

# TÚNEL DO TÉRMINO DA ESTAÇÃO ALAMEDA II CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA FORMAÇÃO DAS “ARGILAS DOS PRAZERES” INTERESSADA PELAS OBRAS

Geotechnical characterization of a Miocene clay for a tunnel of the Lisbon metro

Fernando Marques\*

Jorge Almeida e Sousa\*\*

Luís Leal Lemos\*\*\*

**RESUMO** - O túnel do Término da Estação Alameda II do Metropolitano de Lisboa foi quase inteiramente escavado numa formação miocénica conhecida como “Argilas dos Prazeres”. No artigo apresenta-se a caracterização geotécnica dessa unidade envolvendo ensaios *in situ* e, essencialmente, ensaios laboratoriais. Foi dispensada particular atenção à definição dos parâmetros de resistência e de diferentes módulos de deformabilidade e, ainda, à modelação matemática das curvas tensão *versus* deformação obtidas em ensaios triaxiais não drenados.

**SYNOPSIS** - A tunnel of the Lisbon Metro was almost entirely excavated in a miocene formation known as “Prazeres Clay”. In the paper the geotechnical characterization of this unit, involving *in situ* and laboratory tests, is presented. Particular attention was devoted to the definition of shear strength parameters and different strain moduli and, also, the mathematical modelling of the stress-strain curves obtained from undrained triaxial tests.

## 1 - INTRODUÇÃO

Para o projecto e posterior análise do comportamento do túnel do Término da Estação Alameda II da denominada linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa, procedeu-se à caracterização geológica e geotécnica do maciço interessado pelas obras. Como a Fig. 1 evidencia, os trabalhos de prospecção mecânica reconheceram ao longo de todo o traçado, sob uma camada superficial de aterros, 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 gresoso ou grés calcário, vulgarmente conhecidos por “cascões”.

Na unidade litoestratigráfica das “Argilas dos Prazeres”, onde o túnel foi quase inteiramente escavado, encontram-se fundamentalmente sedimentos finos argilo-siltosos com comportamento muito rijo ( $N_{SPT} \geq 60$ ). A sua caracterização geotécnica foi feita com base em alguns ensaios *in situ* e num extenso programa de ensaios laboratoriais que incluiu ensaios de identificação, de classificação e de determinação dos principais índices físicos, ensaios edométricos e ensaios triaxiais não drenados.

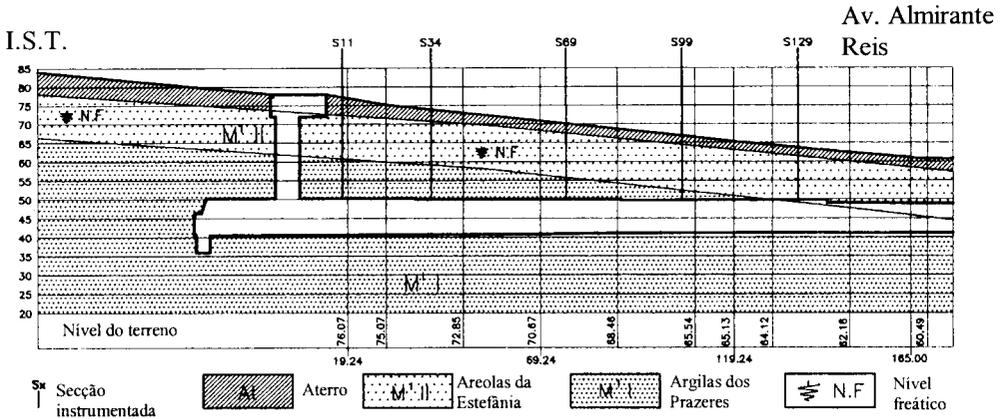
---

\* Assistente, Departamento de Eng. Civil, FCTUC

\*\* Professor Auxiliar, Departamento de Eng. Civil, FCTUC

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

Os ensaios edométricos, utilizados para a obtenção dos parâmetros de compressibilidade e de consolidação e para a avaliação da tensão de pré-consolidação, foram efectuados num edómetro de alta capacidade, o qual permite aplicar uma tensão máxima à amostra de aproximadamente 25 MPa.



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

Nos ensaios triaxiais não drenados as amostras foram previamente consolidadas, tendo sido realizados ensaios com consolidação isotrópica e com consolidação anisotrópica. Com o objectivo de simular as diferentes trajectórias de tensão experimentadas pelos elementos do maciço em redor da escavação, realizaram-se ensaios de compressão (com aumento da tensão axial) e de extensão (com diminuição da tensão axial).

Para além da definição dos parâmetros de resistência e de diferentes módulos de deformabilidade, que são comparados com os deduzidos em diferentes ensaios *in situ* (ensaios realizados com o pressiómetro de Ménard e com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge), foi dispensada particular atenção à modelação matemática das curvas tensão *versus* deformação obtidas, tendo-se para tal efeito empregue os modelos hiperbólico e de Jardine.

## 2 - ENSAIOS *IN SITU*

### 2.1 - Preâmbulo

Por forma a avaliar algumas das propriedades geomecânicas do maciço interessado pelas obras e a prever o estado de tensão inicial do mesmo, foram executados, para além dos ensaios de penetração dinâmica SPT, outros ensaios *in situ*, nomeadamente ensaios com o pressiómetro de Ménard e com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge (Geocontrolo, 1994; IST, 1995; Sousa Coutinho *et al.* 1996a, 1996b, 1996c, 1996d).

### 2.2 - Ensaios com o pressiómetro de Ménard (PMT)

A realização de ensaios pressiométricos do tipo Ménard teve em vista a determinação directa das características dos materiais interessados pela abertura do túnel, em termos de resistência e de deformabilidade.

Relativamente à formação das “Argilas dos Prazeres”, os ensaios com o pressiómetro de Ménard permitiram a estimativa dos valores da resistência e do módulo de deformabilidade em condições não drenadas.

A resistência ao corte não drenado foi estimada de acordo com a metodologia proposta por Cassan (1978), sendo os resultados obtidos representados na Fig. 2.

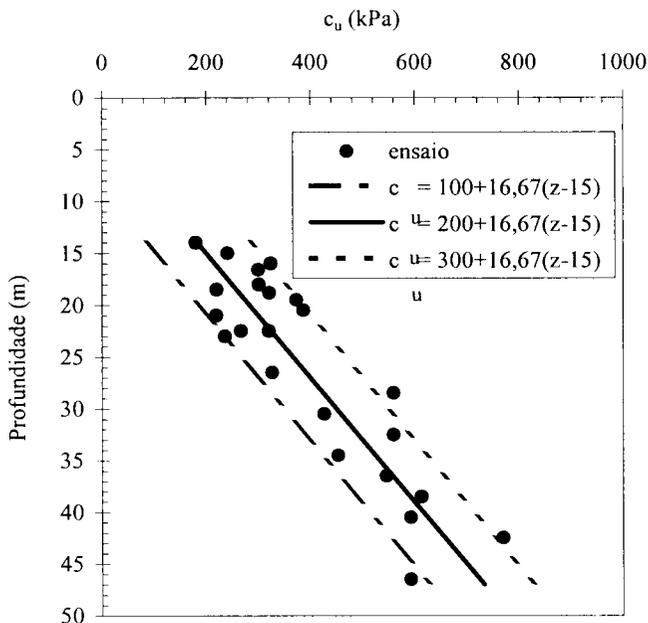


Fig. 2 - Resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard - valores da resistência ao corte não drenado obtidos nas “Argilas dos Prazeres”.

Analisando a figura anterior, pode-se verificar que:

- i) embora exista alguma dispersão de resultados, é notório o aumento de  $c_u$  em profundidade;
- ii) considerando para a resistência não drenada a uma profundidade de 15 m os valores de 100 e 300 kPa, obtêm-se duas linhas, representadas a tracejado na figura, que enquadram na quase totalidade os valores obtidos nos ensaios;
- iii) considerando a média dos valores obtidos, a evolução da resistência não drenada em profundidade pode ser expressa pela equação:

$$c_u = 200 + 16,67 \cdot (z - 15) \text{ (kPa) para } z \geq 15 \text{ m} \quad (1)$$

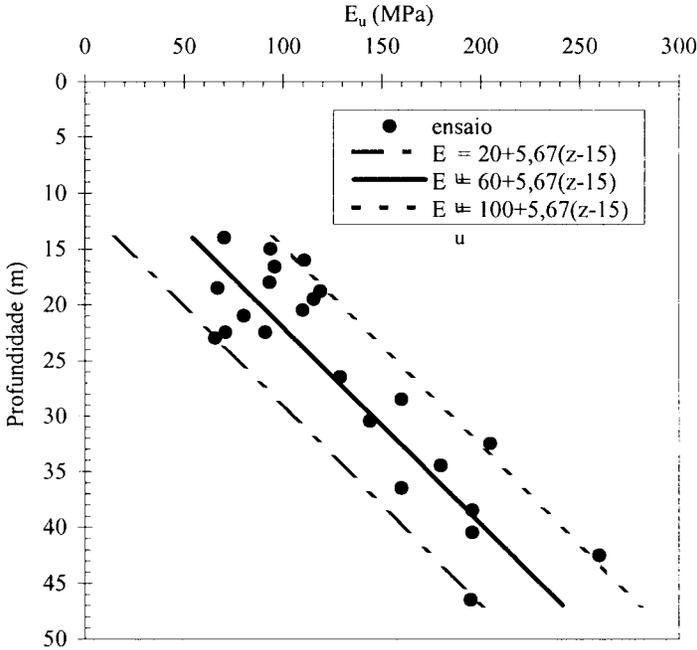
A deformabilidade destes materiais de natureza argilosa foi avaliada, seguindo a metodologia proposta por Baguelin *et al.* (1978), a partir de correlações com os valores do módulo pressiométrico e da pressão limite. Os valores dos módulos de deformabilidade obtidos, que variaram entre 66 e 260 MPa, são ilustrados na Fig. 3, sendo bem enquadrados pelas duas linhas paralelas representadas a tracejado.

A análise da figura permite concluir que, tal como acontece com a resistência ao corte não drenado, o módulo de deformabilidade cresce em profundidade. Tendo em consideração a média dos valores obtidos, esse crescimento pode ser traduzido pela expressão:

$$E_u = 60 + 5,67 \cdot (z - 15) \text{ (MPa) para } z \geq 15 \text{ m} \quad (2)$$

cuja representação gráfica é feita a cheio na figura.

É de notar que a razão  $E_u/c_u$  encontrada varia entre 300 e 330, valores que estão de acordo com os indicados por Duncan e Buchignani (1976) para este tipo de solos sobreconsolidados ( $OCR \approx 6$ ), com um índice de plasticidade inferior a 30%.



**Fig. 3** - Resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard - valores do módulo de deformabilidade obtidos nas “Argilas dos Prazeres”.

### 2.3 - Ensaios com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge (SBPT)

No que concerne aos ensaios com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge, para além da definição dos parâmetros de resistência e de deformabilidade dos solos, procurou-se estimar a partir dos seus resultados o valor do coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ , uma vez que se trata dos ensaios que presentemente melhores possibilidades oferecem para a sua determinação.

Dos ensaios realizados, no âmbito dos trabalhos acordados entre o LNEC e o Metropolitano de Lisboa para a realização de um estudo com vista à caracterização mecânica de solos miocénicos de Lisboa, foram considerados, na definição dos parâmetros de resistência e de deformabilidade das “Argilas dos Prazeres”, os resultados daqueles onde se não verificaram ocorrências anormais. Os parâmetros obtidos, de acordo com as metodologias expostas por Sousa Coutinho *et al.* (1996a), estão compilados no Quadro 1, devendo notar-se que os módulos de deformabilidade foram deduzidos a partir dos valores determinados em ciclos de descarga-recarga dos módulos de distorção, considerando um coeficiente de Poisson de 0,5.

**Quadro 1** - Resultados dos ensaios com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge – valores da resistência ao corte e do módulo de deformabilidade em condições não drenadas obtidos nas “Argilas dos Prazeres”.

Unidade litoestratigráfica	Profundidade (m)	$c_u$ (kPa)	$E_u$ (MPa)
	16,5	944	684
	18,5	611	719
	20,1	1286	1033
Argilas dos Prazeres	21,4	1015	733
	28,0	1292	729
	30,6	1372	807
	34,5	2013	975
	39,8	2030	1218

Apesar de os resultados obtidos apresentarem uma certa dispersão, a análise do quadro anterior permite identificar certas tendências de comportamento, nomeadamente as que dizem respeito ao crescimento da resistência ao corte não drenado e do módulo de deformabilidade com a profundidade, tal como já haviam evidenciado os ensaios com o pressiómetro de Ménard.

Pode também observar-se que os valores da resistência ao corte não drenado calculados são, em média, cerca de 3,5 vezes superiores aos valores deduzidos com o pressiómetro de Ménard e ainda que a relação entre os valores dos módulos de deformabilidade calculados nos ensaios com o pressiómetro autoperfurador e com o pressiómetro de Ménard é, em média, cerca de 7, o que significa que os módulos obtidos a partir de ensaios com o primeiro daqueles pressiómetros correspondem a níveis de deformação distorcionais bem mais baixos.

No que concerne aos verdadeiros módulos elásticos destes materiais, é de notar que os valores dos módulos de elasticidade deduzidos directamente dos resultados de ensaios sísmicos entre furos (*cross-hole*) realizados no Terreiro do Paço, no mesmo tipo de formação miocénica e a profundidades compreendidas entre 25 e 41 m, não se revelaram, de um modo geral, muito superiores aos valores de  $E_u$  indicados no Quadro 1 para as mesmas profundidades (Fialho Rodrigues e Mota, 1998). Com efeito, não considerando apenas três ensaios cujos resultados se afastaram significativamente dos restantes, indicando a eventual presença de intercalações calcárias nos troços ensaiados, os valores dos módulos de elasticidade deduzidos desses ensaios sísmicos variaram entre 720 e 1580 MPa, com um valor médio de 1130 MPa, valor este apenas cerca de 30% superior ao determinado nos ensaios com o pressiómetro autoperfurador.

Nos ensaios realizados com o pressiómetro autoperfurador avaliou-se igualmente a tensão horizontal de repouso e, conseqüentemente, o coeficiente de impulso em repouso, tendo-se chegado a valores, para este coeficiente, entre 0,57 e 1,33, com um valor médio de aproximadamente 0,87.

### 3 - ENSAIOS LABORATORIAIS

#### 3.1 - Preâmbulo

Com as amostras indeformadas que foram colhidas a diferentes profundidades nas sondagens efectuadas, bem como em alguns dos tarolos das mesmas, foram realizados alguns ensaios laboratoriais, nomeadamente ensaios de identificação, de classificação e de

determinação dos principais índices físicos, ensaios edométricos e ensaios triaxiais consolidados não drenados (Marques, 1998).

### 3.2 - Características de identificação, de classificação e principais índices físicos

A análise da Fig. 4, onde se representa as curvas obtidas nas análises granulométricas sobre amostras colhidas nas “Argilas dos Prazeres”, e da Fig. 5, onde se representa a variação em profundidade das percentagens de areia, silte e argila, permite constatar que a fracção fina é predominante e que o fuso granulométrico destes materiais é relativamente largo, variando significativamente a percentagem dos diferentes tipos de partículas presentes nas diversas amostras ensaiadas.

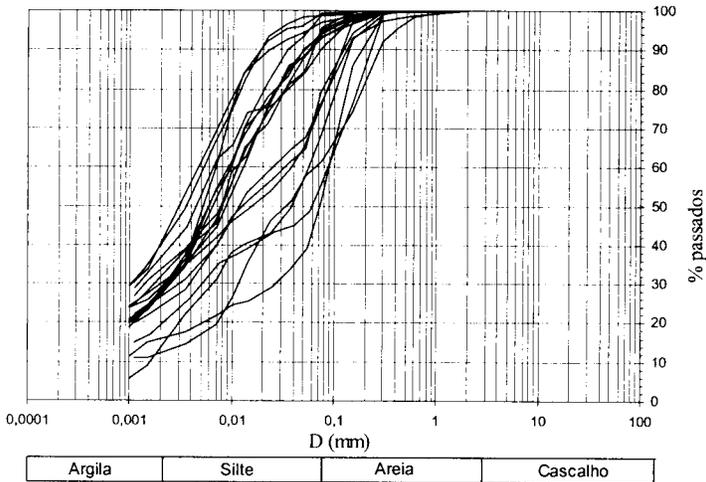


Fig. 4 – Curvas granulométricas.

Na Fig. 6 é apresentada a variação em profundidade do teor em água natural,  $w$ , e feita a comparação com os valores dos limites de consistência. Como se pode observar, o teor em água natural diminui um pouco em profundidade, nunca se afastando significativamente dos valores correspondentes ao limite de plasticidade,  $w_p$ , o que permite concluir, naturalmente, que as “Argilas dos Prazeres” correspondem a solos muito rijos. Ainda no que diz respeito aos limites de consistência, deve-se salientar que os valores do limite de liquidez,  $w_L$ , são muito menos uniformes do que os do limite de plasticidade, variando entre 21 e 55%, a que corresponde índices de plasticidade,  $I_p$ , variáveis entre 7 e 29%, com um valor médio de, aproximadamente, 23%. Naturalmente que os valores mais baixos do índice de plasticidade ocorrem às profundidades onde a presença da fracção argilosa é menos significativa, como se pode observar na Fig. 5.

Como mostra a Fig. 7, para a classificação das amostras foram implantados na carta de plasticidade de Casagrande os valores dos limites de consistência. A grande maioria das amostras foi classificada como argila magra ou de baixa plasticidade (CL), existindo no entanto três que foram classificadas como argilas gordas ou de alta plasticidade (CH) e uma outra que foi classificada como silte plástico (MH).

Na Fig. 8 representa-se a variação em profundidade do peso volúmico total,  $\gamma$ , do peso volúmico seco,  $\gamma_d$ , e do índice de vazios,  $e$ , deduzidos das amostras utilizadas nos ensaios edométricos e triaxiais. A observação da figura evidencia que  $\gamma_d$  e  $\gamma$  apresentam valores

variáveis entre 15,7 e 17,7 kN/m<sup>3</sup> e 19,6 e 21,3 kN/m<sup>3</sup>, respectivamente, existindo uma ligeira tendência para aumentarem em profundidade. No que respeita ao índice de vazios, *e*, verifica-se, pelo contrário, uma tendência para um muito ligeiro decréscimo em profundidade, apresentando valores oscilando entre 0,626 e 0,454, com um valor médio de, aproximadamente, 0,56.

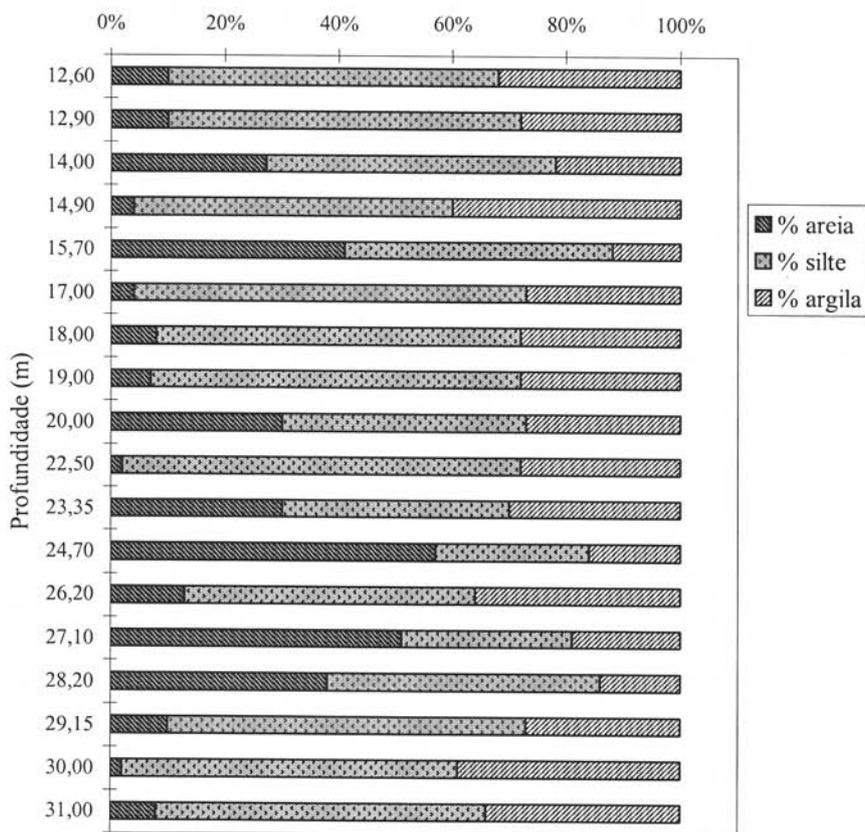


Fig. 5 – Variação em profundidade das percentagens de areia, silte e argila.

Por fim, refira-se que o valor médio encontrado para a densidade das partículas sólidas foi de 2,60.

### 3.3 - Ensaio edométricos

Foram realizados cinco ensaios edométricos sobre provetes cortados de amostras colhidas a diferentes profundidades. Devido à impossibilidade de definir o ramo normalmente consolidado da curva de compressão de ensaios efectuados em edómetros de pequena capacidade (tensão máxima aplicada à amostra igual a 3,6 MPa), optou-se por um edómetro de alta capacidade, o qual permite aplicar uma tensão máxima à amostra de 24,8 MPa.

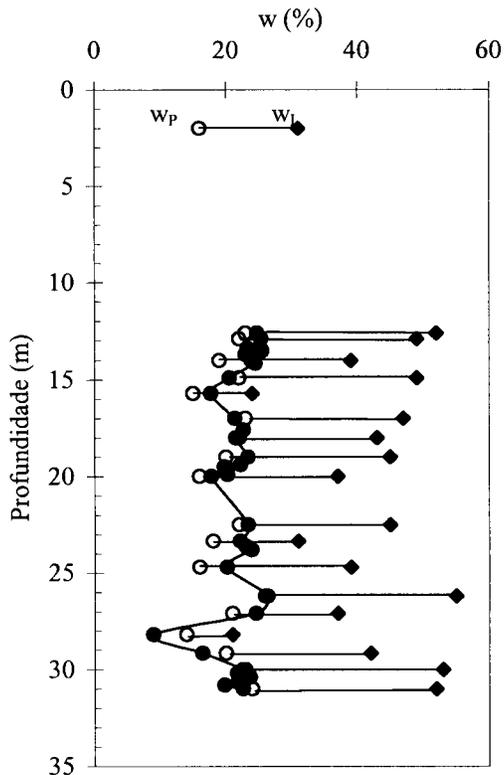


Fig. 6 – Variação em profundidade do teor em água natural e dos limites de consistência.

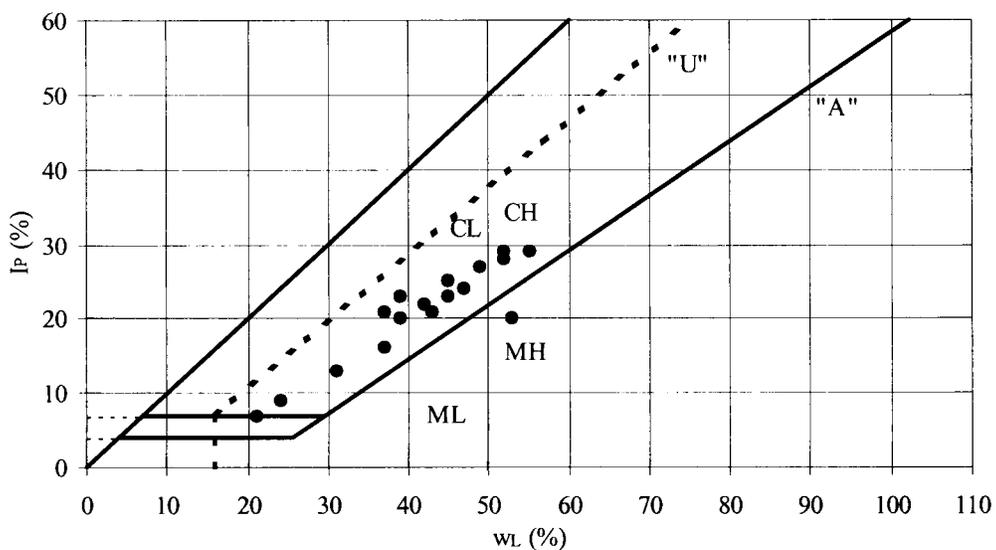
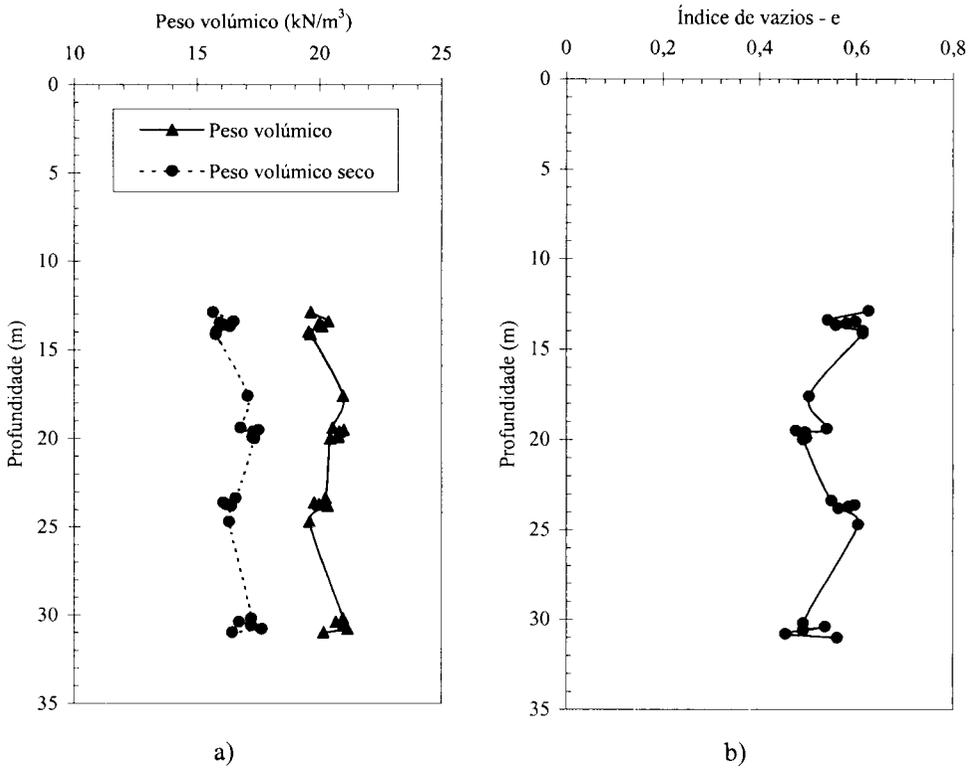
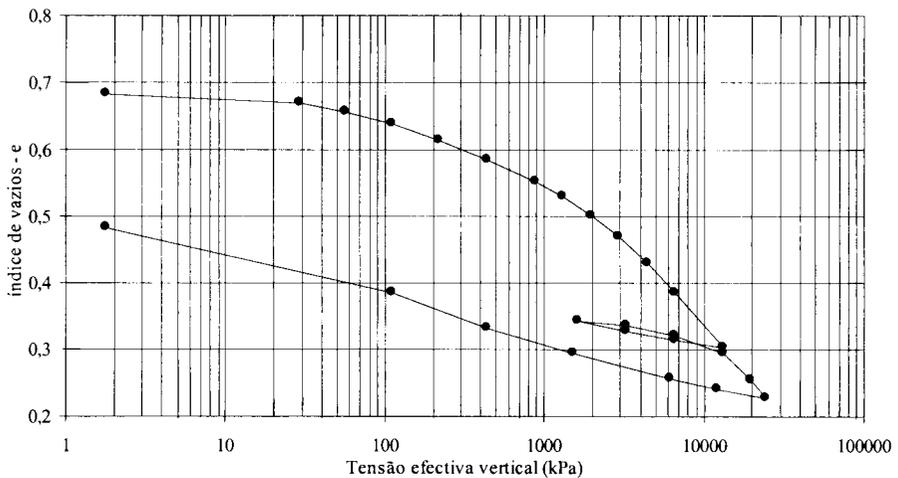


Fig. 7 – Implantação dos limites de consistência na carta de plasticidade de Casagrande.



**Fig. 8** – Evolução em profundidade de: a) pesos volúnicos seco e total; b) índice de vazios.

Na Fig. 9 é representada a curva de compressão obtida no ensaio com uma amostra colhida à profundidade de 14 m. Como facilmente se pode constatar pela análise da curva em questão, o ramo normalmente consolidado já está perfeitamente definido.



**Fig. 9** – Curva de compressão obtida no edómetro de alta capacidade ( $\sigma'_{v_0} = 240$  kPa).

No Quadro 2 resume-se os resultados obtidos: a tensão de pré-consolidação, o grau de sobreconsolidação, o índice de compressibilidade no ramo normalmente consolidado das curvas de compressão, o índice de recompressibilidade, o coeficiente de consolidação, o coeficiente de compressão volumétrico, o coeficiente de permeabilidade e o coeficiente de consolidação secundária, os quatro últimos parâmetros definidos para o escalão de carga correspondente à tensão efectiva de repouso.

**Quadro 2 – Características de compressibilidade e de consolidação.**

Prof. (m)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)	OCR	$C_c$	$C_r$	Valores para o escalão de carga correspondente a $\sigma'_{v0}$			
						$c_v$ (Taylor) (m <sup>2</sup> /ano)	$m_v \times 10^{-5}$ (kPa <sup>-1</sup> )	$k \times 10^{-10}$ (m/s)	$c_\alpha$
12,9	230	1350	5,87	0,282	0,056	9,19	7,20	2,06	0,00117
14,0	240	1371	5,71	0,278	0,047	9,06	7,96	2,24	0,00151
20,0	300	2000	6,67	0,267	0,034	6,96	7,62	1,65	0,00108
24,7	350	1910	5,50	0,246	0,032	37,30	5,00	5,80	---
31,0	410	2268	5,53	0,322	0,063	4,67	10,90	1,58	0,00149

Da análise dos resultados apresentados, pode-se concluir que as “Argilas dos Prazeres” são solos sobreconsolidados com grau de sobreconsolidação próximo de 6 e que apresentam valores médios dos índices de compressibilidade,  $C_c$ , e de recompressibilidade,  $C_r$ , de 0,278 e de 0,046, respectivamente.

No que concerne ao coeficiente de permeabilidade,  $k$ , o valor médio encontrado é de  $2,7 \times 10^{-10}$  m/s, valor este apenas um pouco menor do que o obtido *in situ* com os ensaios do tipo Lefranc ( $10^{-9}$  m/s).

No Quadro 3 são apresentados os valores do coeficiente de impulso em repouso estimados a partir dos resultados dos ensaios edométricos. Para tal estimativa, utilizou-se a correlação empírica de  $K_0$  com OCR introduzida por Schmidt (1966), expressa por:

$$K_0(OCR) = K_0(NC) \times OCR^m \quad (3)$$

onde  $K_0(NC)$  é o valor do coeficiente de impulso em repouso para o solo normalmente consolidado, que pode ser definido em função do ângulo de atrito em termos de tensões efectivas ( $\phi' \approx 34^\circ$ ), de acordo com (Jaky, 1944):

$$K_0(NC) = 1 - \text{sen } \phi' \quad (4)$$

ou em função do índice de plasticidade, definido para cada uma das amostras ensaiadas, através de (Alpan, 1967):

$$K_0(NC) = 0,19 + 0,233 \cdot \log_{10} I_p \quad (5)$$

e  $m$  é um parâmetro que, para solos de natureza argilosa e segundo indicações de Ladd *et al.* (1977), está compreendido entre 0,4 e 0,5.

A comparação dos resultados apresentados no Quadro 3 com os obtidos na zona amostrada com o pressiómetro autoperfurador é bastante satisfatória. Com efeito, verifica-se que todos os valores estimados do coeficiente de impulso em repouso se encontram na metade superior do intervalo de variação dos valores obtidos nos ensaios pressiométricos ( $1,33 \geq K_0 \geq 0,87$ ).

**Quadro 3 – Coeficiente de impulso em repouso estimado a partir dos ensaios edométricos.**

Prof. (m)	$I_p$ (%)	$K_0$ (NC)		OCR	$K_0$ (OCR)			
					$m = 0,4$		$m = 0,5$	
		(1)	(2)		(1)	(2)	(1)	(2)
12,9	27	0,440	0,524	5,87	0,89	1,06	1,01	1,27
14,0	20	0,440	0,493	5,71	0,88	0,99	1,05	1,18
20,0	21	0,440	0,498	6,67	0,94	1,06	1,14	1,29
24,7	23	0,440	0,507	5,50	0,87	1,00	1,03	1,19
31,0	28	0,440	0,527	5,53	0,87	1,04	1,03	1,24

(1)  $K_0$  (NC) estimado através da expressão (4)

(2)  $K_0$  (NC) estimado através da expressão (5)

### 3.4 - Ensaios de corte triaxial

Na determinação das características mecânicas (resistência e deformabilidade) foram utilizados os resultados de 24 ensaios triaxiais do tipo consolidado não drenado realizados nos Laboratórios de Mecânica dos Solos e de Geotecnia dos Departamentos de Engenharia Civil das Universidades de Coimbra e do Porto sobre amostras indeformadas.

As amostras foram consolidadas à tensão efectiva de repouso, tendo esta tensão sido estabelecida atendendo à posição do nível freático e na base de dois valores do coeficiente de impulso em repouso iguais a 0,8 e 1,0, adoptados tendo em conta os valores obtidos dos ensaios com o pressiómetro autoperfurador e dos ensaios edométricos anteriormente referidos.

Com o objectivo de simular duas das trajectórias de tensão que o maciço envolvente do túnel experimental, foram duas as formas de, actuando nas tensões da câmara e do êmbolo, levar as amostras à rotura: 1) mantendo constante a tensão na câmara e aumentando a tensão axial (compressão); 2) mantendo constante a tensão na câmara e diminuindo a tensão axial (extensão).

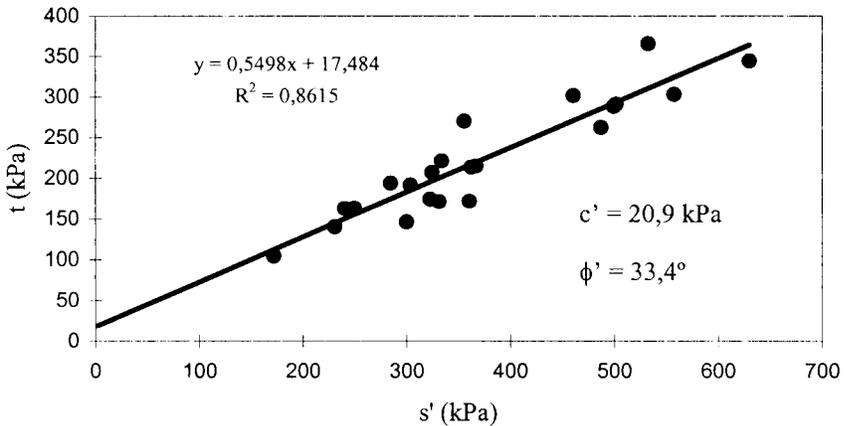
Alguns dos ensaios de compressão foram realizados com um ciclo de descarga-recarga, por forma a analisar a resposta do solo numa situação em que o nível de tensão é inferior ao já experimentado. Houve a preocupação de iniciar estes ciclos de descarga-recarga a níveis de tensão não muito elevados, por forma a que a histerese fosse a menor possível.

Em parte dos ensaios recorreu-se, conjuntamente com a instrumentação externa (IE), à instrumentação através de dispositivos de instrumentação local (II), como electrónveis, colocados directamente sobre os provetes.

Na determinação dos parâmetros de resistência, o critério de rotura que se mostrou mais adequado foi aquele que se baseia nos pontos correspondentes às máximas tensões efectivas normalizadas. A justificação para isso reside no facto de se ter verificado que existe frequentemente uma correspondência entre esses pontos e aqueles em que as trajectórias de

tensão efectiva atingem a envolvente de rotura, pelo que o aumento, em geral pequeno, da resistência inerente ao critério que atende aos valores máximos da tensão desviatória está associado à parte das trajectórias da tensão efectiva que já se desenvolve sobre aquela envolvente.

Na Fig. 10 representa-se no espaço  $s'$ - $t$  ( $s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$ ;  $t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ ) os pontos correspondentes à rotura da totalidade dos provetes ensaiados e a correspondente envolvente, à qual corresponde uma coesão efectiva de 20,9 kPa e um ângulo de resistência efectivo de 33,4°. É interessante notar que considerando separadamente os conjuntos dos resultados dos ensaios de extensão e de compressão realizados, os parâmetros de resistência diferem. É nula a coesão em ambos os casos e o ângulo de resistência efectivo vale 39,4° e 35,1° em extensão e em compressão, respectivamente. Esta discrepância dos ângulos de resistência em extensão e em compressão traduz a dependência dos parâmetros de resistência da tensão principal intermédia.



**Fig. 10** - Envolvente de rotura no espaço  $s'$ - $t$  e correspondentes parâmetros de resistência em termos de tensões efectivas.

Na Fig. 11 são apresentados os valores obtidos para a resistência ao corte não drenado na totalidade dos ensaios triaxiais efectuados. O exame da figura sugere os seguintes comentários (Almeida e Sousa, 1998):

- i) os valores da resistência ao corte não drenado nos ensaios de extensão são inferiores aos obtidos a partir dos ensaios de compressão; é de notar que tendo sido os ensaios efectuados com  $K_0$  inferior ou igual a 1,0 e sendo  $\phi'$  em extensão maior do que em compressão, estes resultados em termos de  $c_u$  são explicáveis pelo facto de o parâmetro da tensão neutra  $A_f$  em extensão (valor médio de 0,58) ser substancialmente maior do que em compressão (valor médio de 0,13);
- ii) apesar da dispersão dos valores ser acentuada, parece evidente o crescimento da resistência em profundidade;
- iii) esse crescimento de resistência em extensão e em compressão, respectivamente, pode ser traduzido pelas seguintes duas expressões:

$$c_u = 130 + 4 \cdot (z - 10) \quad (\text{kPa}) \quad \text{para } z \geq 10 \text{ m} \quad (6)$$

$$c_u = 150 + 11 \cdot (z - 10) \quad (\text{kPa}) \quad \text{para } z \geq 10 \text{ m} \quad (7)$$

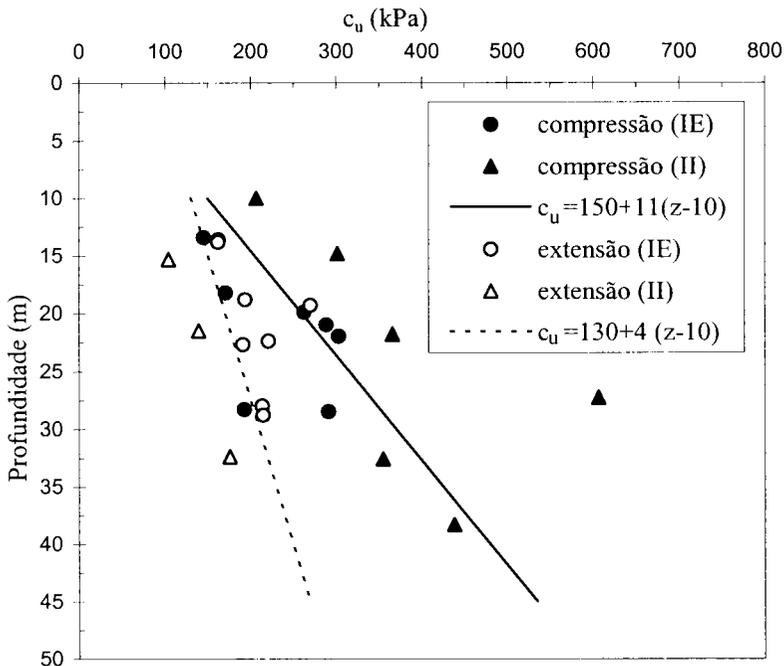


Fig. 11 - Variação em profundidade da resistência ao corte não drenado obtida em ensaios triaxiais de extensão e de compressão.

Ainda no que se refere à resistência ao corte não drenado, é de notar que nas camadas mais superficiais da formação os valores obtidos nos ensaios triaxiais de compressão se aproximaram dos estimados a partir dos resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard, sendo, no entanto, o seu crescimento em profundidade menos acentuado.

No que concerne à interpretação das curvas tensão-deformação, foram determinados os seguintes módulos de deformabilidade: i) módulos secantes para extensões axiais de 0,1, 0,3 e 0,5%; ii) módulo de descarga-recarga, definido entre vértices de histerese dos ciclos de descarga-recarga; iii) módulo “pseudo-elástico” (Viana da Fonseca, 1996), deduzido dos ramos retilíneos iniciais da recarga dos ciclos descarga-recarga.

Uma vez que se constatou que as curvas obtidas a partir da instrumentação interna das amostras são, em geral, mais rígidas, para além de que os módulos variam de maneira mais homogênea com a tensão de consolidação, logo com a profundidade, optou-se por apenas considerar os valores deduzidos dos resultados dos ensaios em que esse tipo de instrumentação foi utilizado.

Admitindo uma variação linear em profundidade dos módulos de deformabilidade, ela pode ser expressa por equações do tipo:

$$E_u = a + b \cdot (z - 10) \quad (\text{MPa}) \quad \text{para } z \geq 10 \text{ m} \quad (8)$$

sendo  $a$  e  $b$  parâmetros obtidos por simples regressões lineares. No Quadro 4 são apresentados os seus valores para os vários módulos identificados.

Da análise dos valores apresentados no quadro anterior pode verificar-se que (Almeida e Sousa, 1998):

- i) é grande a influência do tipo de ensaio sobre o valor dos módulos de deformabilidade; para todos os níveis de deformação considerados, os módulos de deformabilidade secantes deduzidos dos ensaios em compressão são mais elevados do que os derivados dos ensaios em extensão;
- ii) os módulos calculados entre vértices dos ciclos de descarga-recarga (todos eles feitos até valores próximos da tensão distorcional inicial) são significativamente inferiores aos módulos “pseudo-elásticos”;
- iii) os valores deduzidos destes últimos módulos são muito baixos quando comparados com os decorrentes dos ensaios *in situ* com o pressiómetro autopercussor, o que traduz, de certo modo, a grande perturbação do solo originada pela amostragem.

**Quadro 4** – Parâmetros de deformabilidade deduzidos dos ensaios triaxiais de extensão e de compressão com instrumentação interna.

Módulos de Deformabilidade	Extensão		Compressão	
	a	b	A	b
$E_u (0,1\%)$	50	1,67	50	2,50
$E_u (0,3\%)$	27	1,05	30	1,50
$E_u (0,5\%)$	17	0,94	22	1,25
$E_u (ur)$	---	---	40	4,00
$E_u (el)$	---	---	167	6,10

## 4 - MODELOS CONSTITUTIVOS

### 4.1 - Preâmbulo

Na tentativa de reproduzir as curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios triaxiais em que a medição da extensão axial foi feita por via interna, foram dois os modelos constitutivos empregues: o modelo hiperbólico e o modelo de Jardine. Com o primeiro procurou-se apenas modelar os ensaios de compressão, enquanto que o segundo foi utilizado na modelação dos dois tipos de ensaio: extensão e compressão.

### 4.2. Modelo hiperbólico

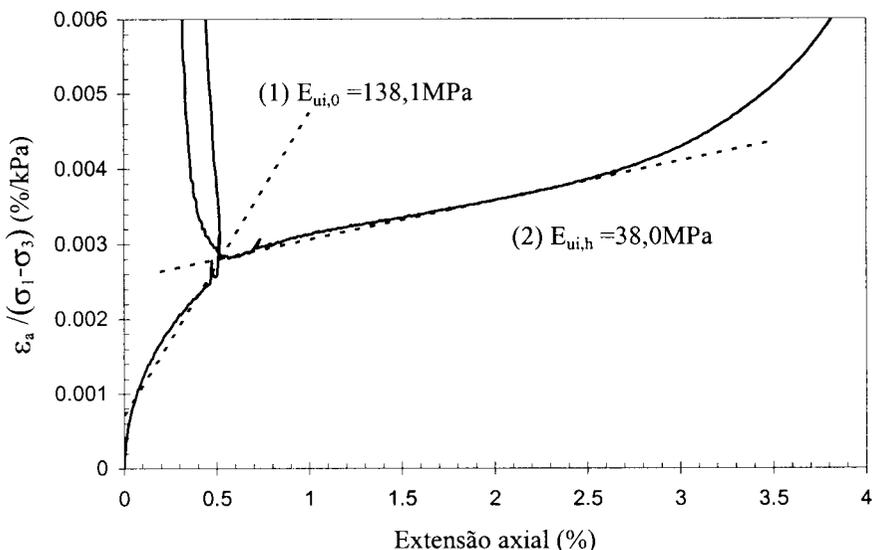
Admitindo a hipótese de variação hiperbólica de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  versus  $\epsilon_a$  (Kondner, 1963) definiram-se dois módulos tangentes iniciais a partir das curvas que relacionam  $(\epsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3))$  versus  $\epsilon_a$ , como se ilustra, na Fig. 12, para o caso de um ensaio de compressão triaxial ( $\sigma'_{vc} = 329,45$  kPa;  $K_0 = 0,8$ ).

Da observação da figura constata-se que a curva pode ser aproximada por dois troços retilíneos a que correspondem dois módulos tangentes iniciais que foram designados por:

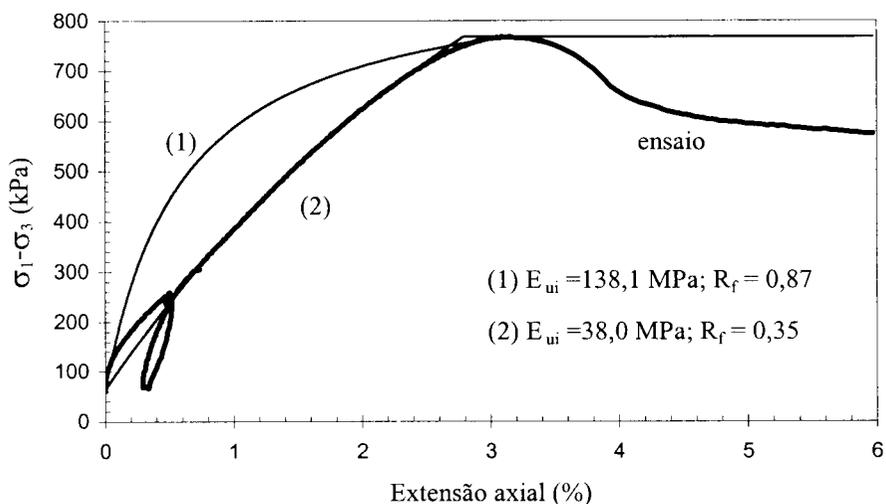
- i)  $E_{ui,0}$  - módulo determinado a partir do troço correspondente às mais baixas tensões distorcionais;
- ii)  $E_{ui,h}$  - módulo definido considerando os valores de  $q$  ( $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ ) correspondentes a 75 e 90% da tensão desviatória na rotura, técnica que é correntemente utilizada.

Na Fig. 13 compara-se a curva observada no ensaio referido e as decorrentes da modelação hiperbólica, considerando os dois tipos de módulos tangentes iniciais e valores de  $R_f$  definidos, no primeiro caso, de modo que a curva modelada coincida com a experimental no ponto

correspondente à tensão de desvio máxima e, no segundo caso, do modo correntemente utilizado, isto é, considerando a inclinação da recta que aproxima a curva experimental no plano  $((\varepsilon_a / q); \varepsilon_a)$ .



**Fig. 12** – Definição dos módulos tangentes iniciais para um ensaio de compressão triaxial ( $\sigma'_{vc} = 329,45$  kPa;  $K_0 = 0,8$ ).



**Fig. 13** - Comparação da curva observada num ensaio de compressão triaxial ( $\sigma'_{vc} = 329,45$  kPa;  $K_0 = 0,8$ ) com as modeladas hiperbolicamente.

Do exame da figura anterior, pode-se concluir da dificuldade em reproduzir ao longo de todo o seu desenvolvimento a curva do ensaio com uma hipérbole de primeira ordem. Com efeito, a modelação a partir de  $E_{ui,0}$  acompanha razoavelmente o andamento da curva observada para os mais baixos níveis das tensões distorcionais, mas é notório o desajuste para os restantes

níveis. O contrário acontece com a modelação a partir de  $E_{ui,h}$ . Neste caso, o desenvolvimento final da curva observada é bem acompanhado, mas há uma grande subestimação do módulo de deformabilidade tangente para os mais baixos níveis das tensões distorcionais induzidas.

Tomando como referência os ensaios de compressão realizados com instrumentação interna e considerando uma variação linear em profundidade do módulo de deformabilidade (expressão (8)), apresenta-se no Quadro 5 os parâmetros  $a$  e  $b$  que permitem definir os dois módulos anteriormente identificados, bem como os valores do parâmetro  $R_f$  que serviram de base à respectiva modelação hiperbólica.

**Quadro 5 - Modelação hiperbólica. Módulos tangentes iniciais e valores de  $R_f$ .**

Módulos tangentes iniciais	$a$	$b$	$R_f$
$E_{ui,0}$	76	4,80	0,95
$E_{ui,h}$	16	1,80	0,20

Note-se que o muito baixo valor de  $R_f$  obtido no caso em que a parametrização do solo foi feita da maneira tradicional ( $E_{ui,h}$ ) indicia erradamente uma resposta de elevada linearidade.

### 4.3 - Modelo de Jardine

De entre as propostas alternativas à modelação hiperbólica optou-se por utilizar a formulação de Jardine (1985). De acordo com essa formulação a expressão que relaciona o módulo de deformabilidade secante, normalizado em relação à resistência ao corte não drenado, com a extensão axial é do tipo logarítmico periódico:

$$\frac{E_u}{c_u} = A + B \cdot \cos \left\{ \alpha \cdot \left[ \log_{10} \left( \frac{\epsilon_a}{C} \right) \right]^\gamma \right\} \quad (9)$$

em que  $A$ ,  $B$  e  $C$  são constantes definidas da curva experimental e  $\alpha$  e  $\gamma$  são parâmetros periódicos.

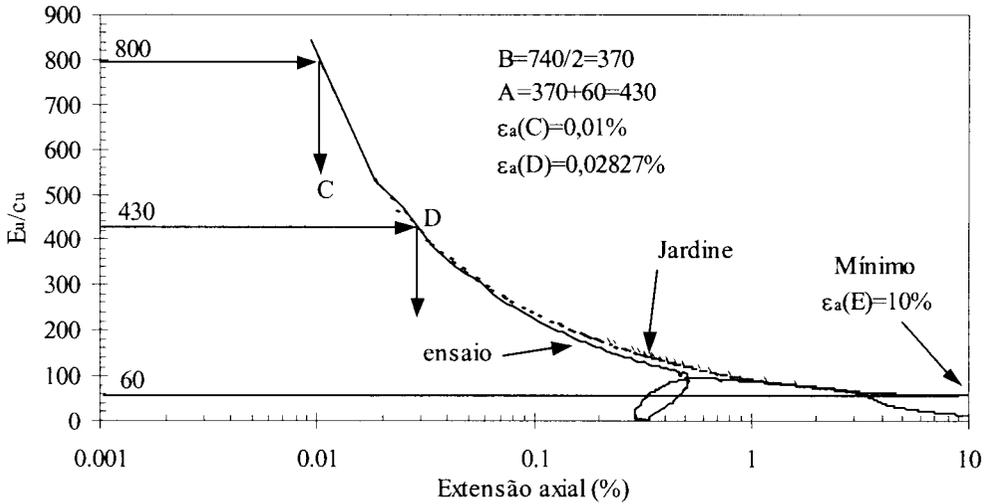
A possibilidade de com este tipo de formulação ser possível representar as curvas observadas nos ensaios ao longo de todo o seu desenvolvimento foi testada em dois dos ensaios realizados, um de compressão ( $\sigma'_{vc} = 329,45$  kPa;  $K_0 = 0,8$ ) e outro de extensão ( $\sigma'_{vc} = 257,64$  kPa;  $K_0 = 0,8$ ). Na Fig. 14 apresenta-se, esquematicamente, a determinação das constantes e dos parâmetros periódicos do modelo para a aproximação da curva do primeiro desses ensaios.

A comparação das curvas observadas nos dois ensaios com as resultantes da modelação é apresentada nas Fig.s 15 e 16, onde também são identificados, para um e outro dos casos, os parâmetros do modelo. Pela observação das duas figuras, pode-se concluir que com a utilização do modelo de Jardine se conseguiu reproduzir de forma muito aproximada a resposta constitutiva global desde os níveis deformacionais mais baixos até às proximidades da rotura

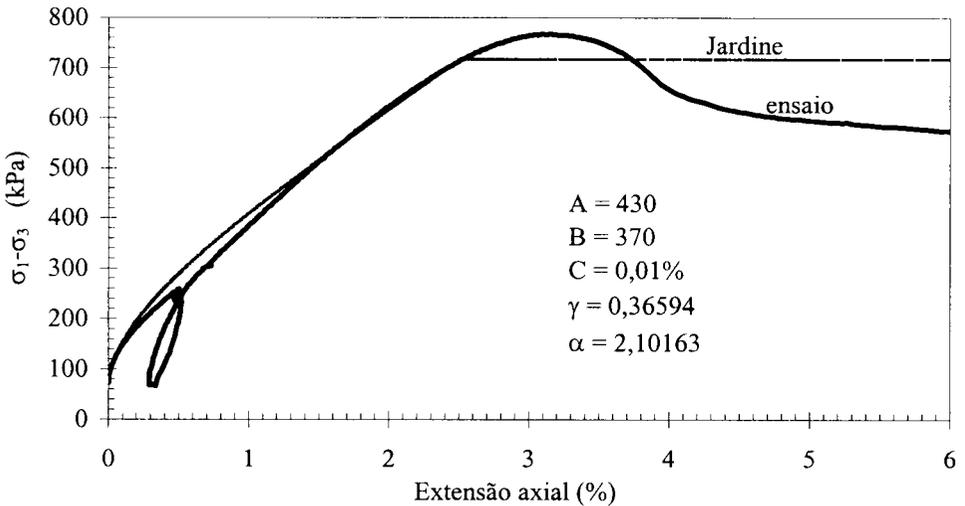
No Quadro 6 são compilados os parâmetros do modelo de Jardine que resultaram do ajuste do modelo ao conjunto de ensaios de compressão e de extensão efectuados.

**Quadro 6 - Parâmetros do modelo não linear de Jardine.**

Tipo de Ensaio	$A$	$B$	$C$ (%)	$\alpha$	$\gamma$	$E$ (%)
Compressão	430	370	0,01	2,036	0,3949	10,0
Extensão	1090	1050	0,005	1,931	0,4073	10,0



**Fig. 14** – Esquema da determinação dos parâmetros do modelo não linear de Jardine para a aproximação da curva tensão-deformação de um ensaio de compressão triaxial ( $\sigma'_{vc} = 329,45$  kPa;  $K_0 = 0,8$ ).



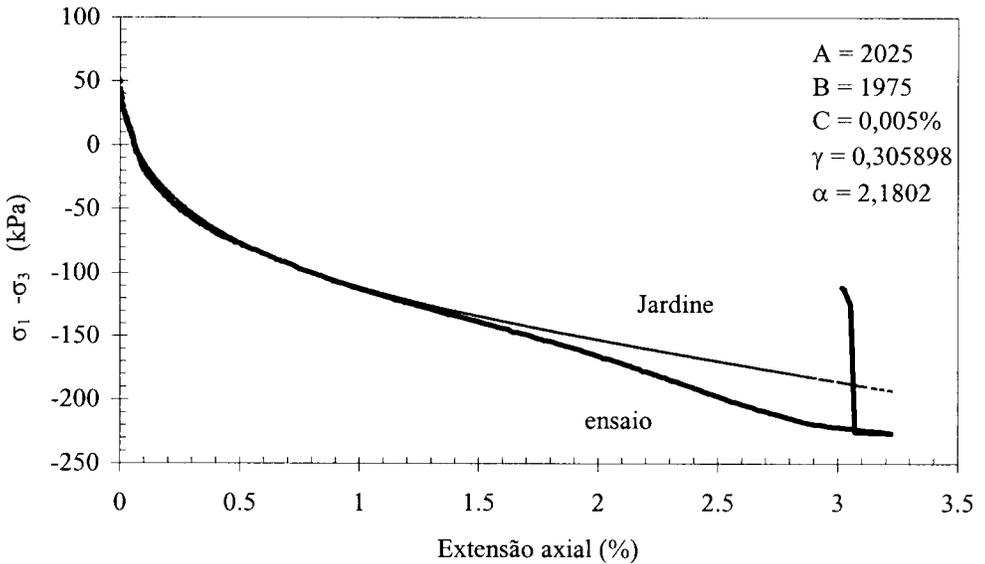
**Fig. 15** - Simulação da curva tensão-deformação de um ensaio de compressão triaxial através do modelo de Jardine ( $\sigma'_{vc} = 329,45$  kPa;  $K_0 = 0,8$ ).

## 5 - CONCLUSÕES

Do estudo realizado entende-se ser de realçar algumas conclusões.

Os parâmetros de resistência e de deformabilidade deduzidos dos ensaios com o pressiómetro do tipo Ménard (*PMT*) são significativamente inferiores aos obtidos nos ensaios realizados com o pressiómetro autopercussor de Cambridge (*SBPT*). As relações obtidas entre

os valores calculados nos ensaios com o pressiómetro autopercussor e com o pressiómetro de Ménard foram, em média, de 3,5 e 7,0, respectivamente, para a resistência e para o módulo de deformabilidade em condições não drenadas.



**Fig. 16** - Simulação da curva tensão-deformação de um ensaio de extensão triaxial através do modelo de Jardine ( $\sigma'_{vc} = 257,64$  kPa;  $K_0 = 0,8$ ).

Os módulos de deformabilidade em condições não drenadas avaliados nos ensaios com o pressiómetro autopercussor parecem não estar muito longe de reproduzir o comportamento elástico deste material, uma vez que os seus valores não se revelaram muito inferiores aos módulos de elasticidade deduzidos directamente de ensaios sísmicos entre furos efectuados no mesmo tipo de formação miocénica e à mesma profundidade, embora noutra local de Lisboa.

O valor médio do coeficiente de impulso em repouso deduzido das pressões de *lift-off* definidas nos ensaios com o *SBPT* está próximo de 1,0.

Nos ensaios edométricos efectuados num edómetro de grande capacidade foi possível definir o ramo virgem das curvas de consolidação e, conseqüentemente, o respectivo grau de sobreconsolidação, tendo-se obtido para este parâmetro um valor próximo de 6.

Os valores do coeficiente de impulso em repouso estimados a partir dos resultados dos ensaios edométricos e utilizando correlações empíricas são consistentes com os deduzidos dos ensaios com o *SBPT*.

Nos dois tipos de ensaios triaxiais efectuados – extensão e compressão – os valores obtidos para a resistência ao corte não drenado, em particular em extensão, são inferiores aos decorrentes dos ensaios pressiométricos (*PMT* e *SBPT*), tendendo a aumentar a diferença com a profundidade.

O ângulo de resistência efectivo deduzido dos ensaios de extensão é superior ao dos ensaios de compressão, traduzindo esta diferenciação a dependência dos parâmetros de resistência em termos de tensões efectivas do valor da tensão principal intermédia.

As curvas tensão de desvio *versus* deformação axial obtidas a partir da instrumentação interna das amostras são mais rígidas do que as resultantes da instrumentação externa, para

além de que os correspondentes módulos de deformabilidade variam de maneira mais homogênea com a tensão de consolidação, logo com a profundidade.

É grande a influência do tipo de ensaio sobre o valor dos módulos de deformabilidade. Os módulos secantes definidos para os diferentes níveis de deformação (0,1, 0,3 e 0,5%) nos ensaios de extensão são sistematicamente inferiores aos obtidos nos ensaios de compressão.

Os módulos de deformabilidade calculados entre vértices dos ciclos de descarga-recarga (todos eles até valores próximos da tensão distorcional inicial) são significativamente inferiores aos módulos “pseudo-elásticos”, deduzidos dos ramos rectilíneos da recarga dos mesmos ciclos.

Os valores dos chamados módulos “pseudo-elásticos”, com os quais se pretende traduzir o comportamento elástico do material, são muito inferiores aos obtidos nos ensaios com o pressiómetro autoperfurador e em ensaios sísmicos entre furos, o que reflecte o inevitável efeito da perturbação introduzida na amostra.

O modelo hiperbólico não se mostra adequado para reproduzir convenientemente, ao longo de todo o seu desenvolvimento, as curvas  $q-\epsilon_u$  obtidas nos ensaios. A modelação tradicional, com base nos parâmetros definidos considerando os valores de  $q$  correspondentes a 75 e 90% da tensão de rotura, acompanha bem o desenvolvimento final das curvas observadas, mas subestima os módulos de deformabilidade tangentes para os mais baixos níveis de tensão distorcionais. O contrário acontece na modelação em que os parâmetros são definidos a partir do troço correspondente às mais baixas tensões distorcionais.

As curvas tensão de desvio *versus* deformação axial observadas, quer nos ensaios de extensão, quer nos ensaios de compressão, são bem modeladas ao longo de todo o seu desenvolvimento através da formulação de Jardine.

## 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, assim como ao Dep. Eng<sup>a</sup>. Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, nas pessoas do Prof. António Viana da Fonseca e do Sr. Armando Pinto, pela realização de alguns dos ensaios triaxiais. 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.
- Alpan, I. *The empirical evaluation of the coefficients  $K_0$  and  $K_{or}$  - Soil and Foundation*. Jap. Soc. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 7, N<sup>o</sup> 1, pp. 31-40, 1967.
- Baguelin, F.; Jezequel, J. F. e Shields, D. H. *The Pressuremeter and Foundation Engineering*. Trans Tech Publications, 1st ed. Clausthal, Germany, 1978.
- Cassan, M. *Les Essais in Situ en Mécanique des Sols. Tome 1: Realization et Interpretation*. Editions Eyrolles, Paris, 1978.
- Duncan, J. e Buchignani, A. L. *An Engineering Manual for Settlement Studies*. Department of Civil Engineering, Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, Berkeley, 1976.

- Fialho Rodrigues, L. e Mota, R. *Determinação das velocidades de propagação das ondas de compressão e de corte na estação do Terreiro do Paço*. Nota Técnica 56/98 – NP, LNEC, Lisboa, 1998.
- Geocontrolo. *Metropolitano de Lisboa E. P. - Plano de expansão da Rede/PER II, Linha D - 1ª fase: Alameda - EXPO, Zona da Estação Alameda. Vol. I - Reconhecimento Geotécnico e Vol. II - Ensaios de Laboratório*, 1994.
- IST. *Estudo geológico-geotécnico da zona da futura Estação do Metropolitano Alameda II e ramal de ligação entre as linhas C e D - Relatório provisório*. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1995.
- Jaky, J. *The coefficient of earth pressure at rest*. Journal for Society of Hungary Architects and Engineers, Budapest, pp. 355-358, 1944.
- Jardine, R. J. *Investigations of Pile-soil Behaviour with Special Reference to the Foundations of Offshore Structures*. Ph. D. Thesis, University of London, 1985.
- Kondner, R. *Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils*. Journal Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, SM1, pp. 115-143, 1963.
- Ladd, C. C.; Foott, R.; Ishihara, K.; Schlosser, F. e Poulos, H. G. *Stress-deformation and strength characteristics*. State-of-the-Art Report, Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494, 1977.
- Malato, P.; Silva, J. T.; Marques, F. e Almeida e Sousa, J. *Lisbon Metro – Behaviour of a shallow tunnel in stiff clays*. Proc. of the World Tunnel Congress'98 – Tunnels and Metropolises, S. Paulo, Vol. 2, pp. 1169-1174, 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.
- Schmidt, B. *Discussion of earth pressures at rest related to stress history*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, Nº 4, pp. 239-242, 1966.
- Sousa Coutinho, A. G. F.; Marques, M.; Costa, A. e Veiga, J. *Ensaios pressiométricos na zona da Estação da Alameda. Trabalhos realizados, interpretação e resultados dos ensaios. Local: Fonte Luminosa*. Relatório 191/96 – NF, LNEC, Lisboa, 1996a.
- Sousa Coutinho, A. G. F.; Marques, M.; Costa, A. e Veiga, J. *Ensaios pressiométricos na zona da Estação da Alameda. Trabalhos realizados, interpretação e resultados dos ensaios. Local: Azinhaga da Fonte do Louro*. Relatório 215/96 – NF, LNEC, Lisboa, 1996b.
- Sousa Coutinho, A. G. F.; Marques, M.; Costa, A. e Veiga, J. *Ensaios pressiométricos na zona da Estação da Alameda. Trabalhos realizados, interpretação e resultados dos ensaios. Local: Alameda/IST*. Relatório 221/96 – NF, LNEC, Lisboa, 1996c.
- Sousa Coutinho, A. G. F.; Marques, M.; Costa, A. e Veiga, J. *Ensaios pressiométricos na zona da Estação da Alameda. Trabalhos realizados, interpretação e resultados dos ensaios. Local: Alameda/Império*. Relatório 225/96 – NF, LNEC, Lisboa, 1996d.
- Viana da Fonseca, A. *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para o dimensionamento de Fundações Directas*. Tese de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1996.