

# ENSAIOS *IN SITU* E DE CARGA DE UMA FUNDAÇÃO NUM SOLO SAPROLÍTICO DO GRANITO DO PORTO\*

*In situ* testing and a footing loading test on a saprolitic soil from Porto granite

A. VIANA DA FONSECA \*\*

M. MATOS FERNANDES \*\*\*

A. SILVA CARDOSO \*\*\*

**RESUMO** - Foi realizada uma vasta campanha de investigação num local onde predominam os solos saprolíticos típicos da região do Porto. O estudo incluiu diversos tipos de ensaios *in situ* (SPT, CPT, DP, ensaios sísmicos Cross-Hole, SBPT, ensaios de placa) e de laboratório e, ainda, um ensaio de carga vertical de uma sapata de betão armado cuidadosamente instrumentado e observado. Neste artigo dá-se especial relevo às aplicações dos resultados dos diversos ensaios para fins de classificação e de avaliação das propriedades dos solos residuais estudados. As propriedades mecânicas, resistência e deformabilidade, determinadas por diferentes vias são discutidas e comparadas no sentido de contribuir para o estabelecimento de critérios de avaliação dessas propriedades ajustados às especificidades dos solos residuais.

**SYNOPSIS** - An extensive site investigation has been made in a zone dominated by typical saprolitic soils of Porto region. This study included several types of *in situ* tests (SPT, CPT, DP, Cross-Hole seismic tests, SBPT and plate loading tests) and a large number of different laboratory tests and, still, a vertical loading test over a concrete footing carefully instrumented and observed. In this paper, special relevance is made on applications of the results of those different tests for classification purposes and assessment of engineering properties of these residual soils. Mechanical properties, shear strength and deformability, determined from different methods are discussed and compared, in order to contribute to the establishment of evaluation criteria of those properties most adapted to residual soils particularities.

## 1- INTRODUÇÃO

Os solos residuais do granito são predominantes na região noroeste de Portugal, onde a sua presença ultrapassa não raras vezes a vintena de metros. As condições muito particulares em que se processa a sua génese conferem a estes solos saprolíticos, por um lado, uma acentuada variabilidade espacial e, por outro lado, um arranjo estrutural caracterizado por os grãos grossos de quartzo estarem ligados por frágeis pontes de partículas finas (plagioclases argilosas), resultando numa estrutura cimentada com média a alta porosidade, à qual se associa uma fábrica na sua essência similar à da rocha-mãe. Em consequência, estes solos residuais apresentam um comportamento geotécnico bastante complexo, significativamente distinto do dos solos transportados com granulometria e compacidade semelhantes.

---

\* Comunicação apresentada ao XIV Congresso da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Hamburgo, 1997.

\*\* Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da FEUP

\*\*\* Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da FEUP

O presente trabalho apresenta alguns resultados obtidos num campo experimental situado no terreno do novo Hospital Pedro Hispano em Matosinhos onde foi estudado um maciço saprolítico razoavelmente homogéneo com cerca de 6,0 m de possança. Foi realizada uma ampla e diversificada campanha de caracterização envolvendo ensaios *in situ* (SPT, CPT, DP, SBPT e cross-hole - CH) e de laboratório, estes últimos sobre amostras indeformadas de grande qualidade obtidas a partir de blocos, e ainda um ensaio de carga vertical de uma sapata de betão armado com 1,20 m de diâmetro cuidadosamente instrumentado.

No âmbito do trabalho são aplicados diversos sistemas de classificação dos solos, baseados em parâmetros mineralógicos, químicos, físicos e mecânicos, de modo a confrontar o solo estudado com outros solos residuais e transportados. São ensaiadas correlações entre os parâmetros retirados dos diversos ensaios *in situ* e procede-se à sua comparação com as correlações tipicamente obtidas para solos transportados com granulometria semelhante. Em ligação com o que acaba de ser referido, procura-se extrair orientações para a avaliação de parâmetros de resistência e de deformabilidade para dimensionamento de fundações superficiais.

## 2 - CARACTERIZAÇÃO GERAL DO SOLO SAPROLÍTICO

O local onde se concentraram os estudos (com uma área aproximada de  $50 \times 30\text{m}^2$ ) foi escolhido com base numa campanha preliminar de ensaios de penetração dinâmica (DPSH e, numa malha mais fina, DPL) com a qual se procurou identificar um perfil de alteração tão homogéneo quanto possível.

Na Figura 1 apresenta-se esquematicamente a disposição dos ensaios *in situ* realizados mais próximos da sapata experimental, que aí também se ilustra com ênfase para a instrumentação utilizada.

A Figura 2 ilustra, em função da tensão efectiva vertical de repouso, os resultados dos ensaios SPT realizados em dois dos quatro furos de sondagem, os valores da resistência de ponta do CPT,  $q_c$ , em oito sondagens de penetração (duas por cada furo de sondagem, em pontos diametralmente opostos, distando 1,5 m do furo) e o módulo de distorção máximo,  $G_0$ , obtido a partir da velocidade das ondas de corte,  $V_s$ , medida em ensaios sísmicos entre três furos (cross-hole); estes últimos foram realizados entre os anteriores numa malha triangular com distâncias entre furos de 3 m. O exame da figura mostra que  $q_c$  cresce linearmente com a tensão efectiva de repouso, o mesmo acontecendo a  $G_0$ , embora de forma muito mais mitigada.

Na Figura 3 incluem-se as curvas granulométricas e as cartas associadas de plasticidade e de actividade propostas por Vargas (1992). A figura concentra os resultados obtidos em 22 amostras recolhidas com o amostrador do SPT e em 10 amostras retiradas de blocos.

O conjunto de resultados é bastante coerente, revelando um solo que se pode classificar como areia siltosa (SM) ou como areia silto-argilosa (SM-SC) no âmbito da Classificação Unificada (ASTM D2487-85). Na Figura 3 representa-se os ábacos de classificação de finos com inclusão de grupos específicos de solos residuais, conforme proposta de Vargas (1992). Pode ser observado que a classificação convencional dos finos os define como *solos siltosos de baixa plasticidade* (zona ML). Em termos da proposta específica do autor citado, enquanto que na Figura 3b (carta de plasticidade) os resultados se situam razoavelmente na zona KL, correspondente aos *solos cauliniticos de baixa plasticidade*, já no que respeita à carta de actividade (Figura 3a) há uma prova aparente de maior actividade relativa, o que os afasta deste grupo particular, podendo ser fruto de uma ainda incipiente caulinição do solo analisado.

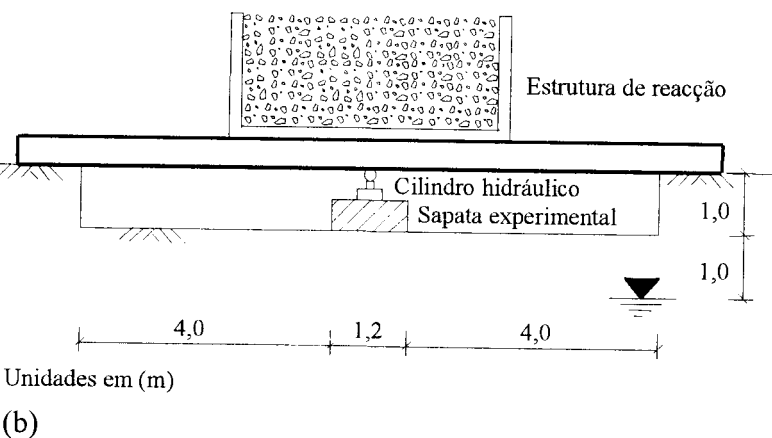
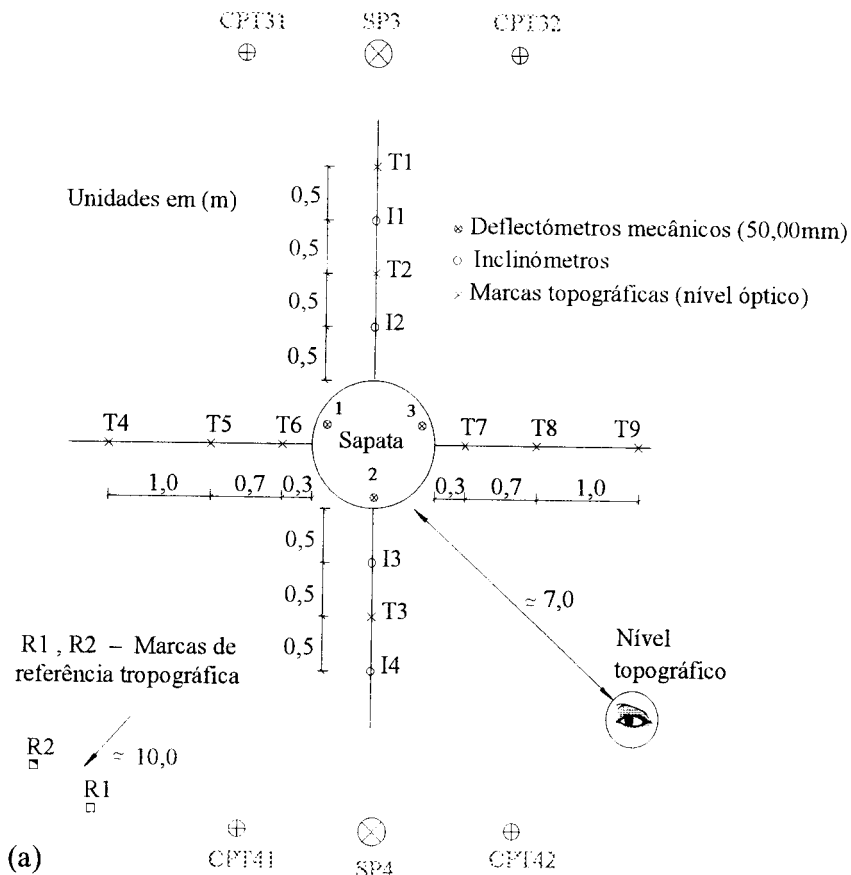


Figura 1 - Planta da área experimental na vizinhança da sapata experimental(a) e corte da montagem do ensaio (b)

O Quadro 1 inclui alguns parâmetros físicos do solo avaliados a partir de um número substancial de amostras retiradas de blocos e a sua comparação com valores típicos da região (Viana da Fonseca, 1996). Deve ser referido que os valores mais correntes do grau de saturação são da ordem de 90 a 95%, correspondentes a níveis muito baixos de sucção.

Quadro 1. Índices físicos naturais

	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	$S_r$ (%)	w (%)	k (m/s)
Campo experimental	25,7 - 26,5	0,60-0,85	70-100	15 - 27	$10^{-6}$ - $10^{-5}$
Regional	25,5 - 26,7	0,40-0,85	60-100	10 - 30	$10^{-6}$ - $10^{-5}$

O Quadro 2 apresenta alguns índices de estado correntemente usados para solos residuais. Na classificação de Collins (1985) os valores de  $X_d$  correspondem à chamada zona metaestável, caracterizada por uma fábrica altamente porosa (floculada) e por uma matriz cimentada (ver Figura 4).

Os resultados dos ensaios CPT foram implantados na carta de Robertson (1990) de classificação dos solos, como mostra a Figura 5. Pode observar-se que: i) quase todos os valores se situam em zonas de solos sobreconsolidados ou cimentados; ii) no que respeita à granulometria, os valores concentram-se em zonas correspondentes a areias ou misturas de areia e silte. Constata-se, assim, que esta classificação reflecte de forma particularmente apropriada as características do solo.

A Figura 6 ilustra a comparação da gama dos valores assumidos da  $q_c / N_{60}$  obtidos no local estudado com as propostas por Burland e Burbidge (1985) e por Folque (1976) para solos arenosos de origem sedimentar. Os resultados conduzem a valores de 0,7 a 0,8 ( $q_c$  expresso em MPa), acima pois da linha média da preconizada pelos primeiros autores, tendência que é corroborada, nomeadamente, pela experiência em solos residuais do Brasil (Rocha-Filho, 1986).

### 3 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

A partir de um grande número de ensaios triaxiais (Viana da Fonseca, 1996) foram obtidos os parâmetros de resistência em termos de tensões efectivas  $\phi' = 37$ - $38^\circ$  e  $c' = 9$  - 12 kPa, cujo confronto com os valores retirados por retroanálise de ensaios de carga em placa e da sapata ( $\phi' = 37^\circ$  e  $c' = 7$  kPa) é francamente satisfatório.

Para a avaliação de  $\phi'$  a partir dos resultados do SPT foi usada a correlação proposta por Décourt (1989), tendo-se definido  $(N_1)_{60}$  do modo proposto pelo autor, ou seja recorrendo ao valor da tensão efectiva octaédrica normalizada. Para esse fim, foi necessário determinar com rigor o valor de  $K_0$  do maciço em análise.

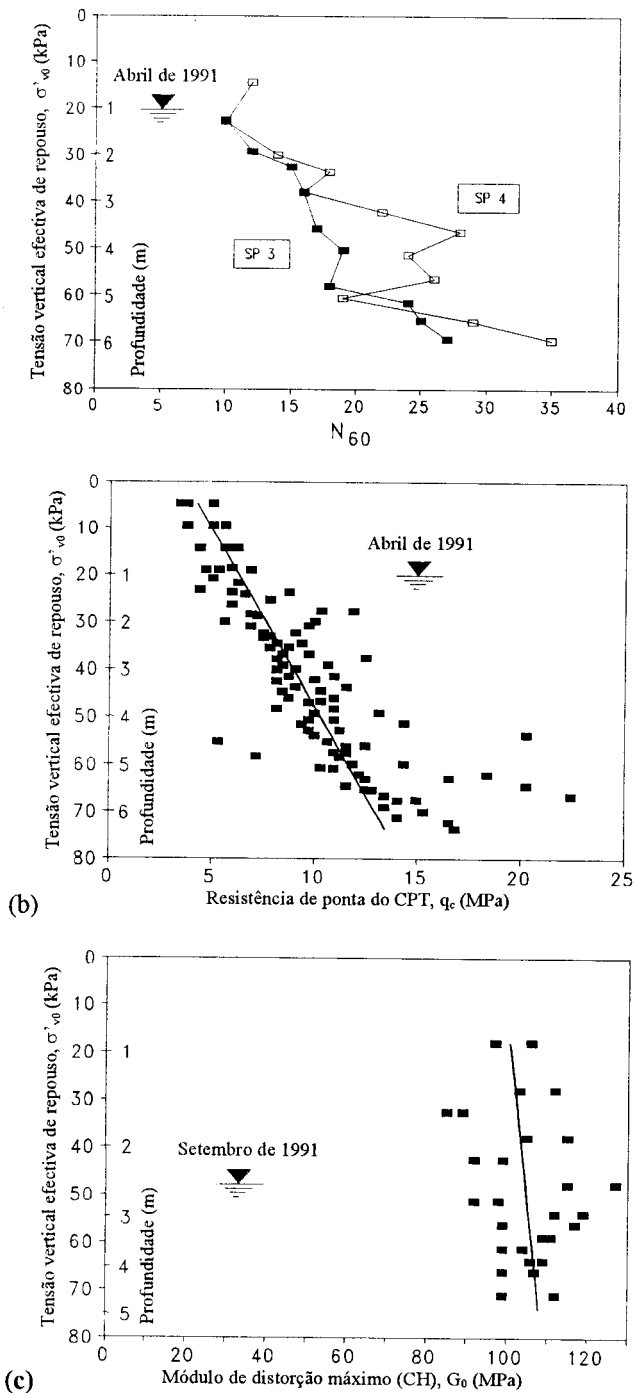
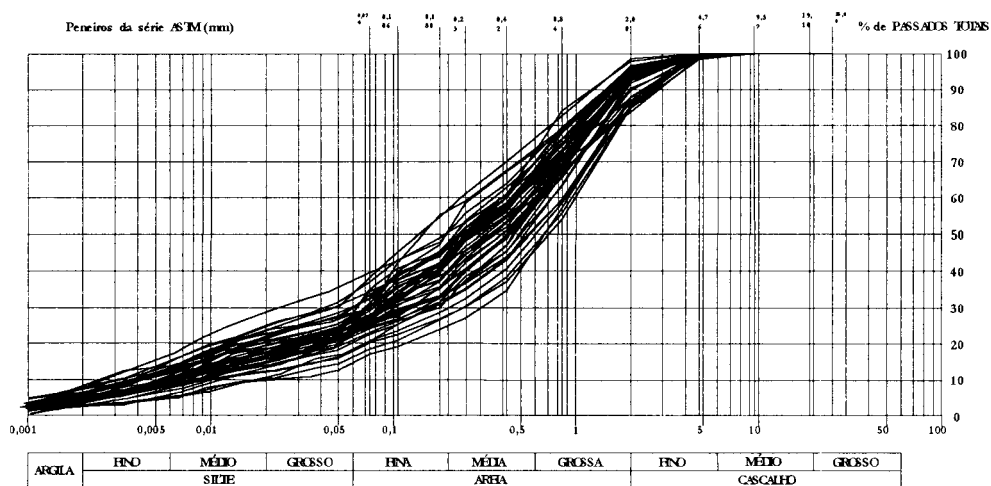
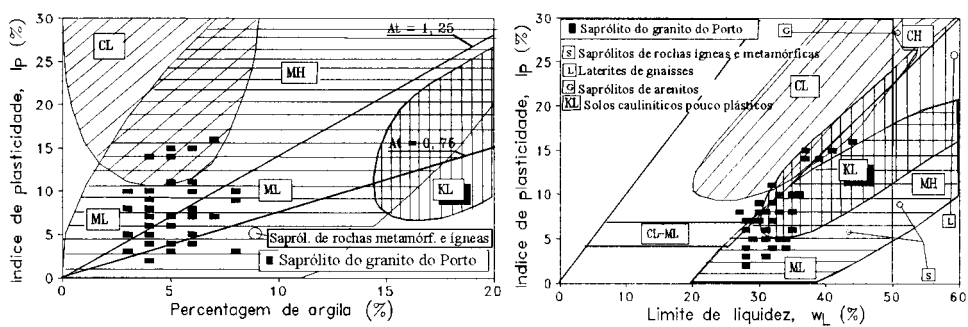


Figura 2 - Resultados dos ensaios: (a) SPT; (b) CPT e (c) CH



(a)



(b)

Figura 3 - Análises físicas: (a) distribuição granulométrica; (b) cartas de actividade e plasticidade (Vargas, 1992)

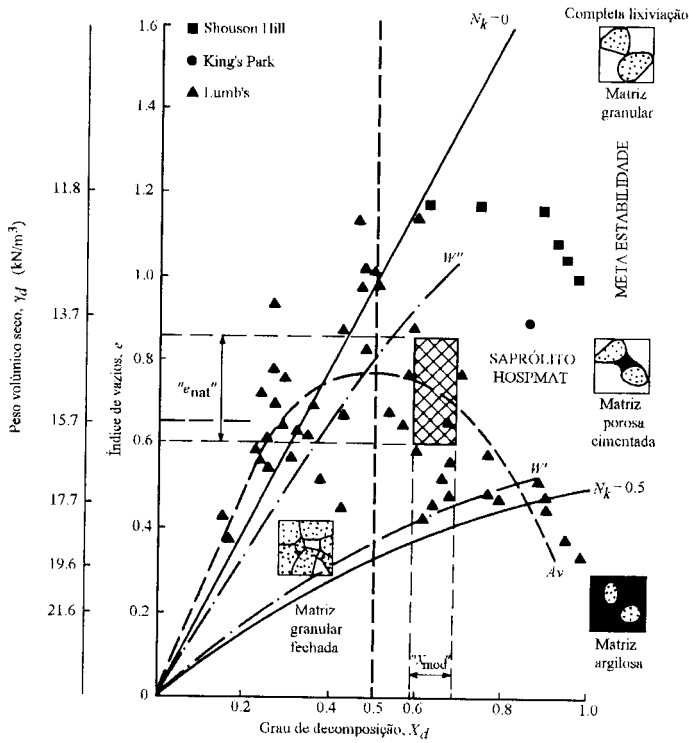
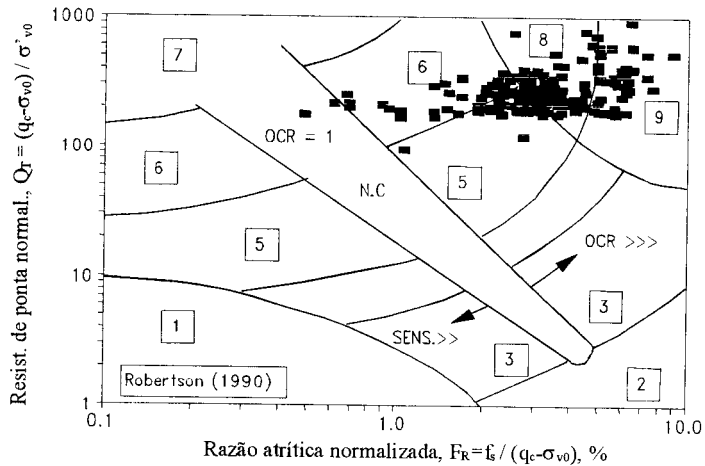


Figura 4 - Caracteriza\c{c}\~ao microestrutural (Collins, 1985)



- Zona: 5 – misturas arenosas – areias siltsosas a siltes arenosos;  
 6 – areias – areias limpas a areias siltsosas;  
 8 – areias muito rijas a areias argilosas cimentadas;  
 9 – solos finos muito rijos (cimentados).

Figura 5 - Classifica\c{c}\~ao baseada nos resultados do CPT (Robertson, 1990).

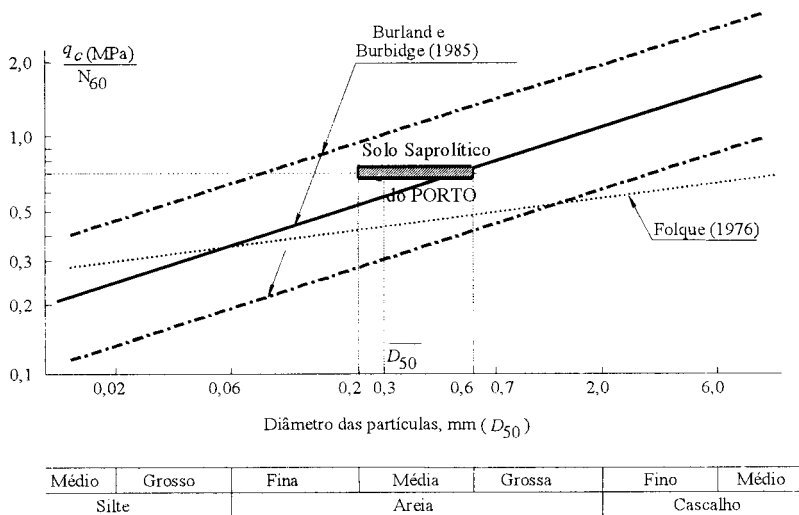


Figura 6 - Correlação entre  $q_c$ (MPa) e  $N_{60}$

Quadro 2. Índices de compacidade e de alteração

Índice (símbolo)	Referências	Valores
Índice de lixiviação ( $\beta$ ) <sup>(1)</sup>	Rocha Filho <i>et al.</i> (1985)	0,40 – 0,50
Grau de decomposição ( $X_d$ ) <sup>(2)</sup>	Collins (1985)	0,59 – 0,63
Índice de compacidade relativa ( $e_r$ ) <sup>(3)</sup>	Vaughan (1988)	0,28

(1)  $b = ba_1$  (rocha alterada) /  $ba_1$  (rocha sã), sendo  $ba_1 = (K_2O + Na_2O) / Al_2O_3$

(2)  $X_d = (1 - W_f / W_{f0}) / (1 + W_f / W_q)$ , em que  $W_q$  é o peso do quartzo, não alterado pela meteorização, e  $W_f$  e  $W_{f0}$  são os pesos do feldspato no solo e na rocha-mãe, respectivamente

(3)  $e_r = (e - e_{opt}) / (e_L - e_{opt})$ , em que  $e_L$  e  $e_{opt}$  são os índices de vazios no limite de liquidez e para a condição óptima do Proctor normal

Nos ensaios com o pressiómetro autopercussor de Cambridge (SBPT) obteve-se um valor médio para  $K_0$  de 0,38 (com pequena dispersão). Os resultados destes ensaios foram genericamente reproduzidos em ensaios triaxiais  $K_0$  sobre amostras indeformadas. É importante salientar que os valores de  $K_0$  obtidos em ensaios triaxiais de amostras reconstituídas em laboratório de modo a obter o teor em água e o índice de vazios do solo natural, cuja condição pode ser associada a um estado normalmente consolidado, foram de cerca de 0,41, ligeiramente superiores, portanto, aos encontrados no estado natural.

Esta tendência, inversa do que geralmente se encontra em maciços de solos transportados e sedimentares, põe em causa a aplicação directa dos valores normalizados do  $N_{SPT}$  para estimativa de  $\phi'$  em solos residuais. Tendo-se consciência desta impossibilidade de se estabelecer uma relação directa entre OCR e  $\phi'$  nos solos residuais, considerou-se, ainda assim, que – em coerência com as premissas do método de Décourt – seria válido utilizar o valor médio de  $K_0$  obtido naqueles ensaios.



A Figura 7 apresenta os valores obtidos de  $(N_1)_{60}$  que se traduzem numa variação de  $\phi'$  entre 34 e 41°. O valor médio de  $\phi'$  é de cerca de 38°, muito próximo dos valores obtidos por outros ensaios. Esta aproximação da parcela exclusivamente atrítica, por um lado, e a não consideração da parcela coesiva – nem de forma implícita – na avaliação da resistência, reflecte o carácter fortemente destrutivo do ensaio SPT, que, ao induzir desde o início de cada fase de penetração golpes dinâmicos, destrói imediatamente as ligações cimentícias interparticulares (relativamente fracas e frágeis) reduzindo o material em análise à sua componente granular – reflectida pelo ângulo de resistência ao corte.

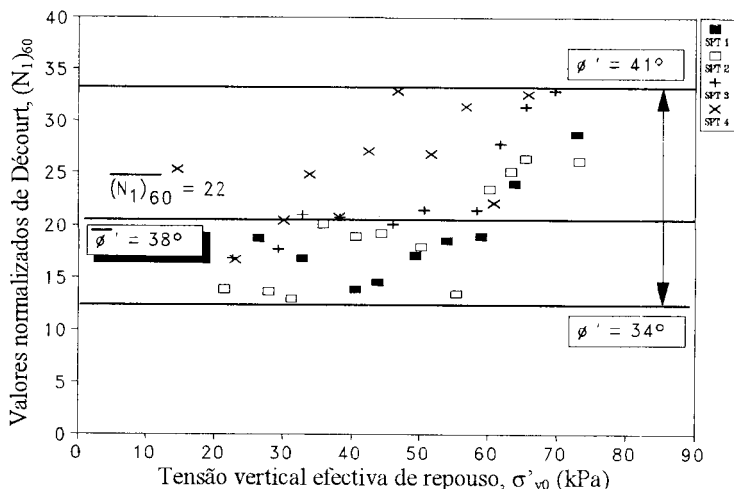


Figura 7 - Avaliação de  $\phi'$  a partir de  $(N_1)_{60}$  (Décourt, 1989)

A avaliação do ângulo de resistência ao corte a partir do CPT usando a correlação proposta para areias por Robertson e Campanella (1983) está representada na Figura 8. Constata-se que o  $\phi'$  diminui à medida que aumenta  $\sigma'_{v0}$ , situando-se na gama de 48 a 46°, para  $\sigma'_{v0}$  inferiores a cerca de 20 kPa, e na gama de 46 a 44°, para  $\sigma'_{v0}$  superiores a cerca de 20 kPa. Estes valores situam-se, portanto, muito acima das avaliações anteriormente referidas.

Estes dois aspectos, diminuição de  $\phi'$  com o aumento de  $\sigma'_{v0}$  e valores de  $\phi'$  mais elevados do que os determinados por outros métodos, os quais revelaram a existência de  $c'$  com valor apreciável, reflectem a sensibilidade da resistência medida pelo CPT em relação à componente coesiva da resistência ao corte medida pelo CPT em relação à componente coesiva da resistência ao corte do solo, naturalmente associada à sua estrutura cimentada, enquanto que a correlação testada incorpora apenas a resistência de materiais de comportamento tipicamente friccional.

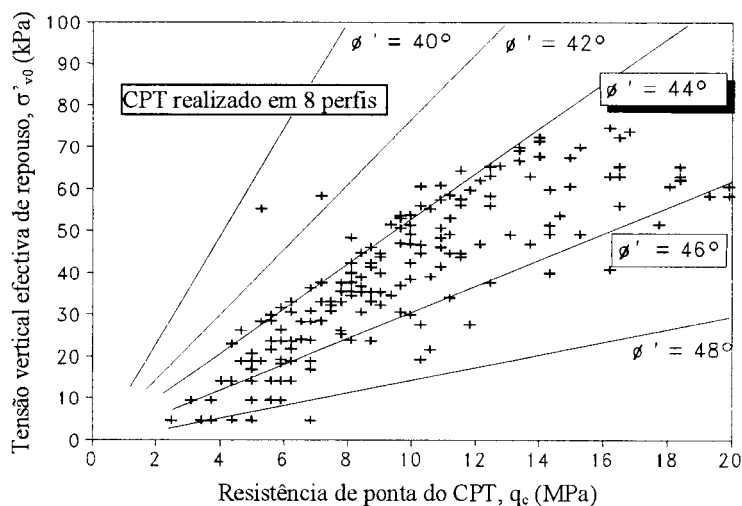


Figura 8 - Avaliação de  $\phi'$  a partir de  $q_c$  versus  $\sigma'_{v0}$  (Robertson e Campanella, 1983)

Contudo, considerando uma envolvente rectilínea definida pelos valores de  $c'$  e  $\phi'$  avaliados nos ensaios de placa e da sapata, a envolvente rectilínea sem componente coesiva e definida por valores de  $\phi' = 48^\circ$ ,  $46^\circ$  e  $44^\circ$  só intersecta aquela para valores de  $\sigma'_{v0}$ , respectivamente, de 55 kPa, 65 kPa e 80-85 kPa. Conclui-se daqui que o ângulo avaliado a partir do CPT, embora, em certa medida, reflecta a parcela coesiva, de qualquer modo subavalia a resistência ao corte real para as gamas de tensão vertical efectiva inferiores às referidas.

Deve, ainda, salientar-se que, em estimativas de capacidade de carga (resistência ao carregamento) de fundações directas, por exemplo, se obtêm valores bem distintos caso se use o par de parâmetros  $c'$  e  $\phi'$  ou apenas um valor de  $\phi'$ , estimado para o nível de tensão médio inicial. Para, pelas duas vias, se encontrar valores próximos da capacidade de carga é, obviamente, necessário estimar o valor único de  $\phi'$  atendendo ao nível de tensão médio induzido pela própria fundação.

Fica, assim, bem evidenciada a importância de uma boa identificação das duas parcelas da resistência ao corte.

#### 4 - PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE

##### 4.1- Correlações entre $q_c$ (CPT) e $G_0$ (CH)

Como pode ser constatado por meio de uma análise da Figura 2, o crescimento de  $q_c$  e de  $G_0$  com a tensão efectiva vertical de repouso é substancialmente diferente, sendo muito mais acentuado o do primeiro parâmetro referido. Verifica-se que as razões entre  $G_0$  e  $q_c$  são superiores às correspondentes em solos transportados, mesmo fortemente sobreconsolidados ou cimentados após a sedimentação. Na Figura 9 apresenta-se esse enquadramento com referência aos resultados de Robertson (1991).

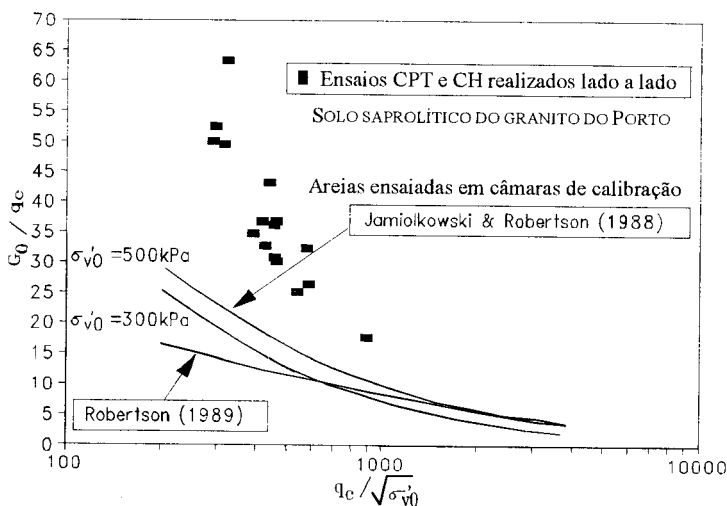


Figura 9 -  $G_0 / q_c$  versus  $q_c / \sqrt{\sigma'_{v0}}$  - referência a Robertson (1991)

Tendo em conta que ambos os parâmetros são relacionáveis com o módulo de deformabilidade do solo, o  $q_c$  por meio de correlações empíricas, em regra lineares, e o  $G_0$  por uma relação teórica, também linear, pode compreender-se que tais módulos, naturalmente correspondentes a níveis de deformação muito diferentes, evoluem de forma muito distinta com a tensão efectiva vertical de repouso. Esta tendência é uma consequência da maior estabilidade da rigidez elástica em relação à tensão efectiva de repouso do que a revelada pelas rigidezes associadas a deformações mais elevadas, onde o comportamento tipicamente granular, isto é, não cimentado, ganha progressiva relevância.

## 4.2 - Retroanálise do ensaio de carga da sapata

### 4.2.1- Módulo de deformabilidade constante em profundidade

Como foi já referido em 1, a investigação experimental envolveu um ensaio de carga de uma sapata circular de betão armado com 1,20 m de diâmetro.

A Figura 10(a) mostra o diagrama pressão-assentamento obtido. Como pode ser observado na Figura 10(b), onde a parte inicial do diagrama está representada usando escalas maiores, ocorre um claro crescimento da taxa de assentamento quando a pressão excede valores da ordem de 125 kPa.

Deve ser notado, a propósito, que o tempo necessário para a estabilização do assentamento em cada escalão de carga aumentou significativamente para pressões superiores àquela.

Embora em termos necessariamente não rigorosos, tal pressão parece corresponder a uma transição de um comportamento essencialmente elástico para uma fase onde a estrutura cimentada do solo passa a estar substancialmente afectada. Tal suposição parece ser confirmada pela boa aproximação entre a inclinação do primeiro ramo do diagrama de ensaio e a do primeiro ciclo de descarga-recarga (Fig. 10(b)), aproximação essa que é francamente menor nos ciclos subsequentes (Fig. 10(a)).

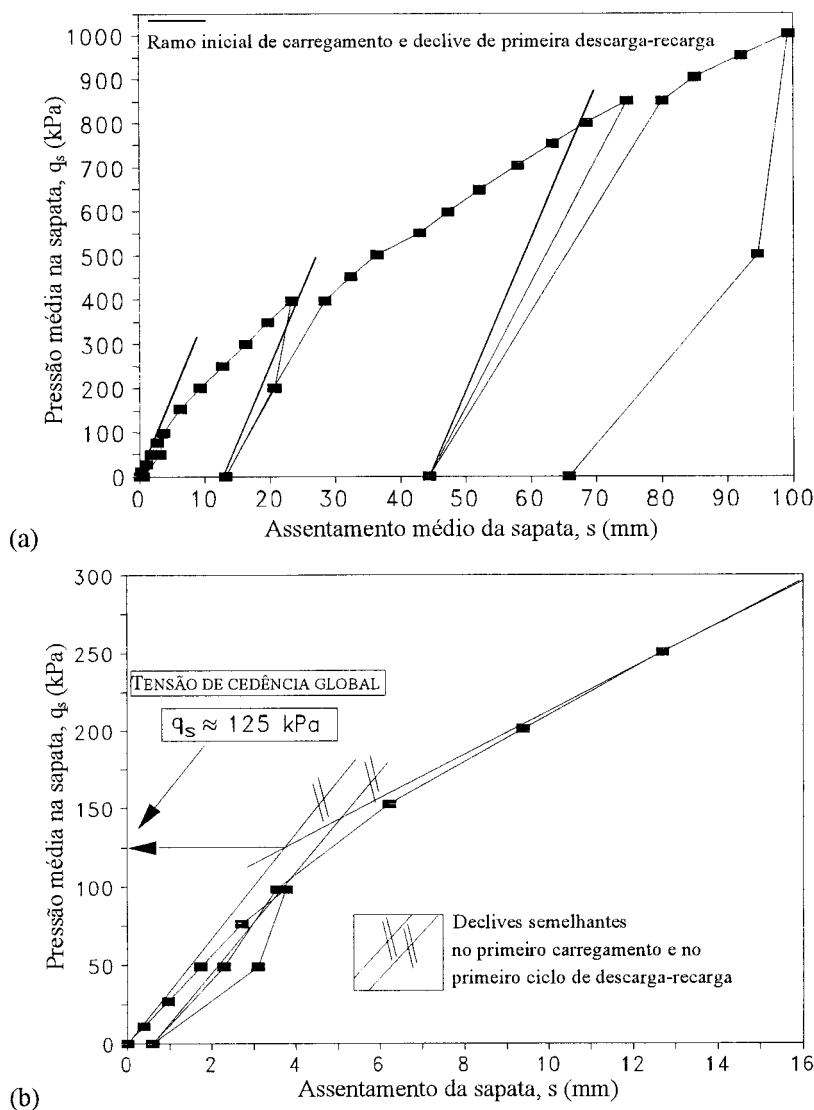


Figura 10 - Curva de pressão-assentamento do ensaio de carga da sapata: (a) curva geral; (b) pormenor para  $q_s \leq 300$  kPa

Para o estabelecimento da tensão correspondente ao estado limite de utilização foi adoptado o critério de Décourt (1992), baseado no Código de Boston, pelo qual aquela é a tensão que conduz a um assentamento de 0,75% do diâmetro da sapata. Para essa tensão e para mais três tensões correspondentes a diferentes coeficientes de segurança globais foram calculados os módulos de deformabilidade do solo que numa solução elástica conduzem a assentamentos iguais aos observados. O Quadro 3 inclui os resultados obtidos.

Quadro 3 - Módulo de Young secante retroanalisado do ensaio de carga da sapata

Critério de carga	s/B= 0,75%	F <sub>s</sub> = 10	F <sub>s</sub> = 5	F <sub>s</sub> = 2
E <sub>s</sub> (MPa)	17,3	20,7	17,5	11,0

#### 4.2.2- Módulo de deformabilidade crescente linearmente em profundidade

Como foi já atrás discutido, a resistência de ponta do CPT,  $q_c$ , cresce linearmente com a tensão efectiva vertical de repouso (ver Figura 2), o que o mesmo é dizer, estando o nível freático próximo da superfície e sendo o solo razoavelmente homogéneo, que cresce linearmente em profundidade. Admitindo, como é usual, uma proporcionalidade entre o módulo de deformabilidade do solo,  $E$ , e aquela resistência, expressa por:

$$E = \alpha \cdot q_c \quad (1)$$

a variação do módulo com a profundidade é dada por (estando  $z$  expresso em metros):

$$E(\text{MPa}) = E_0 + k \cdot z = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot (4,68 + 1,47 \cdot z) \quad (2)$$

A partir desta equação é possível determinar o chamado “grau de não homogeneidade”,  $E_0/kB$ , sendo  $B$  o diâmetro da fundação, que expressa o crescimento do módulo elástico do maciço em profundidade. Para cada valor daquele grau é possível determinar, por sua vez, a profundidade do chamado centro de assentamento. Este representa o ponto sob a fundação a cuja profundidade o maciço exibe um módulo de deformabilidade que conduz, numa análise elástica admitindo o maciço homogéneo, isto é, com módulo constante, a um assentamento igual ao observado para o maciço real, com módulo variável em profundidade.

Determinada a profundidade do centro de assentamento por meio da carta proposta por Burland e Burbidge (1985), obteve-se um valor de  $q_c$  que, confrontado com os módulos retroanalisados em 4.2.1 (ver Quadro 3), conduziu a valores de  $\alpha$  igual a cerca de 4 e 3 para, respectivamente, os coeficientes de segurança globais de 10 e 5. Estes coeficientes são aproximadamente o dobro do valor médio proposto por aqueles autores ( $\alpha = 1,71$ ). É de referir que o valor de  $\alpha = 3$  corresponde também, aproximadamente, à tensão admissível (estado limite de utilização) considerada de acordo com o já referido critério de Décourt (1992).

#### 4.2.3- Método semi-empírico de Schmertmann

O método semi-empírico de Schmertmann (1970) admite uma distribuição simplificada do chamado factor de influência das deformações verticais sob o centro da sapata, cujos valores são calculados com base num módulo de deformabilidade variável em profundidade proporcionalmente à evolução da resistência de ponta do CPT, de acordo com a equação (1).

Schmertman, Hartman e Brown (1978) procederam a uma revisão do diagrama do factor de influência e obtiveram  $\alpha = 2,5$  para condições axissimétricas (sapatas circulares) em solos granulares.

Deve ser referido que, apesar de usar um módulo constante para uma dada profundidade, o método em apreço fornece um diagrama pressão-assentamento não linear, já que as

- VAUGHAN, P. R. - Characterising the mechanical properties of in situ residual soils. *Proc. 2nd Int. Conf. on Geom. in Tropical Soil, Singapore 2*, 469-486. Rotterdam: Balkema, 1988.
- VIANA DA FONSECA, A - Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas. *Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil*, 1996.
- VIANA DA FONSECA, A., MATOS FERNANDES, M., CARDOSO, A. S. & MARTINS, J. B. - Portuguese experience on geotechnical characterisation of residual soils from granite. *Proc. 13th Int. C. Soil Mec., New Delhi 1*, 377-380. Rotterdam: Balkema, 1994.