

# ENSAIOS TRIAXIAIS DOS SOLOS RESIDUAIS DA CIDADE DO PORTO\*

## Triaxial Tests of the Oporto Residual Soils

por

ANTÓNIO SILVA CARDOSO\*\*

RESUMO – Descrevem-se e interpretam-se os resultados de ensaios triaxiais realizados com os solos residuais do “granito do Porto”. Dá-se especial ênfase à influência da trajectória de tensões no comportamento daqueles solos.

SYNOPSIS – The results of triaxial tests of the Oporto residual soils are described and interpreted. Special emphasis is put upon the influence of stress paths on those soils behaviour.

### 1 – INTRODUÇÃO

A maior parte dos solos de fundação do concelho do Porto resulta da alteração do chamado “granito do Porto”. De facto, com excepção da zona da Foz do Douro, onde predominam as formações do complexo xistoso-gravváquico ante-ordovícico e de algumas manchas de terraços e depósitos de antigas praias, a formação geológica predominante é o granito. Por outro lado, esta formação estende-se territorialmente por uma área que excede largamente a do concelho do Porto.

O granito do Porto é um granito de duas micas, leucocrata, que em muitos locais se encontra bastante meteorizado até profundidades razoáveis. Os solos residuais podem apresentar granulometrias bastante distintas dependendo do avanço da alteração que consiste essencialmente na caulinição dos feldspatos. No entanto, na maior parte dos casos, esses solos são constituídos por areias siltosas e siltes arenosos.

O estudo das características dos solos residuais tem merecido relativamente pouca atenção por parte dos engenheiros e investigadores geotécnicos. Como ponto da situação vem a propósito citar algumas das conclusões do Comité de Amostragem de Solos Residuais da ISSMFE e transcritas no jornal daquela sociedade de Março de 1985:

---

\* Trabalho recebido em Julho de 1985. A discussão do trabalho está aberta por um período de três meses.

\*\* Engenheiro civil, assistente da FEUP.

“ ...

– A atenção dedicada pelos investigadores ao estudo dos solos residuais tem sido incrivelmente pequena, atendendo a que esses materiais ocupam uma grande percentagem da superfície da Terra e são largamente utilizados em trabalhos de engenharia civil.

– O “state-of-the-art” da mecânica dos solos aplicada aos solos residuais é geralmente muito pequeno. Isto é claramente demonstrado pela falta de literatura sobre o assunto.

– Os métodos de amostragem e ensaio dos solos residuais são geralmente pouco satisfatórios. Na maior parte dos países, as técnicas empregues são idênticas às que se usam para solos sedimentares saturados.

– Os aspectos geológicos dos materiais residuais são muitas vezes dominantes nos projectos. Apesar desta circunstância as relações que se estabelecem entre os engenheiros geotécnicos e os geólogos de engenharia são geralmente inadequadas.

...”

A importância da área ocupada pelos solos residuais na região do Porto, o estado de conhecimento acerca desses solos e a relevância económica e social dessa região justificam plenamente a prossecução de estudos que procurem caracterizar os parâmetros fundamentais do comportamento mecânico daqueles solos.

## 2 – NOTA SOBRE AS CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS RESIDUAIS

O objectivo principal deste artigo é divulgar um conjunto de resultados de ensaios triaxiais realizados com amostras provenientes da cidade do Porto. Obviamente que a variabilidade da natureza e estado dos solos resultantes da alteração do granito não aconselha que se proceda a generalizações simplificadoras. De facto, a extensão da meteorização é, por vezes, extremamente irregular dependendo da abertura das diaclases e da presença de diques ou filões. Frequentemente, blocos de dimensões razoáveis de material quase inalterado são encontrados completamente envolvidos no material altamente meteorizado, por vezes fortemente compressível.

Os solos residuais resultantes da alteração das rochas ígneas podem portanto variar muito, tanto nas suas características granulométricas como mecânicas. Note-se, no entanto, que em geral se tem verificado que os solos residuais são algo mais resistentes e menos compressíveis do que indica a descrição física e os resultados de ensaios de campo (SPT, pressiómetro, etc.) interpretados segundo correlações geralmente estabelecidas para solos sedimentares (ASCE, 1972). A este respeito são reveladores os resultados divulgados por Martin (1977) obtidos do estudo do assentamento de alguns edifícios fundados directamente sobre areias siltosas ou siltes arenosos

residuais. Este autor concluiu que, para que os assentamentos previstos com base em ensaios pressiométricos coincidissem com os assentamentos medidos, se tinha que admitir que  $E_s = \alpha E_{pm}$  com  $\alpha = 1$ , em que  $E_s$  é o módulo de deformabilidade do solo para pequenas deformações e  $E_{pm}$  é o módulo pressiométrico. Note-se que para solos sedimentares costumam ser adoptados os seguintes valores para o parâmetro  $\alpha$ : 1/3 para areias, 1/2 para siltes e 2/3 para argilas.

Este comportamento dos solos residuais é motivado pelas ligações estruturais que resultam da rocha-mãe ou que são continuamente regeneradas durante o processo de alteração (Vaughan e Kwan, 1984).

### 3 – CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS DE SOLOS RESIDUAIS DO GRANITO DO PORTO

Com as amostras colhidas em quatro locais da cidade do Porto foram realizados ensaios de laboratório que compreenderam análises granulométricas, determinações do teor em água e dos pesos específicos e ensaios de compressão triaxial.

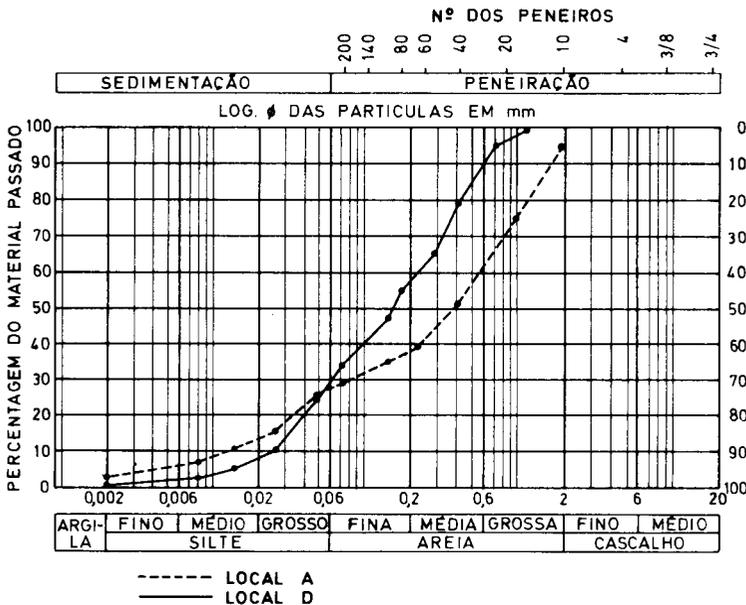


Fig. 1 — Curvas granulométricas

Na Figura 1 apresentam-se as curvas granulométricas típicas das amostras colhidas em dois dos quatro locais. Consta-se que as granulometrias são extensas e que os solos são fundamentalmente constituídos por areia e silte. Tanto a fracção seixo como a fracção argila são pouco relevantes.

Ainda que a percentagem de partículas passadas no peneiro 200 da série ASTM (0,074 mm) seja sempre significativa (25 a 35%), como, por um lado, a quantidade de partículas de dimensões inferiores a  $2\mu$  é pequena (inferior a 3%) e, por outro lado, os minerais argilosos presentes (caulinite) são pouco activos, as amostras são geralmente pouco plásticas ou mesmo não plásticas.

No Quadro I resumem-se alguns dos índices característicos das amostras ensaiadas. O índice de vazios e o grau de saturação foram obtidos admitindo um peso específico das partículas sólidas de  $26 \text{ kN/m}^3$ . No mesmo quadro indicam-se também os valores obtidos na realização de ensaios SPT nos locais onde foram colhidas as amostras.

Observe-se que as diferentes amostras apresentam distintas compacidades traduzidas por valores diferentes do ensaio SPT. No que respeita à saturação verifica-se que em todos os casos as amostras são não saturadas com grau de saturação em geral entre os 80 e os 90%.

#### 4 – ENSAIOS TRIAXIAIS. TRAJECTÓRIAS DE TENSÕES

No presente trabalho analisam-se os resultados de ensaios de compressão triaxial, com tensão de confinamento constante, de amostras colhidas em três locais distintos (locais A, B e C). (Esses ensaios foram realizados nos Laboratórios de Engenharia Civil da Universidade do Minho por encargo de diversos empreiteiros.)

Tradicionalmente, os ensaios de compressão triaxial são, na fase de corte, executados com pressão na câmara constante sendo os provetes levados à rotura por aumento da pressão vertical. Esta evolução das tensões traduz aproximadamente a história das tensões de um ponto situado sob o centro de uma fundação circular, como mostraram Lambe (1967) e Lambe e Marr (1979). Noutro tipo de obras geotécnicas as trajectórias de tensões são distintas. Por exemplo, em obras de aterro constitui uma simplificação aceitável considerar que ambas as tensões principais aumentam de modo a que a razão entre elas se mantém constante (Eisenstein e Law, 1979). Por outro lado, em escavações suportadas, verifica-se que atrás da parede a tensão vertical se mantém aproximadamente constante, diminuindo a tensão horizontal, enquanto na base da escavação, num ponto suficientemente afastado da face vertical, a evolução das tensões consiste numa redução da tensão vertical permanecendo a tensão horizontal praticamente invariável (Lambe, 1967).

Como as propriedades mecânicas dos solos dependem de um modo essencial da trajectória das tensões (Lambe, 1967; Breth et al., 1973; Lambe e Marr, 1979; Medeiros e Eisenstein, 1983; etc.), para uma dada obra, terá que se procurar simular convenientemente na câmara triaxial a evolução das tensões provocada por essa obra, de modo a que os parâmetros geotécnicos obtidos dos ensaios se possam aplicar com fiabilidade à previsão do comportamento real.

Na Figura 2 esquematizam-se quatro possíveis trajectórias de tensões que conduzem à rotura num dado ponto, partindo das mesmas condições isotrópicas iniciais. A evolução das tensões em que permanece constante a tensão horizontal e aumenta a tensão vertical (compressão vertical com aumento de pressão média – TCA) é típica, como se viu, do ensaio triaxial tradicional. Também as outras três histórias de tensão podem ser simuladas no aparelho triaxial. No entanto, para que se possam realizar ensaios de extensão (com aumento – TEA – ou diminuição – TED – da tensão média) é necessário que a câmara triaxial permita a aplicação independente das pressões vertical e de confinamento.

Atendendo à importância da trajectória das tensões no comportamento dos solos levou-se a cabo a execução de um conjunto de ensaios de amostras colhidas no Porto (local D) com os quais se procurou avaliar aquela importância. Contudo, como a câmara triaxial utilizada não permite a execução de ensaios de extensão, limitou-se o estudo à comparação dos resultados dos dois tipos de compressão, com aumento – TCA – ou diminuição – TCD – da tensão média.

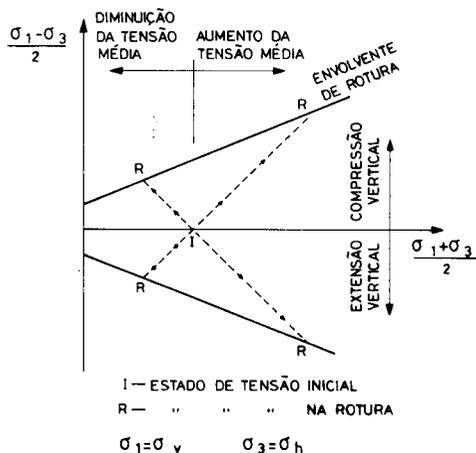


Fig. 2 — Trajectórias de tensão no ensaio triaxial

## 5 – ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL COM AUMENTO DA TENSÃO MÉDIA (TCA)

### 5.1 Introdução

Todos os ensaios executados com provetes de amostras colhidas nos locais, A, B e C são ensaios de compressão triaxial convencionais, isto é, na fase de corte foi mantida constante a pressão na câmara e aumentada a pressão vertical. Também se realizaram ensaios deste tipo com provetes de amostras colhidas no local D com o objectivo de comparar os seus resultados com os obtidos em ensaios de compressão vertical com diminuição da tensão média (ver 6.).

Os provetes cilíndricos utilizados nos ensaios tinham um diâmetro e uma altura aproximadamente iguais a 4,0 e 8,0 cm, respectivamente.

Durante a fase de corte a aplicação da solicitação vertical fez-se de modo a que a velocidade de deformação axial fosse constante. Como se pode ver no Quadro I na maior parte dos ensaios adoptou-se uma velocidade de deformação axial de 0,4 mm/min.

Os solos estudados são, como se viu, essencialmente siltes arenosos ou areias siltosas com graus de saturação da ordem dos 80 a 90%. Em solos deste tipo é de esperar que os efeitos do tempo de consolidação e da velocidade de corte sejam, dentro de certos limites, pouco importantes. Com o objectivo de avaliar essa importância realizaram-se ensaios em que se fizeram variar o tempo de consolidação e a velocidade do corte.

A Figura 3 ilustra os resultados obtidos. Observe-se que:

- i) O tempo de consolidação tem uma influência praticamente desprezável. A influência da velocidade do corte é, para os valores adoptados, também pouco significativa.
- ii) Quando o corte é executado lentamente, embora não se altere de modo significativo a forma da curva de tensão-deformação, diminui ligeiramente a resistência de pico. Note-se, no entanto, que este facto parece depender da tensão de confinamento, como indicam os resultados obtidos nos ensaios realizados com as amostras colhidas no local C. Na Figura 4 estão traçadas as envolventes de Mohr-Coulomb dos dois conjuntos de ensaios com amostras daquele local executadas com duas velocidades de corte diferentes. Observe-se que, para as tensões de confinamento adoptadas, as duas envolventes não se afastam muito uma da outra e que as diferenças de resistência dependem da tensão de confinamento: para tensões de confinamento elevadas, às quais correspondem graus de saturação mais elevados, devido à dissolução do ar na água, geram-se excessos de pressões neutras que não se dissipam totalmente quando os ensaios não são executados muito lentamente.

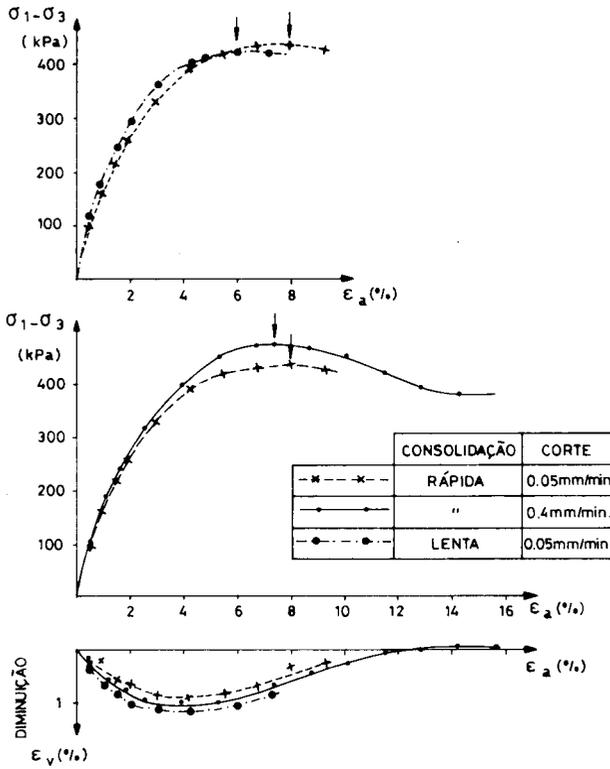


Fig. 3 — Efeito do tempo de consolidação e da velocidade do corte nas características de deformação e resistência ( $\sigma_3 = \sigma_c = 155$  KPa)

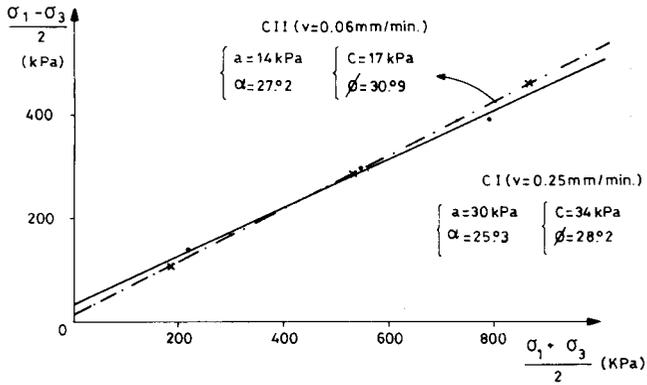


Fig. 4 — Envolturas de rotura dos ensaios das amostras do local C

Dadas as diferenças pouco significativas que se observaram nos resultados dos ensaios executados com aquelas duas velocidades de corte (0,05 e 0,4 mm/min.), justifica-se que se tenha adoptado a maior daquelas velocidades para a realização da maior parte dos ensaios.

### 5.2 Curvas tensão-deformação axial e deformação volumétrica-deformação axial. Envoltórias de rotura. Resistências de pico e residual

Na Figura 5 apresentam-se as curvas que traduzem as variações da tensão e da deformação volumétrica com a deformação axial, de três ensaios de amostras colhidas no local D, executados com diferentes tensões de confinamento. As resistências de

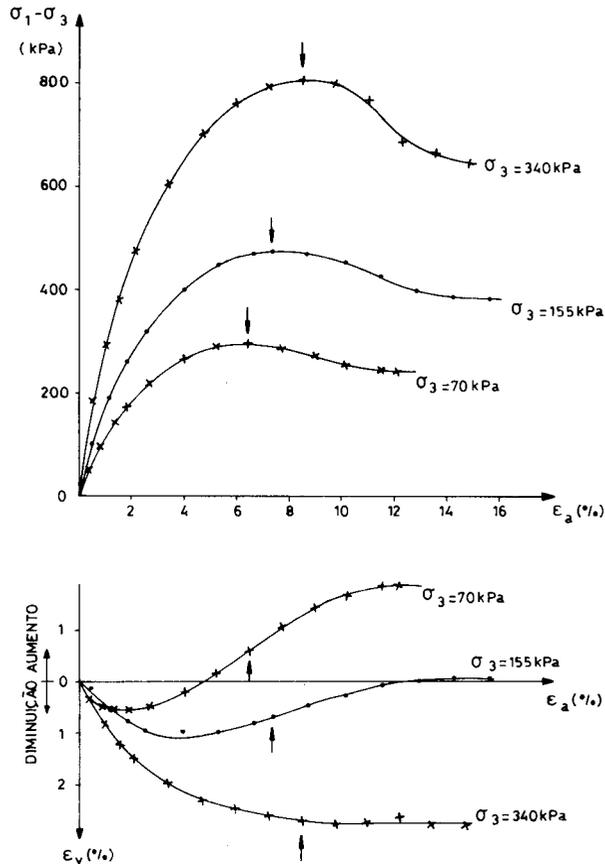


Fig. 5 — Diagramas tensão-deformação axial e deformação volumétrica — deformação axial

pico mobilizam-se para deformações axiais da ordem dos 6,5 a 8,5%: esta é a ordem de grandeza dos valores que, em geral, se observaram nas amostras que exibiam amolecimento. Nos casos em que não se observava este comportamento as deformações necessárias para se atingir a tensão máxima eram significativamente maiores do que aquelas.

Para os ensaios cujos resultados se incluem na Figura 5 a resistência residual é, em todos eles, cerca de 80% da resistência de pico. Na Figura 6 apresentam-se as envolventes daquelas duas resistências. Note-se que para a gama de tensões para as quais foram realizados os ensaios (a tensão média não ultrapassou em nenhum caso 1,0 MPa) as envolventes rectas do tipo Mohr-Coulomb traduzem bastante bem as características de resistência, tanto de pico como residual.

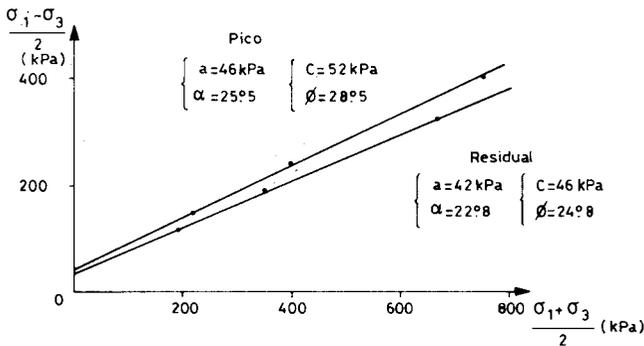


Fig. 6 — Envolventes de rotura de pico e residual (dos ensaios cujos resultados são apresentados na Fig. 5)

No Quadro I indicam-se os valores dos parâmetros de resistência obtidos em todos os conjuntos de ensaios. Repare-se, em primeiro lugar, que a coesão tem, na maior parte dos casos, um valor importante. Resultados de ensaios de compressão uniaxial de amostras de alguns dos locais considerados confirmam geralmente a importância daquele valor.

Por outro lado, verifica-se uma boa correlação entre a compactidade e os valores do ângulo de atrito. Estes valores são significativamente influenciados pela importante percentagem de silte: observe-se, por exemplo, que com as amostras do local A, para as quais todos os índices revelam compactidades muito elevadas, se obteve um ângulo de atrito de apenas 37°, que é um valor bastante inferior àqueles que geralmente são obtidos em areais de granulometria extensa, muito compactas e não siltosas. No entanto, aquele valor coincide razoavelmente com o proposto por Meyerhof para areias com percentagens de silte superiores a 5%.

## QUADRO I

LOCAL	VALORES										COMPRESSÃO TRIAXIAL									
	SPT (N.º de pancadas)	$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$\omega$ (%)	e	S (%)	Tipo de ensaio	Velocidade de corte (mm/min)	c (kPa)	$\phi$ (°)	$R_f$	K	n	d	G	F					
A	—	21,3	11,3	0,36	83	TCA	0,4	5	37,2	0,74	225,4	0,64	6,7	0,23	0,11					
B	I	—	17,7	14,6	0,68	57	*	0,4	52	29,7	0,69	142,8	0,54	—	—					
	2	—	19,9	18,8	0,55	91	*	0,4	40	33,3	0,57	142,2	0,52	7,3	0,17					
C	I	12 a 17	18,8	21,6	0,68	84	*	0,25	34	28,2	0,70	150,0	0,66	8,6	0,20					
	II	—	—	—	—	—	*	0,06	17	30,9	0,81	153,3	0,36	5,4	0,19					
D	I	15 a 20	18,5	21,3	0,70	80	*	0,4	23	31,7	0,65	192,6	0,49	7,8	0,28					
	II	—	—	—	—	—	TCD	0,4	18	30,9	0,93	469,2	0,43	11,0	0,47					

TCA — Ensaio triaxial de compressão vertical com aumento da tensão média.

TCD — Ensaio triaxial de compressão vertical com diminuição da tensão média.

### 5.3 *Interpretação dos ensaios – modelo hiperbólico*

#### 5.3.1 *Introdução*

Estudos analíticos de estruturas geotécnicas mostraram que a utilização de modelos de elasticidade não linear são adequados para descrever muitos dos aspectos do comportamento dos solos desde que se tenha em consideração o efeito da história das tensões (Medeiros e Eisenstein, 1983). De entre os modelos daquele tipo o modelo hiperbólico é o mais divulgado e tem sido largamente aplicado (Duncan e Chang, 1970; Kulhawy e Duncan, 1972; Matos Fernandes, 1983; etc.) ao estudo de diferentes estruturas geotécnicas.

A fiabilidade do modelo hiperbólico na simulação do comportamento dos solos é geralmente boa para as deformações normais de serviço. Quando as deformações se aproximam das que correspondem à tensão máxima o modelo afasta-se da realidade. Obviamente que o comportamento pós-pico dos solos que exibem relações tensão-deformação com amolecimento não pode ser descrito com base naquele modelo. Por outro lado, com os modelos elásticos não lineares não é possível prever as deformações para histórias de tensões gerais, pelo que é necessário que os ensaios realizados para a obtenção dos parâmetros hiperbólicos simulem a trajectória de tensão real.

A previsão das deformações para qualquer trajectória de tensões ante e pós-pico, isto é, a descrição completa do complexo comportamento dos solos é possível com os modelos elastoplásticos. No entanto, a complexidade formal dos modelos mais evoluídos e fiáveis (superfícies de fluência fechadas, leis de fluxo plástico não-associadas, etc.), as dificuldades de caracterização laboratorial dos parâmetros do modelo e as dificuldades de convergência em problemas com condições de fronteira complexas, fazem com que em geral a sua aplicação seja restrita à interpretação dos resultados dos ensaios de laboratório ou a problemas relativamente simples. Contudo, tais dificuldades são já facilmente resolvidas, ou não se põem, na aplicação dos modelos elásticos não lineares.

Pode, portanto, afirmar-se que, no estado actual do conhecimento do comportamento dos solos, os modelos elásticos não lineares constituem uma ferramenta de relativamente fácil utilização, bem adaptada ao estudo das situações de serviço das obras geotécnicas, sobretudo quando na definição dos parâmetros do modelo se tem em consideração a trajectória de tensões real estimada.

#### 5.3.2 *Descrição sumária do modelo hiperbólico*

Na sua formulação geral, inicialmente proposta por Kondner (1963) e posteriormente desenvolvida por Duncan e Chang (1970) e por Wong e Duncan (1974), o modelo hiperbólico baseia-se nas seguintes considerações:

– Antes de se atingir a tensão de rotura a relação entre a tensão desviadora e a deformação axial é traduzida por:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon_a}{a + b \epsilon_a} \quad (1)$$

em que

$$a = \frac{1}{E_{ti}} \quad (2)$$

e

$$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}} \quad (3)$$

$E_{ti}$  é o módulo de deformabilidade tangente inicial e  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$  é o valor máximo para que tende assintoticamente a hipérbole e pode ser avaliado através da relação

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}{R_f} \quad (4)$$

em que  $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$  é a tensão desviadora na rotura e  $R_f$  é um parâmetro adimensional a determinar.

Por outro lado, a relação entre as deformações axial e radial é expressa por:

$$\epsilon_a = \frac{-\epsilon_r}{c - d \epsilon_r} \quad (5)$$

em que  $c = \nu_{ti}$  é o coeficiente de Poisson tangente inicial e  $d$  é um parâmetro adimensional a determinar.

– O módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson tangentes iniciais dependem da tensão principal mínima  $\sigma_3$ :

$$E_{t_i} = K p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (6)$$

e

$$\nu_{t_i} = G - F \log \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right) \quad (7)$$

e, de acordo com o critério de rotura de Mohr-Coulomb:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_r = \frac{2 c \cos \phi + 2 \sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (8)$$

Nestas expressões  $p_a$  é a pressão atmosférica,  $c$  e  $\phi$  são os parâmetros de resistência e  $K$ ,  $n$ ,  $G$  e  $F$  são parâmetros adimensionais a determinar.

- Após a rotura admite-se para o módulo de deformabilidade um valor muito pequeno e para o coeficiente de Poisson um valor próximo de 0,5 o que significa que a deformação se processa sem variações volumétricas.
- Os parâmetros  $c$ ,  $\phi$ ,  $R_r$ ,  $K$ ,  $n$ ,  $d$ ,  $G$  e  $F$  são determinados através da realização de ensaios triaxiais ou de ensaios de deformação plana.

### 5.3.3 Aplicação à interpretação dos ensaios

A Figura 7 ilustra a aplicação do modelo hiperbólico a um conjunto de ensaios realizados com amostras colhidas do local D. Observe-se a excelente concordância entre as curvas teóricas e os resultados experimentais para deformações inferiores às necessárias para mobilizar a resistência de pico. Para valores de deformação próximas ou superiores à de pico o modelo deixa de ter capacidade para simular convenientemente as relações tensão-deformação e as deformações volumétricas.

No Quadro I sintetizam-se os valores dos parâmetros que se obtiveram ao aplicar o modelo hiperbólico à interpretação dos resultados de todos os conjuntos de ensaios analisados.

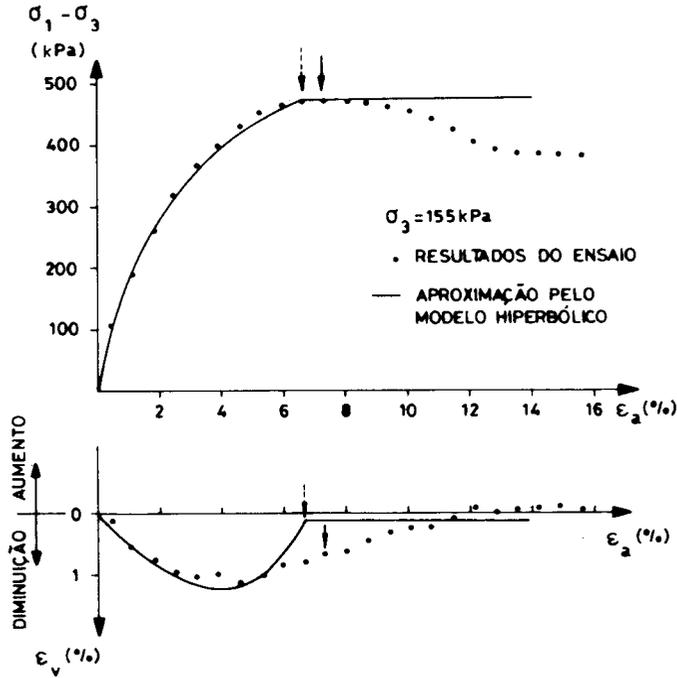


Fig. 7 — Aplicação do modelo hiperbólico à interpretação dos resultados dos ensaios triaxiais

#### 5.4 Parâmetros de deformabilidade de descarga-recarga

Quando num ensaio triaxial se diminui a tensão desviadora até zero e em seguida se aumenta novamente essa tensão, a curva de descarga-recarga apresenta o aspecto típico da Figura 8. Esta curva pode, com bastante aproximação, ser substituída por uma recta cuja inclinação caracteriza o módulo de deformabilidade da descarga-recarga. Verifica-se ainda que, geralmente, a inclinação desta recta é praticamente independente do ponto onde se inicia a descarga. É comum aceitar-se que o módulo de deformabilidade de descarga,  $E_{dr}$ , se pode relacionar com a tensão de confinamento,  $\sigma_3$ , por uma expressão do tipo da expressão (6), ou seja:

$$E_{dr} = K_{dr} p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (9)$$

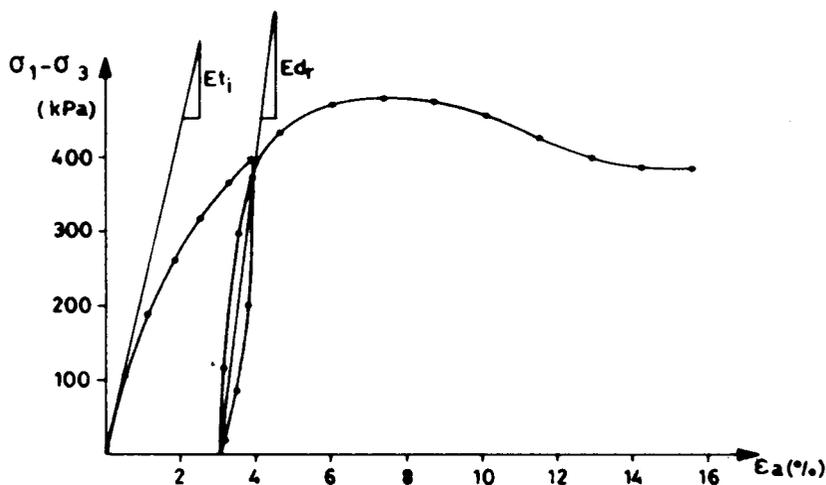


Fig. 8 — Módulos de deformabilidade inicial e de descarga-recarga ( $\sigma_3 = \sigma_c = 155$  KPa)

O valor do parâmetro  $m$  é geralmente semelhante ao valor do parâmetro  $n$  da expressão (6). Quanto ao valor de  $K_{dr}$  ele é sempre superior ao de  $K$ : se para solos compactos ele é apenas ligeiramente superior, para solos soltos a relação  $K_{dr}/K$  pode atingir valores da ordem de 3 (Wong e Duncan, 1974). Nos ensaios executados com amostras colhidas no local D, nos quais se procedeu a descargas e recargas, obtiveram-se valores para aquela relação entre 2,1 e 2,6. Com estes ensaios foi ainda possível constatar que, durante o processo de descarga-recarga, as variações de volume são, na maior parte dos casos, desprezáveis, pelo que o coeficiente de Poisson assume valores entre 0,45 e 0,50.

## 6. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL COM DIMINUIÇÃO DA TENSÃO MÉDIA (TCD)

### 6.1 Introdução

Durante a execução dos ensaios triaxiais de compressão com diminuição da tensão média (TCD) a pressão vertical tem que ser mantida constante, aumentando a tensão desviadora ao diminuir a pressão na câmara. Na câmara triaxial que se utilizou, para se conseguir manter constante a tensão vertical, teve que se aumentar a pressão do êmbolo sempre que se diminuía a pressão da câmara. Como o controle da pressão na câmara era

feito manualmente, teve que se estabelecer um procedimento que permitisse ter um certo controle sobre a velocidade do corte. Os ensaios foram executados por incrementos nos quais se diminuía rapidamente a pressão na câmara ao mesmo tempo que se aumentava a pressão do êmbolo. Em seguida, antes de passar ao incremento seguinte, as pressões na câmara e no êmbolo eram mantidas constantes durante um certo intervalo de tempo, estabelecido de modo a que, em média, a velocidade do corte fosse idêntica àquela com que foram realizados os ensaios TCA.

## 6.2 Comparação dos resultados dos ensaios TCD com os dos ensaios TCA

Nas Figuras 9 e 10 comparam-se os resultados de dois ensaios de compressão triaxial, um TCD e o outro TCA, consolidados isotropicamente com a mesma tensão. Aquelas figuras ilustram as diferenças do comportamento do solo quando é conduzido até à rotura seguindo aquelas duas trajetórias de tensão diferentes:

- i) No ensaio TCD a rotura é alcançada com deformações substancialmente inferiores àquelas que são necessárias no ensaio TCA.
- ii) A forma das curvas tensão-deformação axial (Figura 9) é claramente diferente: a deformabilidade inicial é, no ensaio TCD, muito inferior à do ensaio TCA. Repare-se (Figura 10b) que o módulo de deformabilidade do ensaio TCD é superior ao do ensaio TCA até níveis de tensão da ordem dos 70%. Por outro lado, a diminuição do valor do módulo de deformabilidade com o aumento da deformação (ou do nível de tensão) é muito mais acentuada naqueles ensaios do que nestes (ver Figuras 10a e b).
- iii) O coeficiente de Poisson tangente inicial é sempre mais elevado nos ensaios TCD, tendo-se obtido em alguns casos valores da ordem dos 0,6. Valores desta ordem de grandeza foram também encontrados em ensaios do mesmo tipo por Breth et al. (1973). Por outro lado, a variação do coeficiente de Poisson com o aumento da deformação (ou do nível de tensão) é claramente distinto nos dois tipos de ensaios (Figuras 10c e d): no ensaio TCD o coeficiente de Poisson mantém-se praticamente constante até níveis de tensão da ordem dos 60%, começando a diminuir lentamente a partir daqui; no ensaio TCA, pelo contrário, o coeficiente de Poisson cresce lentamente até níveis de tensão da ordem dos 60%, a partir dos quais o ritmo de crescimento se acentua.

No que respeita à resistência, os ensaios realizados permitiram observar que, para a gama de tensões ensaiada, nos ensaios TCD se obtém uma resistência ligeiramente inferior. Na Figura 11, onde estão traçadas as envolventes de rotura para os dois tipos de ensaios, observa-se claramente que as diferenças que se obtiveram nos parâmetros de resistência são relativamente pequenas. Note-se, contudo, que estas diferenças podem ter resultado de deficiências na realização dos ensaios TCD: i) devido ao procedimento que teve que se adoptar é difícil identificar a tensão máxima que se

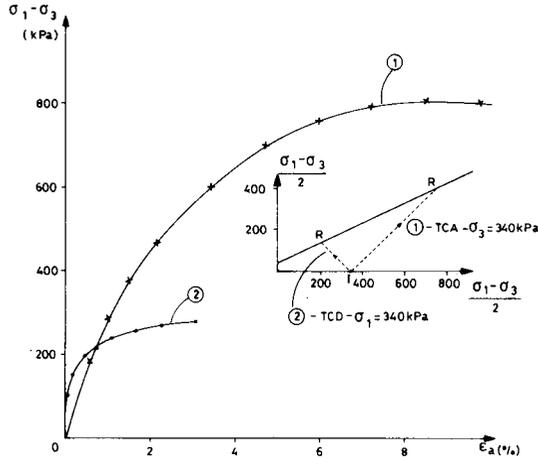


Fig. 9 — Comparação dos ensaios TCA e TCD: diagramas tensão-deformação

mobiliza nestes ensaios (ver Figura 9); ii) insuficiências do equipamento utilizado não permitiram a realização de ensaios com tensões maiores, nem, por outro lado, com tensões menores, dado que, neste caso, o valor relativo do erro cometido na leitura da pressão na câmara tinha um valor inaceitável.

Em resumo dir-se-á que as características da resistência não são muito significativamente influenciadas pela trajectória de tensões de ensaio, outro tanto não acontecendo com as características de deformabilidade que dependem substancialmente daquela trajectória. Resultados idênticos a estes foram obtidos por Breth et al. (1973) e Medeiros e Eisenstein (1983).

### 6.3 Aplicação do modelo hiperbólico

O modelo hiperbólico convenientemente adaptado foi aplicado à interpretação dos ensaios de compressão vertical com diminuição da tensão média. Nestes ensaios é mantida constante a tensão principal máxima,  $\sigma_1$ , pelo que, nas expressões (6) e (7), a tensão principal mínima,  $\sigma_3$ , foi substituída por aquela. Por outro lado, o critério de Mohr-Coulomb é agora traduzido pela equação

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_r = \frac{2 c \cos \phi + 2 \sigma_1 \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (10)$$

No Quadro I indicam-se os valores dos parâmetros hiperbólicos obtidos (ensaios D II).

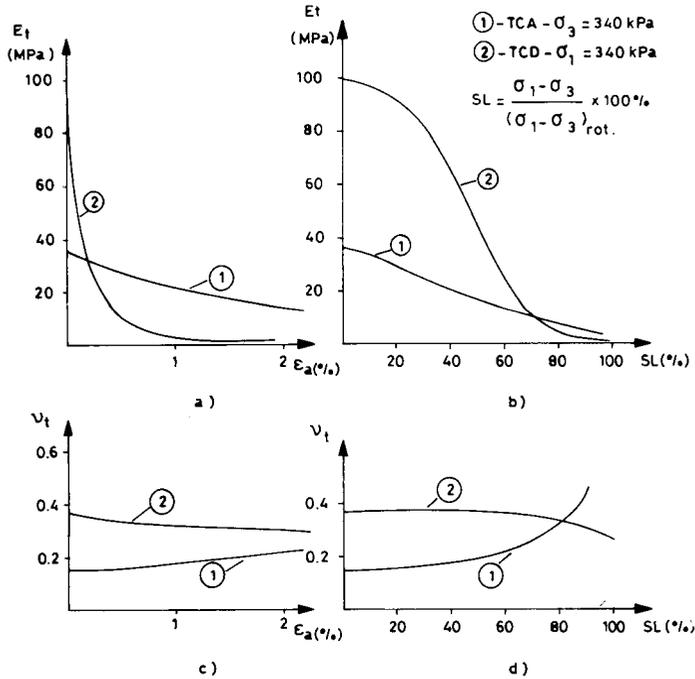


Fig. 10 — Comparação dos ensaios TCA e TCD: a) e b) Variação do módulo de deformabilidade com a deformação axial e com o nível de tensão, respectivamente; c) e d) Variação do coeficiente de Poisson com a deformação e com o nível de tensão, respectivamente

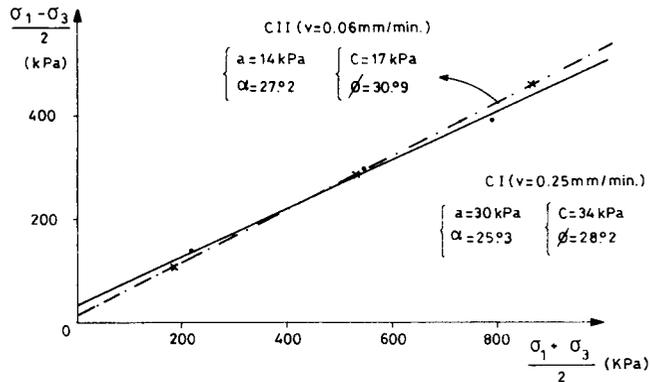


Fig. 11 — Comparação dos ensaios TCA e TCD: envolventes de rotura

## 7 – INFLUÊNCIA DA TENSÃO PRINCIPAL INTERMÉDIA NO COMPORTAMENTO DAS AREIAS. ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO PLANA E COM “VERDADEIROS” APARELHOS TRIAXIAIS

Na prática corrente da engenharia geotécnica recorre-se aos ensaios triaxiais para caracterizar o comportamento dos solos. Nestes ensaios a tensão principal intermédia é igual à mínima quando há compressão ou à máxima nos casos de extensão. No entanto em muitas das obras geotécnicas a tensão principal intermédia é diferente das extremas e sabe-se que o seu valor influencia as características de resistência e deformabilidade.

Um dos estados de tensão mais comuns é o estado plano de deformação. Este estado de tensão ocorre sempre que numa das direcções a estrutura tem um desenvolvimento muito superior ao das outras duas e não há variações na secção transversal àquela direcção. São exemplos de estados de tensão deste tipo aqueles que se desenvolvem sob a acção de sapatas corridas, muros de suporte tradicionais ou de terra armada, escavações escoradas, ancoradas ou pregadas, etc.

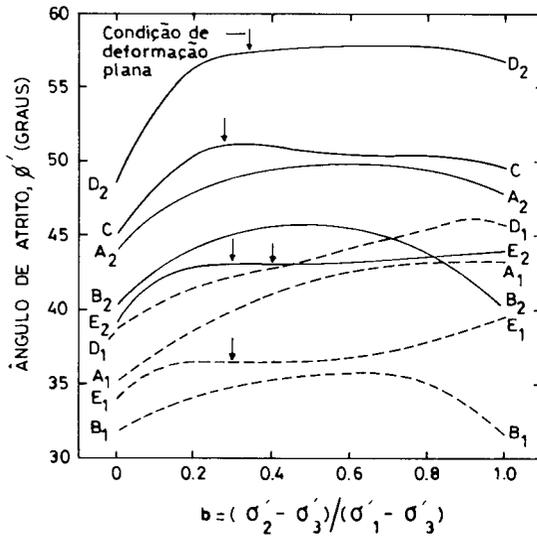
Diversos autores têm realizado ensaios de deformação plana com areias e têm concluído que existem diferenças assinaláveis entre os seus resultados e os dos ensaios triaxiais.

Dada a importância prática do estado de deformação plana e atendendo a que os ensaios de deformação plana estão ainda longe de constituírem prática corrente na engenharia geotécnica, o que não acontece, pela sua relativa simplicidade e versatilidade, com os ensaios triaxiais, julgou-se conveniente resumir algumas das investigações acerca das diferenças dos resultados daqueles dois tipos de ensaios.

Num interessante artigo, Lee (1970), analisando resultados de ensaios realizados por outros autores e pelo próprio, conclui, para areias saturadas, que:

- i) O ângulo de atrito obtido em ensaios de deformação plana excede o que se obtém em ensaios triaxiais de  $0^\circ$  a  $6-8^\circ$ . As maiores diferenças ocorrem para areias densas ensaiadas com tensões de confinamento baixas e as menores para areias soltas, qualquer que seja a tensão de confinamento, e para areias densas quando sujeitas a elevadas tensões de confinamento que impeçam a dilatância.
- ii) A deformação na rotura é menor na deformação plana do que na triaxial e, em contrapartida, o módulo de deformabilidade tangente inicial é maior (da ordem dos 40% em areias do Rio Sacramento ensaiadas por Lee) naquela do que neste, o mesmo acontecendo com o coeficiente de Poisson.
- iii) O efeito de amolecimento pós-pico é mais acentuado nos ensaios de deformação plana.

Finalmente, refiram-se os resultados de ensaios de areias com “verdadeiros” aparelhos triaxiais nos quais é possível fazer variar independentemente cada uma das



LINHA	AREIA	D <sub>r</sub> (%)
A <sub>1</sub>	Ottawa	med. solta
A <sub>2</sub>		med. densa
B <sub>1</sub>	Med Fine	30
B <sub>2</sub>	Loch Aline	80
C	River Welland	densa
D <sub>1</sub>	Monterey No. 0	27
D <sub>2</sub>		98
E <sub>1</sub>	Ham River	solta
E <sub>2</sub>		densa

Fig. 12 — Efeito da tensão principal intermédia no ângulo de atrito de diversas areias (Ladd et al., 1977)

três tensões principais. A Figura 12, retirada de Ladd et al. (1977), resume alguns dos principais resultados de ensaios com areias. Essa figura representa os valores do ângulo de atrito, definido por  $\phi = \arcsin [(\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3)]$ , para diferentes valores parâmetro  $b = (\sigma'_2 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 - \sigma'_3)$  e para diversos tipos de areias. Observe-se que:

- i) Todos os resultados mostram um aumento de  $\phi$  quando  $b$  aumenta de zero (situação dos ensaios triaxiais de compressão) até ao valor correspondente à situação de deformação plana ( $b \approx 0,25 - 0,40$ ; note-se que, como nos ensaios de deformação plana  $\sigma_2$  varia,  $b$  é calculado na rotura). Esse aumento é de  $4^\circ$  a  $9^\circ$  para areias densas e de  $2^\circ$  a  $4^\circ$  para areias soltas. Esta conclusão é algo diferente da enunciada por Lee.
- ii) Para valores de  $b$  superiores ao de deformação plana os resultados são menos claros. Observe-se, contudo, que, se se exceptuarem os resultados dos ensaios designados pela letra B, se pode observar um comportamento relativamente congruente de todos os ensaios. Esse comportamento depende da compactidade do solo. De facto, para areias densas verifica-se que o ângulo de atrito varia pouco (umas vezes ligeiramente superior, outras vezes ligeiramente inferior) em relação ao da situação de deformação plana. Pelo contrário, para areias soltas é nítido o aumento monótono do ângulo de atrito com o aumento do valor do parâmetro  $b$ .

iii) Observa-se ainda que, com excepção dos ensaios designados pela letra B, para os quais não há diferença, o ângulo de atrito é maior 3° a 7° quando  $b = 1$  (extensão triaxial) do que quando  $b = 0$  (compressão triaxial). Para além disso têm-se comprovado, também, que em ensaios de extensão vertical se obtêm resistências mais elevadas com amostras de forma cúbica do que com amostras cilíndricas.

## 8 – CONCLUSÕES

- 1 – Os solos residuais podem ser muito heterogéneos. Esta heterogeneidade resulta de diferentes graus de alteração no interior do maciço terroso.
- 2 – As correlações entre os resultados dos ensaios “in situ” e as características geotécnicas dos solos, estabelecidas geralmente no âmbito do estudo dos solos sedimentares, não são, na maior parte dos casos, aplicáveis aos solos residuais devido às diferentes interligações estruturais daqueles dois tipos de solos. Em geral, aquelas correlações quando aplicadas aos solos residuais conduzem a valores conservativos.
- 3 – As características de deformabilidade dos solos resultante da alteração do granito do Porto são substancialmente dependentes da trajectória de tensões. Por isso, muita atenção deve ser dada à simulação em laboratório das diferentes evoluções das tensões induzidas “in situ” pela realização de obras de diferentes tipos. No estado actual do conhecimento do comportamento dos solos, tal procedimento é fundamental para que se possam prever com aproximação aceitável as deformações dos maciços terrosos quando sujeitos a solicitações de diferentes tipos.
- 4 – Nos ensaios triaxiais de compressão vertical com diferentes trajectórias de tensão verificou-se que a resistência dos solos ensaiados dependia pouco daquelas trajectórias.
- 5 – A realização de estudos com execução de ensaios de campo e de laboratório, em que se procure aprofundar o conhecimento dos solos residuais e estabelecer correlações empíricas de interesse prático, é de fundamental importância.

## 9 – AGRADECIMENTO

O presente trabalho não seria possível sem a amável colaboração do Professor Barreiros Martins, director do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, que, além de permitir a análise e publicação dos resultados de ensaios aí anteriormente realizados, pôs à disposição, para a execução dos novos ensaios, o

pessoal e equipamento desse laboratório. Ao Senhor Caetano, técnico daquele laboratório, agradece-se o interesse, cuidado e dedicação com que ajudou à execução dos ensaios.

Ao Professor Matos Fernandes, que acompanhou o trabalho desenvolvido, agradecem-se as sugestões e orientações que deu.

#### BIBLIOGRAFIA

- ASCE — Committee on Shallow Foundations of the Soil Mec. and Found. Div. (1972) — *Surface investigation for design and construction of foundations of buildings* — Journal of the Soil Mec. and Found. Div. — ASCE — Vol. 98, SM8.
- BRETH, H., SCHUSTER, E. e PISE, P. (1973) — *Axial Stress-Strain Characteristics of Sand* — Journal of the Soil Mec. and Found. Div. — ASCE — Vol. 99, SM8.
- DUNCAN, J. M. e CHANG, C. Y. (1970) — *Nonlinear analysis of stress and strain in soils* — Journal of the Soil Mec. and Found. Div. — ASCE — Vol. 96, SM5.
- EISENSTEIN, Z. e LAW, S. T. C. (1979) — *The role of constitutive laws in analysis of embankments* — 3.º Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen.
- KONDNER, R. L. (1963) — *Hiperbolic stress strain response: cohesive soils* — Journal of the Soil Mec. and Found. Div. — ASCE — Vol. 89, SM1.
- KULHAWY, F. H. e DUNCAN, J. M. (1972) — *Stresses and Movements in Oroville Dam* — Journal of the Soil Mec. and Found. Div. — ASCE — Vol. 98, SM7.
- LADD, C. C., FOOTT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER, F. e POULOS, H. G. (1977) — Relatório geral da sessão I — *Stress-Deformation and Strength Characteristics* — 9.º ICSMFE — Tokyo.
- LAMBE, T. W. (1967) — *The Stress Path Method* — Journal of the Soil Mec. and Found. Div. — ASCE — Vol. 93, SM6.
- LAMBE, T. W. e MARR, W. A. (1979) — *Stress Path Method — Second Edition* — Journal of the Geot. Eng. Div. — ASCE — Vol. 105, GT6.
- LEE, K. L. (1970) — *Comparison of plane strain and triaxial tests on sand* — Journal of the Soil Mec. and Found. Div. — ASCE — Vol. 96, SM3.
- MARTIN, R. E. (1977) — *Estimating Foundation Settlements in residual soils* — Journal of the Geot. Eng. Div. — ASCE — Vol. 103, GT3.
- MATOS FERNANDES, M. (1983) — *Estruturas flexíveis para suporte de terras. Novos métodos de dimensionamento* — Tese de doutoramento na FEUP.
- MEDEIROS, L. V. e EISENSTEIN, Z. (1983) — *A deep retaining structure in till and sand. Part I: stress path effects* — Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, N.º 1.
- VAUGHAN, P. R. e KWAN, C. W. (1984) — *Weathering, structure and in situ stress in residual soil* — Geotechnique, Vol. 34, N.º 1.
- WONG, K. S. e DUNCAN, J. M. (1974) — *Hyperbolic Stress-strain parameters for nonlinear finite element analyses of stresses and movements in soil masses* — Report TE-74-3, College of Engineering, Office of Research Services, Univ. of California, Berkeley, Califórnia.