

# CLASSIFICAÇÕES DE SOLOS RESIDUAIS DO GRANITO DO PORTO COM BASE EM ENSAIOS SPT, CPT(U), DMT E CH: NOVAS TENDÊNCIAS

## CLASSIFICATIONS OF GRANITIC RESIDUAL SOILS FROM PORTO BASED ON SPT, CPTU, DMT AND CH TESTS: NEW TRENDS

Viana da Fonseca, António, *FEUP, Porto, Portugal, viana@fe.up.pt*

Costa Esteves, Elisabete, *ISEP, FEUP, Porto, Portugal, elisabete@fe.up.pt*

Ferreira, Cristiana, *FEUP, Porto, Portugal, cristiana@fe.up.pt*

### RESUMO

Neste trabalho serão descritos os princípios que regem as classificações de solos sedimentares e sua aplicabilidade aos solos residuais e, em especial, aos do granito do Porto. Das classificações que integram parâmetros mecânicos retirados de ensaios *in situ*, as de Robertson (1990) e Eslami e Fellenius (1997), a partir de ensaios CPT(U) e a de Marchetti (1980), com base em ensaios DMT, são particularmente ajustadas para uma boa definição da classe em termos comportamentais. Nesta análise também se dará ênfase à potencialidade de novos critérios de classificações, baseados em razões entre parâmetros mecânicos dinâmicos ( $G_0$ ) e de resistência última ( $q_{c-CPT}$  e  $N_{60-SPT}$ ), na identificação de marcas de cimentação e de reserva de resistência. Assim mesmo, serão descritos os seus fundamentos (Schnaid *et al.*, 2004) e a aplicabilidade destas novas tendências de classificação ao maciço do campo experimental ISC'2-FEUP.

### ABSTRACT

In the present work, the principles governing the classifications of sedimentary soils are described and their application to residual soils, especially those from Porto granite is discussed. Among the classifications which make use of mechanical parameters derived from *in situ* tests, those of Robertson (1990) and Eslami & Fellenius (1997) using CPTU results and Marchetti (1985) based on DMT, are particularly adequate for a good definition of the soil's class in behavioural terms. In this analysis, emphasis will also be given to the potentialities of new classification criteria, based on ratios between elastic ( $G_0$ ) and ultimate strength ( $q_{c-CPT}$  and  $N_{60-SPT}$ ) parameters, for the identification of cementation features and reserve of strength. For this purpose, their underlying theory (Schnaid *et al.*, 2004) is detailed and these new classification trends are applied to the characterization of the ISC'2-FEUP experimental site.

### 1. INTRODUÇÃO

A presente comunicação surge no contexto de um projecto de investigação em curso, financiado por empresas da especialidade e integrado num “exercício internacional de previsão de comportamento de estacas com base em ensaios de caracterização” e enquadrado na “2<sup>nd</sup> International Conference on Site Characterization” ([www.fe.up.pt/isc-2](http://www.fe.up.pt/isc-2)), realizada na FEUP, em Setembro de 2004.

Desenvolveu-se um campo experimental, situado dentro dos limites da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, conforme ilustrado na Figura 1a. A identificação dos complexos geológicos que afloram no local encontra-se sumariamente descrita na legenda.

Para um melhor conhecimento das características geotécnicas do local, foi conduzido um grande

número de ensaios *in situ*, nomeadamente 5 sondagens com amostragem contínua, sendo em quatro delas realizados ensaios SPT alternados de 1,5 metros em 1,5 metros; 9 CPT(U); 9 DMT; 3 PMT; e, diversos tipos de ensaios geofísicos (CH, DH, SASW, CSWS, etc.). Das amostras indeformadas de boa qualidade, recolhidas em amostradores duplos com bisel cortante otimizado e *liners* de PVC (Ferreira *et al.*, 2004 [1]), foram realizados 6 ensaios triaxiais CK<sub>0</sub>D, 4 em compressão com medição de velocidades de ondas sísmicas S e P com recurso a *bender-extender elements* (Viana da Fonseca e Ferreira, 2002 [2]) e 2 em extensão com medição local das deformações, 2 ensaios em coluna ressonante e um ensaio edométrico.

Posteriormente foram executadas um total de 14 estacas, sendo dez moldadas de 600mm de diâmetro com recurso a tubo moldador metálico recuperado, sendo duas mais curtas, de 6 metros de comprimento, as E0 e E9, e oito com 22m úteis (E1 a E8), duas de 600mm de diâmetro com recurso à técnica do trado contínuo (T1 e T2) e duas pré-fabricadas cravadas com secção de 350mm×350mm (C1 e C2), sendo estas últimas duas tipologias de 6 metros de comprimento. Em seguida foram realizados 6 ensaios estáticos, sendo três deles verticais e três horizontais. Na Figura 1b é apresentada a planta do Campo Experimental (CEFEUP) com a localização relativa das estacas e dos ensaios realizados *in situ*.

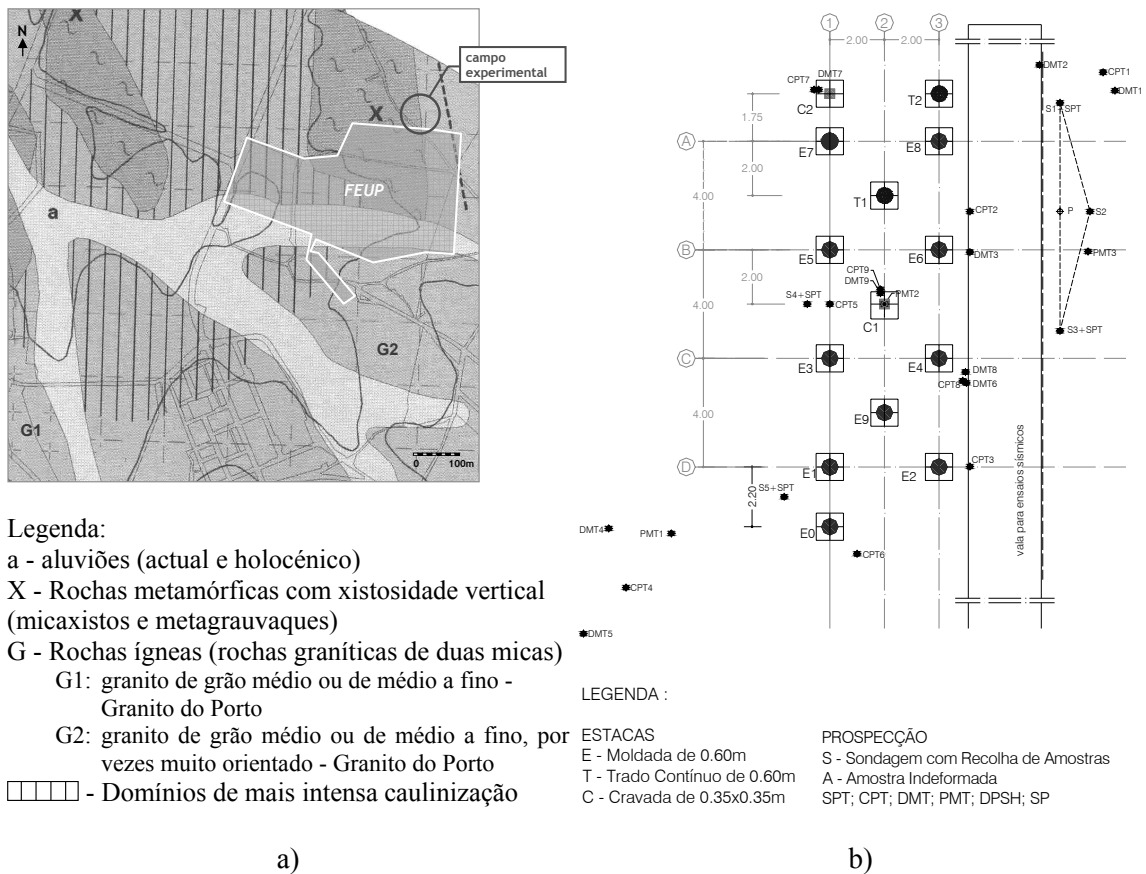


Figura 1 – Campo Experimental: a) Caracterização geológica sobre o Mapa Geológico do Porto; b) Planta com a localização relativa das estacas e dos ensaios realizados *in situ* (adaptado de Viana da Fonseca *et al.*, 2004 [3])

Da vasta colecção de ensaios de prospecção mecânica e geofísica, foram seleccionados alguns resultados para o estudo presente, de avaliação da aplicabilidade das classificações convencionais, sobretudo os resultados dos CPT(U) e DMT, mas também os dos ensaios SPT e geofísicos entre furos (CH) e ao longo do furo (DH). Na Figura 2 apresentam-se resumidamente alguns desses resultados em profundidade, designadamente em termos dos parâmetros N<sub>60</sub>

(SPT),  $q_t$  (CPT),  $I_d$  (DMT) e  $G_0$  (CH e DH).

Como já referido, foram realizados nove CPT(U), dos quais cinco (CPT1, CPT2, CPT3, CPT4 e CPT6) foram efectuados antes e quatro (CPT5, CPT7, CPT8 e CPT9) após a execução das estacas. Para a classificação do solo em profundidade com base nos ensaios CPT(U), optou-se por utilizar os dados dos ensaios CPT2, CPT3, CPT5 e CPT8 uma vez que são os ensaios localizados o mais próximo das estacas ensaiadas verticalmente (T1, C1 e E9). Paralelamente, foram realizados nove DMT localizados o mais próximo possível dos CPT(U), tendo sido realizados cinco ensaios (DMT1, DMT2, DMT3, DMT4, e DMT5) antes e quatro (DMT6, DMT7, DMT8 e DMT9) após a realização das estacas.

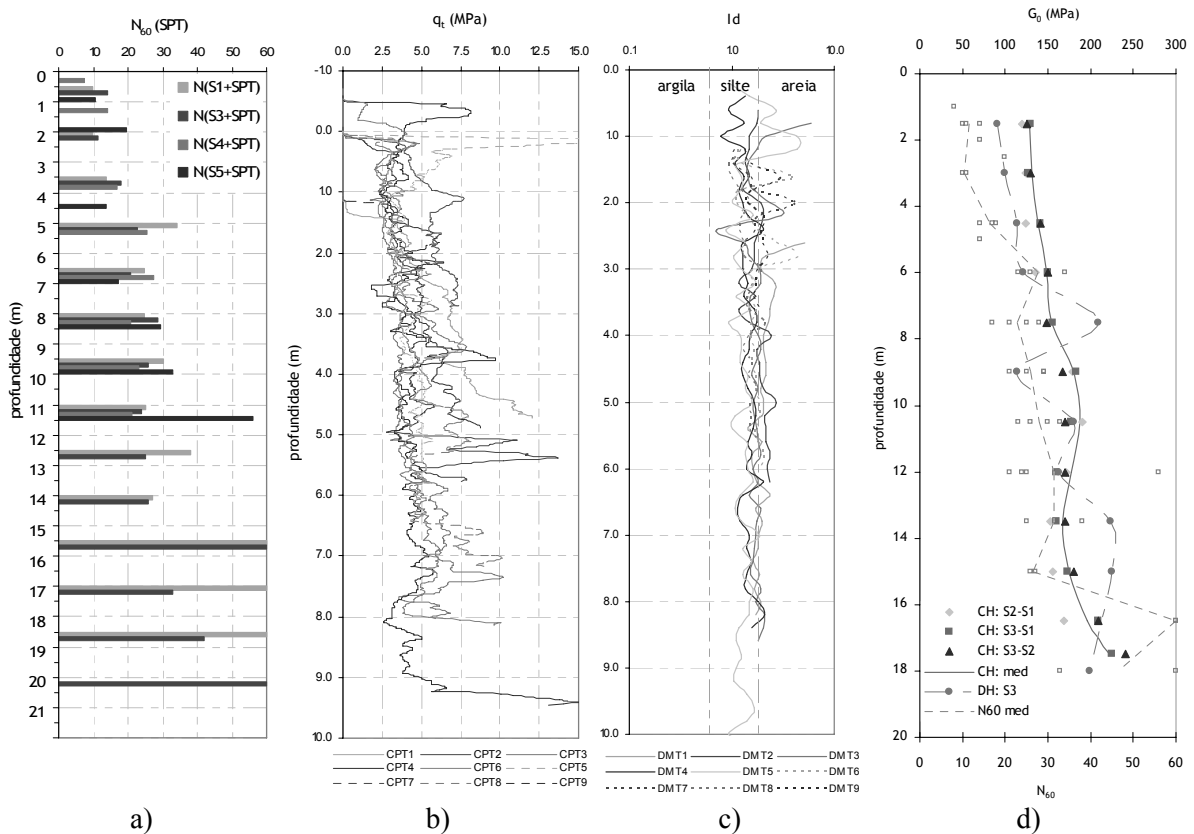


Figura 2 – Alguns resultados dos ensaios realizados no campo experimental da FEUP: a) SPT; b) CPT(U); c) DMT; d) geofísicos (CH e DH)

## 2. CLASSIFICAÇÃO DO SOLO COM BASE EM ENSAIOS MECÂNICOS

### 2.1 Classificação de Robertson (1990) com base em ensaios CPT(U)

Robertson (1990) [4] apresentou um gráfico para classificação de solos que relaciona a resistência do cone normalizada,  $q_{c\text{norm}}$ , com a razão de atrito normalizada,  $R_{f\text{norm}}$ . Na Figura 3, os resultados dos quatro ensaios em estudo (CPT2, CPT3, CPT5 e CPT8) são enquadrados no gráfico proposto, sendo apresentada na Figura 4 a classificação do solo em profundidade daí decorrente.

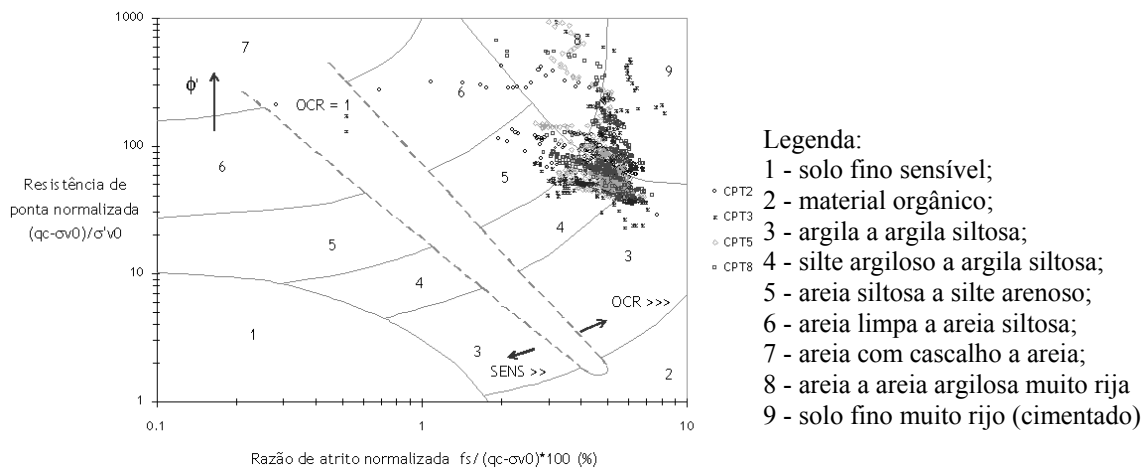


Figura 3 – Classificação do solo em profundidade segundo Robertson (1990): CPT2; CPT3; CPT5 e CPT8 (Costa Esteves, 2005 [5])

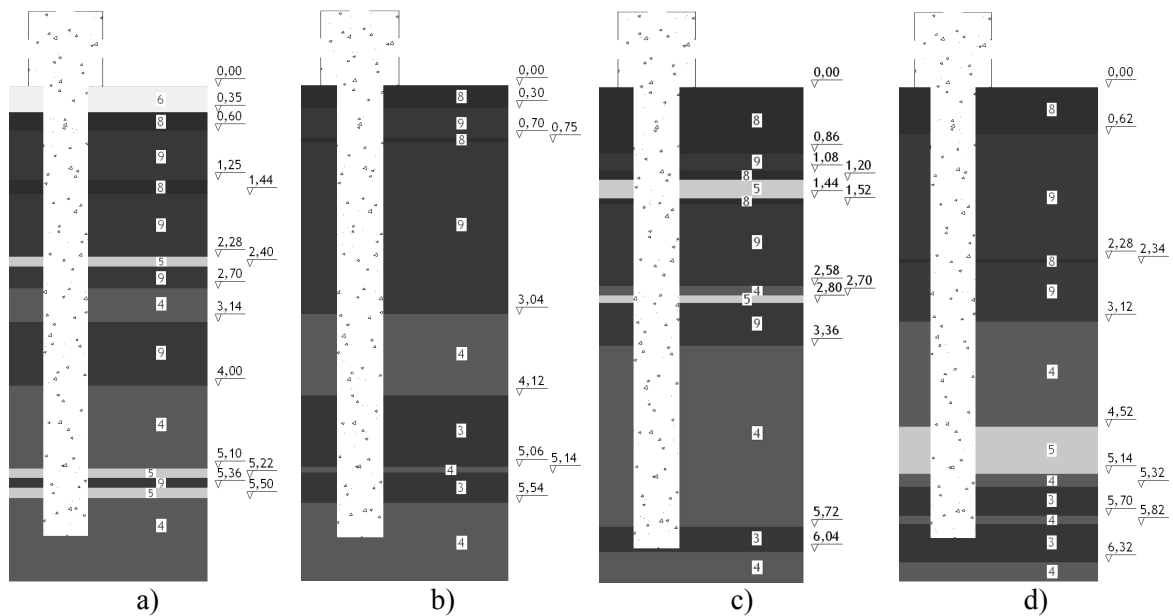


Figura 4 – Perfis geotécnicos de classificação do solo em profundidade segundo Robertson (1990) (Costa Esteves, 2005): a) CPT2; b) CPT3; c) CPT5; d) CPT8

Os resultados reflectem uma classificação com uma dispersão considerável, quer em termos de cada ensaio, quer também em profundidade. No entanto, a tendência geral permite identificar estes materiais como cimentados, com uma distribuição granulométrica entre as areias argilosas e as argilas siltosas.

## 2.2 Classificação de Eslami e Fellenius (1997) com base em ensaios CPT(U)

Eslami e Fellenius (1997) [6] propuseram outra classificação baseada nos resultados dos ensaios CPT, sobretudo vocacionada para o dimensionamento de estacas, mas também aplicável a outros projectos geotécnicos. Esta classificação é apresentada na Figura 5 para os ensaios CPT(U) em estudo.

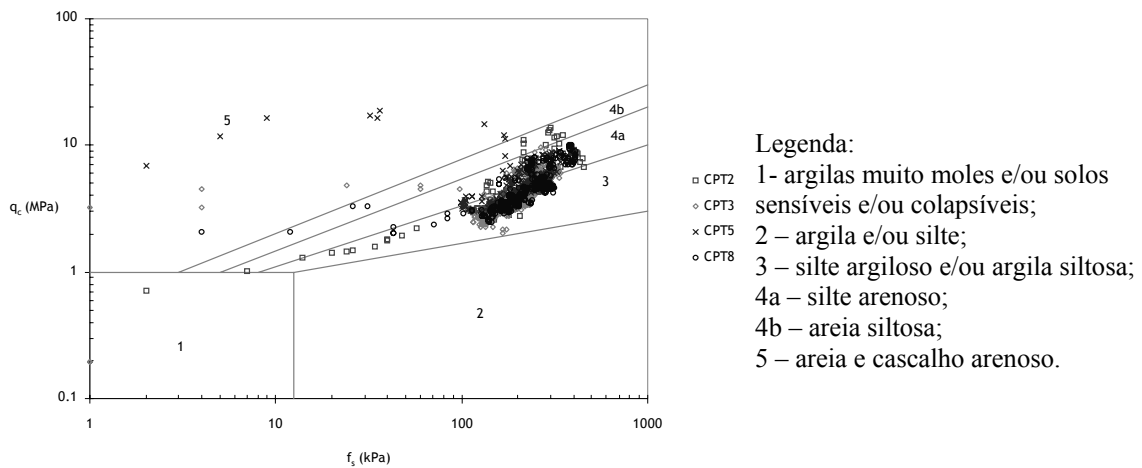


Figura 5 – CPT2: a) classificação do solo em profundidade segundo Eslami e Fellenius (1997); b) perfil geotécnico (Costa Esteves, 2005).

Analisando os resultados de cada ensaio individualmente em profundidade, é possível gerar os perfis geotécnicos de classificação do solo segundo esta proposta, como se ilustra na Figura 6.

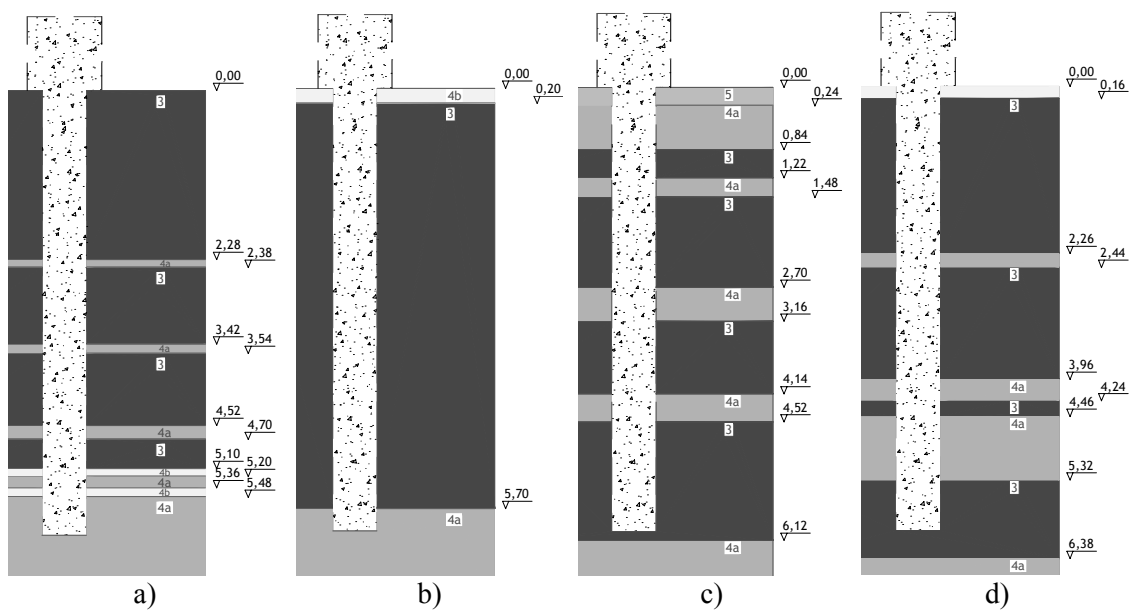


Figura 6 – Perfis geotécnicos de classificação do solo em profundidade segundo Eslami e Fellenius (1997) (Costa Esteves, 2005): a) CPT2; b) CPT3; c) CPT5; d) CPT8

Esta classificação apresenta, tal como a anterior, bastante variabilidade, confirmando a heterogeneidade típica destes maciços, estabelecendo classes que vão desde as areias siltosas às argilas siltosas.

### 2.3 Análise comparativa de classificações do solo

A título exemplificativo, foram estudados e comparados os resultados das classificações do solo em profundidade segundo Robertson (1990) e Eslami e Fellenius (1997) com a classificação de Marchetti (1980) [7] baseada no índice dilatométrico  $I_d$ , cujos perfis em profundidade se ilustram na Figura 7. Da observação da figura, é possível constatar discrepâncias significativas, que se evidenciam na incidência de matrizes argilosas nas duas classificações baseadas no

CPT(U) que não prevalecem na classificação de Marchetti.

A análise comparativa destas classificações com as curvas granulométricas obtidas em laboratório para as amostras recolhidas a várias profundidades, apresentadas na Figura 8, é igualmente divergente, sobretudo em termos da percentagem de material fino.

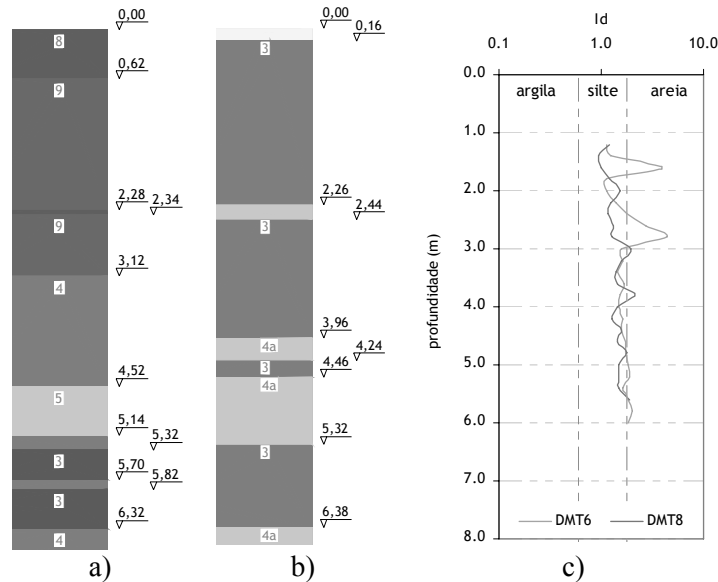


Figura 7 – Perfis de classificação geotécnica segundo: a) Robertson (1990); b) Eslami e Fellenius (1997); c) Marchetti (1980)

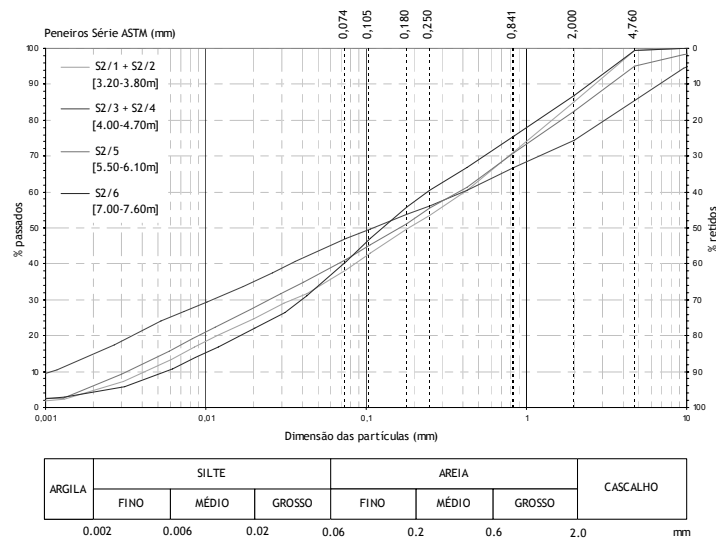


Figura 8 – Curva granulométrica de algumas das amostras recolhidas no CEFEUP e ensaiadas no Laboratório de Geotecnia da FEUP (Viana da Fonseca *et al.*, 2004)

Assim, pode concluir-se que estas classificações, particularmente as decorrentes do ensaio CPTU, são claramente desajustadas, se vistas à luz da distribuição granulométrica, demonstrando a especificidade destes solos residuais e a necessidade urgente de adaptação das formulações e propostas convencionais, desenvolvidas para solos sedimentares, a estes materiais. Na vertente da avaliação do grau de cimentação, tem-se, porém, uma boa imagem do tipo de maciço.

### 3. NOVAS TENDÊNCIAS DE CLASSIFICAÇÃO DO SOLO COM BASE EM ENSAIOS MECÂNICOS E GEOFÍSICOS

Como referem Schnaid *et al.* (2004) [8], estas classificações do solo por via de resultados CPTU são indirectas e baseiam-se em ábacos empíricos desenvolvidos para a interpretação estratigráfica, pelo que as medições de  $u_2$  não deverão ser consideradas sempre úteis, no sentido de utilizáveis para efeitos de classificação, especialmente no caso da caracterização de solos “não convencionais”, como no caso presente de solos residuais do granito. Assim, estes autores sugerem a utilização de um parâmetro de um ensaio mecânico simples, como os ensaios de penetração mais comuns ( $q_c$  ou  $N_{60}$ ) e a sua comparação com o módulo de distorção máximo,  $G_0$ .

A razão  $G_0/q_c$  fornece uma medida da razão entre a rigidez elástica e a resistência última, sendo de esperar que esta aumente com a idade geológica no caso dos solos sedimentares (com reflexo nos imbricamentos secundários nas areias, por exemplo) e (ou) com a cimentação (no caso dos solos residuais) dos solos em análise, uma vez que estes aspectos afectam muito mais o valor de  $G_0$  que o de  $q_c$ . Esta razão deve ser adimensionalizada para que possa ter aplicação mais universal, pelo que - na linha de muitas outras propostas de normalização - se sugere que se faça a representação em função do parâmetro de estado:

$$q_{c1} = \left( \frac{q_c}{p_a} \right) \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_v}} \quad (1)$$

designando-se por  $q_{c1}$  a resistência de ponta normalizada e representando  $p_a$  a pressão atmosférica.

A partir do conhecimento dos perfis em profundidade de  $q_c$  e  $G_0$ , é possível definir esta razão, que pode ser utilizada directamente para a avaliação dos efeitos da história de tensões, grau de cimentação, entre outros, para um dado perfil, como reconheceram num outro contexto Eslaamizaad & Robertson (1996) [9]. Os dados de ensaios CPT provenientes de campos experimentais distintos em solos residuais (e de areia Monterey artificialmente cimentada) foram compilados num gráfico, que se apresenta na Figura 9, onde estão também incluídos os resultados do CEFEUP.

As variações observadas de  $G_0$  com  $q_c$  podem ser expressas através de um limite superior e inferior, onde o limite superior do material não cimentado se assume como o limite inferior para o material cimentado. Schnaid *et al.* (2004) propôs os seguintes limites para identificação destes grupos, que se podem traduzir nas expressões:

$$\left. \begin{aligned} G_0 &= 800 \sqrt[3]{q_c \sigma'_v p_a} \quad \text{limite superior : material cimentado} \\ G_0 &= 280 \sqrt[3]{q_c \sigma'_v p_a} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{limite inferior : material cimentado} \\ \text{limite superior : material não cimentado} \end{array} \right. \\ G_0 &= 110 \sqrt[3]{q_c \sigma'_v p_a} \quad \text{limite inferior : material não cimentado} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Para o campo experimental em estudo, ilustrado na figura, esta relação é expressa por:

$$G_0 = 450 \sqrt[3]{q_c \sigma'_v p_a} \quad (3)$$

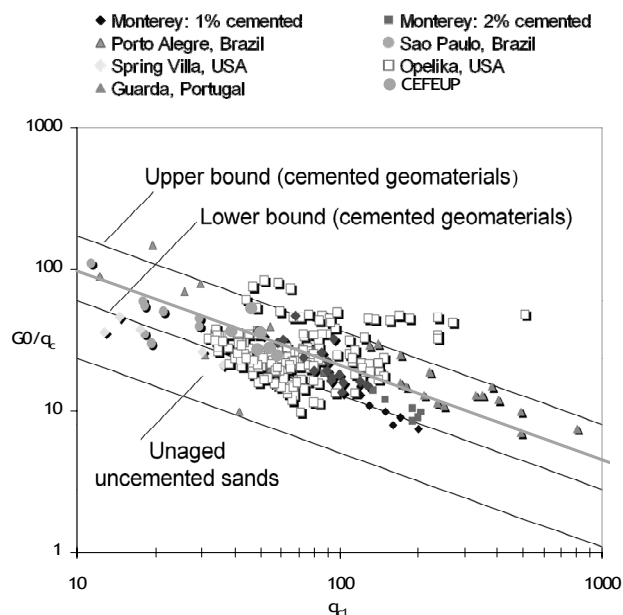


Figura 9 – Relação entre  $G_0$  e  $q_c$  para solos residuais (Viana da Fonseca *et al.*, 2005 [10], adaptado de Schnaid *et al.*, 2004)

Uma análise similar pode ser feita com os resultados dos SPT para a avaliação da presença de estrutura no solo e a sua variação em profundidade. Esta é apresentada na Figura 10, onde os resultados do presente solo são enquadrados com os de diversos campos experimentais em solos residuais.

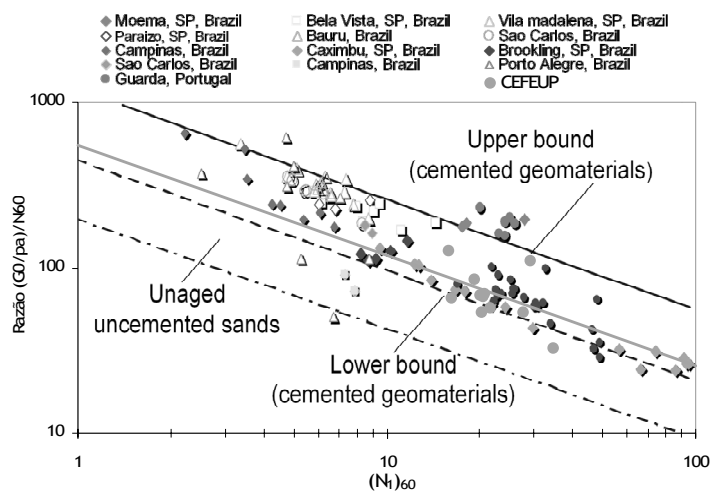


Figura 10 – Relações entre  $G_0$  e  $(N_1)_{60}$  para solos residuais (Viana da Fonseca *et al.*, 2005, adaptado de Schnaid *et al.*, 2004)

Verifica-se que as ligações interparticulares e a estrutura do solo assumem um papel importante no comportamento dos solos residuais, uma vez que os valores de rigidez normalizada ( $G_0/N_{60}$ ) nestes são consideravelmente mais elevados que os de solos incoerentes.

A rigidez normalizada a partir dos ensaios SPT pode ser definida pela seguinte expressão:



$$\frac{(G_0/p_a)}{N_{60}} = \alpha N_{60} \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_{vo}}} \quad \text{ou} \quad \frac{(G_0/p_a)}{N_{60}} = \alpha (N_1)_{60} \quad (4)$$

onde  $\alpha$  é uma constante adimensional que depende do grau de cimentação e idade do solo, bem como da compressibilidade e sucção. Tal como para a relação com o CPT, a variação de  $G_0$  com o  $N_{60}$  pode ser expressa pelos seguintes limites superiores e inferiores propostos por (Schnaid *et al.*, 2004):

$$\left. \begin{aligned} G_0 &= 1200 \sqrt[3]{N_{60} \sigma'_v p_a^2} && \text{limite superior : material cimentado} \\ G_0 &= 450 \sqrt[3]{N_{60} \sigma'_v p_a^2} && \text{limite inferior : material cimentado} \\ &&& \text{limite superior : material não cimentado} \\ G_0 &= 200 \sqrt[3]{N_{60} \sigma'_v p_a^2} && \text{limite inferior : material não cimentado} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Os resultados do presente campo experimental permitiram obter a seguinte relação:

$$G_0 = 550 \sqrt[3]{N_{60} \sigma'_v p_a^2} \quad (6)$$

É interessante salientar a constatação de que, neste caso particular, a razão de cimentação traduzida pelo rácio  $G_0/q_{c1}$  parece ser mais sensível do que a expressa por  $G_0/N_{60}$ . Este facto deverá ser confirmado no futuro, procurando-se razões mais fundamentadas que podem ter assento no efeito da “sucção” que, neste caso, não foi convenientemente tratada.

Estas novas tendências de classificação baseadas nas relações entre o módulo de distorção máximo obtido em ensaios geofísicos e os parâmetros  $N_{60}$  e  $q_c$  dos ensaios mecânicos mais correntes revela-se uma importante contribuição na caracterização de solos “não tradicionais”, uma vez que as razões  $G_0/N_{60}$  e  $G_0/q_c$  permitem distinguir claramente o seu comportamento dos solos incoerentes.

#### 4. CONCLUSÕES

Neste trabalho procurou apresentar-se os princípios que regem as classificações de solos sedimentares e sua aplicabilidade aos solos residuais e, particularmente, aos do granito do Porto. Das classificações que integram parâmetros mecânicos retirados de ensaios *in situ*, as de Robertson (1990) e Eslami e Fellenius (1997), a partir de ensaios CPTU (ou CPT) e a de Marchetti (1985), com base em ensaios DMT, são ajustadas para uma boa definição da classe em termos comportamentais, em particular na vertente estrutural. Este é, naturalmente, o principal objectivo destas abordagens (mais do que uma indexação física que as metodologias clássicas seguem), das quais se pretende inferir, com alguma objectividade, as tendências esperadas para as respostas mecânicas (mais ou menos rígidas, mais ou menos diferidas no tempo, mais ou menos resistentes).

Nesta análise, deu-se maior ênfase à marca de cimentação e de reserva de resistência que estas classificações baseadas em parâmetros mecânicos conferem. Por isso, são também relevadas novas tendências de classificação, baseadas nas razões entre a rigidez elástica ( $G_0$ , valor deduzido das velocidades das ondas de corte,  $V_s$ , medidas em ensaios geofísicos) e a resistência última (traduzida pelo  $q_c$ -CPT e  $N_{60}$ -SPT), as quais permitem traduzir mais fielmente o grau de estrutura destes solos residuais.

## 5. AGRADECIMENTOS

Muito especiais e gerais às empresas que permitiram este trabalho (Mota-Engil, SA - Direcções de “Geotecnia” e de “Fundações Especiais”, Teixeira Duarte, SA, Sopecate, SA, e Tecnasol FGE, SA) e particulares ao Eng. Ricardo de Andrade e ao Eng. Nuno Cruz (antes no CICCOPN, hoje na Mota-Engil), e também um reconhecimento à FEUP, à Reitoria da Universidade do Porto e à A. M. Mesquita & Filhos. O trabalho foi possível graças ao empenho e bom profissionalismo do pessoal do Laboratório de Geotecnia da FEUP. Este trabalho integra-se na actividade de investigação do CEC da FEUP, centro da Fundação para a Ciência e Tecnologia do MCES.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] FERREIRA, C.; MENDONÇA, A.A.; VIANA DA FONSECA, A. (2004). Avaliação da Qualidade de Amostragem em Campos Experimentais de Solos Residuais de Granito do Porto. Actas do 9º Congresso Nacional de Geotecnia - 2º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Aveiro, Portugal. SPG, Lisboa. Vol. 1, pp. 27-38.
- [2] VIANA DA FONSECA, A.; FERREIRA, C. (2002). Aplicação da técnica de bender elements para avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais. Actas do XII COBRAMSEG, Vol.1, ABMS, São Paulo, Brasil, pp.187-199.
- [3] VIANA DA FONSECA, A.; COSTA, E.; SANTOS, J. A. (2004). Ensaio de carga verticais em estacas executadas em solo residual do granito. Actas do SEFE V (Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia). São Paulo, Brasil.
- [4] ROBERTSON, P.K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, pp. 151-158.
- [5] COSTA ESTEVES, E. (2005). Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito Sob Acções Verticais. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. FEUP, Porto.
- [6] ESLAMI, A.; FELLENIUS, B.H. (1997), Pile Capacity by Direct CPT and CPTU Methods Applied to 102 Case Histories. Canadian Geotechnical Journal Vol. 34, pp. 886-904.
- [7] MARCHETTI, S. (1980). In situ tests by flat dilatometer. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. Vol. 106, GT3, pp. 299-321.
- [8] SCHNAID, F.; FAHEY, M.; LEHANE, B. (2004). In situ test characterisation of unusual geomaterial. Keynote Lecture. Geotechnical & Geophysical Site Characterization. (Edited by A. Viana da Fonseca & P.W.Mayne). Vol.1, pp. 49-74. Millpress, Rotterdam.
- [9] ESLAAMIZAAD, S.; ROBERTSON, P.K. (1996). A framework for in-situ determination of sand compressibility. 49th Canadian Geotechnical Conference; St John's Newfoundland.
- [10] VIANA DA FONSECA, A.; CARVALHO, J.; FERREIRA, C.; SANTOS, J. A.; ALMEIDA, F.; PEREIRA, E.; FELICIANO, J.; GRADE, J.; OLIVEIRA, A. (2005). Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques. Geotechnical & Geological Engineering, Kluwer-Springer (em impressão).