

PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE DEFINIDOS DE ENSAIOS *IN SITU* “SIMPLES E ROBUSTOS” E SUA RELAÇÃO COM VALORES “NOBRES” DE REFERÊNCIA EM SOLOS SAPROLÍTICOS DE GRANITO

Stiffness parameters defined from “rough” *in situ* tests in relation
to “noble” reference values on saprolitic soils from granite

António Viana da Fonseca*

José F. Vieira de Sousa**

Cristiana Ferreira***

RESUMO – A estrutura cimentada e a “fábrica” dos solos residuais de granito tem uma forte influência no seu comportamento geomecânico. Alguns perfis típicos da área metropolitana do Porto foram intensamente estudados, incluindo campanhas exaustivas de ensaios *in situ*, tais como SPT, CPT, DP, PMT, SBPT, CH (ensaios sísmicos) e PLT (com diferentes áreas de carga). A identificação das propriedades de deformabilidade para o dimensionamento de obras geotécnicas a partir desses ensaios de campo é fortemente dependente de vários factores, dos quais o nível de deformação será abordado neste artigo. As particularidades estruturais destes solos residuais têm influência na sua tipologia comportamental comandada por uma lei constitutiva de singular não-linearidade. Os módulos de deformabilidade derivados de ensaios simples e robustos (tais como o SPT, CPT, DP ou inclusive o PMT) serão comparados com valores de referência determinados directamente em ensaios sísmicos (como o CH) ou em ensaios de carga (como o PLT) que, por serem directamente avaliados, os apelidaremos de “nobres”. Serão ainda situados nos níveis correspondentes de tensão-deformação e aferidos a partir de ensaios triaxiais em laboratório sobre amostras indeformadas de grande qualidade.

SYNOPSIS – The bonded structure and fabric of residual saprolitic soils from granite has significant influence on their geomechanical behaviour. Typical profiles of Porto urban area have been intensely studied, with extensive *in situ* testing which included SPT, CPT, DP, PMT, CH (seismic tests) and PLT (under different loading areas). The identification of stiffness properties for geotechnical design based on such field testing methods is much dependent on several factors, from which the strain level will be focused in this paper. The structural particularities of these residual soils influence their pattern of non-linear constitutive behaviour. Deformability moduli derived from robust but relatively “rough” tests (such as SPT, CPT, DP or even PMT) are compared with reference values taken from seismic survey (CH) and load tests (such as PLT) and are situated in the corresponding stress-strain levels defined from laboratory triaxial tests over high quality undisturbed samples.

* Doutor em Engenharia Civil, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; e-mail: viana@fe.up.pt

** Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Laboratório Regional de Engenharia Civil da Madeira; e-mail: fvieira@lrec.pt

*** Doutoranda em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; e-mail: cristiana@fe.up.pt

1 – INTRODUÇÃO

Os solos residuais saprolíticos de granito constituem o principal ambiente geotécnico para o projecto de fundações, estruturas de contenção periférica e obras subterrâneas, no Noroeste de Portugal, em particular nas suas áreas metropolitanas e urbanas.

A sua estrutura cimentada e a fábrica influenciam o seu comportamento "geotécnico", particularmente na vertente da deformabilidade, frequentemente estimada a partir de ensaios *in situ* enquadrados em reconhecimentos convencionais compatíveis com a prática da construção.

Alguns campos experimentais foram seleccionados na região, por forma a estabelecer correlações fundamentais entre parâmetros obtidos nos diferentes ensaios, tais como as resistências obtidas nos ensaios de penetração ou os dados obtidos com o pressiómetro de Ménard com ênfase para os módulos de deformabilidade. Mais recentemente, o recurso aos ensaios sísmicos *in situ*, para a avaliação das velocidades de corte e de compressão, veio permitir a obtenção de valores de referência mais precisos para a rigidez. Algumas destas campanhas incluíram também ensaios de carga em sapata protótipo ou em placas com diferentes diâmetros, assim como ensaios de laboratório em amostras de grande qualidade (Ferreira et al., 2004), tendo por objectivo a previsão de assentamentos em fundações, através de modelos mais ou menos complexos. A comparação entre módulos derivados é muito relevante, tendo como objectivo obter confiança nas premissas de projecto, principalmente em condições de serviço.

Como é referido por vários autores (síntese de alguns dos mais relevantes trabalhos em Tatsuoka et al., 1997), os ensaios de carga *in situ* são recomendados nos casos em que a perturbação das amostras, no acto de recolha, possa influenciar os resultados dos ensaios laboratoriais. Taní (1995) apresenta diferentes níveis de aproximação para tratamento desta questão da parametrização para o projecto geotécnico:

- O recurso a parâmetros de projecto através de relações empíricas com as propriedades índice; o que acontece quando se utilizam, de uma forma empírica, os resultados dos ensaios de penetração (SPT e CPT) e ainda dilatómetros intrusivos (como o DMT) para derivar o módulo de Young;
- A rigidez média deduzida por análise linear, dependente das deformações (ϵ , γ) "características" envolvidas; estas deformações são, obviamente, diferentes em ensaios pressiométricos, PMT (deformação da cavidade nas paredes do furo) e em ensaios de carga em placa, PLT (relação assentamento/diâmetro: s/D_{PLT});
- A relação não-linear tensão-deformação interpretada através da análise da não-linearidade dos resultados dos ensaios (o pressiómetro auto-perfurador pode ser interpretado a este nível); o valor inicial deve, no entanto, ser determinado por meio de ondas sísmicas.

2 – OS PRIMEIROS CAMPOS EXPERIMENTAIS

2.1 – Descrição sumária dos campos experimentais

O primeiro local intensamente estudado envolveu uma área de aproximadamente 50x30m², situado na zona de implantação do Hospital Pedro Hispano em Matosinhos. Este campo experimental apresenta um perfil de solo residual com predominância de um horizonte saprolítico com um grau de alteração homogéneo e com espessura de 6m. Isto foi revelado através de uma campanha inicial, na qual se executaram furos de sondagem com recolha de amostras e ensaios dinâmicos (SPT e

DP). A geomecânica deste solo é descrita em detalhe noutros trabalhos (Viana da Fonseca et al., 1997, 1998; Viana da Fonseca, 2001, 2003).

O segundo campo experimental localiza-se também nos arredores do Porto, nas instalações do CICCOPN, na Maia, envolvendo o mesmo complexo granítico do campo experimental anterior. A caracterização geomecânica deste local foi conduzida recorrendo a um vasto conjunto de técnicas experimentais. Inicialmente foram realizados ensaios dinâmicos contínuos super pesados (DPSH), cone penetrometro estático (CPT), ensaios Screw-Plate (SP), dilatómetro de Marchetti (DMT) e pressiómetro de Ménard (PMT), para além de ensaios de laboratório para avaliação das propriedades físicas e mecânicas. Posteriormente foi realizada uma campanha experimental mais exaustiva, com ensaios sísmicos Cross-Hole (CH) e ensaios de carga em placa (PLT) com placas de diferentes dimensões.

2.2 – O primeiro campo experimental - Hospital de Matosinhos

2.2.1 – Caracterização sumária

A caracterização do solo saprolítico permitiu constatar uma boa homogeneidade em termos da distribuição granulométrica e dos limites de Atterberg, tratando-se de solos bem graduados e classificados como SM (areia siltosa) ou SM-SL (areia silto-argilosa), de acordo com a classificação para fins de engenharia da ASTM. Os índices de vazios variam entre 0,60 e 0,85 e os teores em água entre 15 e 20%. O arranjo natural das partículas é caracterizado pela existência de vazios numa estrutura aberta e de baixa compacidade.

2.2.2 – Rigidez derivada dos ensaios de penetração *in situ* com base na primeira campanha

A primeira campanha compreendeu os seguintes ensaios *in situ*: 46 SPT, 3 DPSH, 15 PDL (na literatura anglo-saxónica, DPL), 9 CPT, 7 ensaios de carga (3 PLT com 30cm; 3 PLT com 60cm e 1 ensaio de carga com uma sapata em tamanho real com 120cm de diâmetro), 5 PMT, 12 DMT, 4 SBPT e 32 CH. A Figura 1 apresenta a variação em profundidade de dois parâmetros obtidos nos ensaios, designadamente, a resistência de ponta, q_c , do CPT, e o módulo de distorção máximo, G_0 , do ensaio sísmico CH.

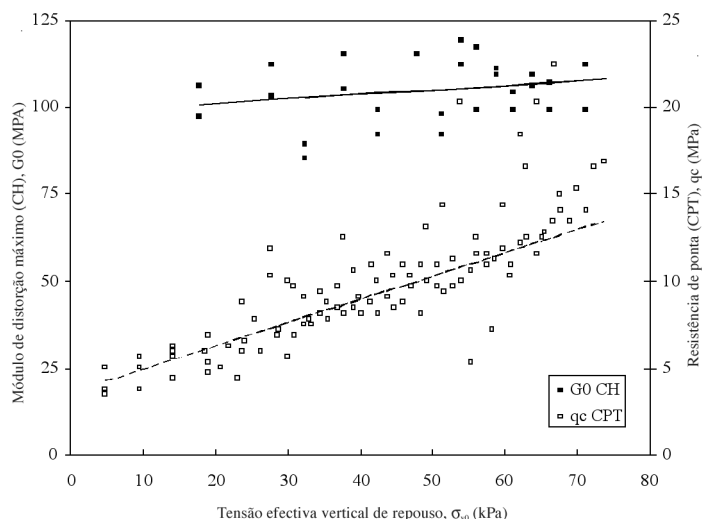


Fig. 1 – Resultados de ensaios *in situ*: CPT e CH em profundidade (variação com σ'_{v0})

As correlações entre N_{SPT} obtidos (cuja gama de valores foi de 8 a 37 pancadas) e a rigidez são muito sensíveis a diferentes factores, mas a relação entre parâmetros de ensaios de penetração e o módulo de distorção máximo (G_0) é relativamente independente de factores erróneos, tais como os efeitos de escala, a não-linearidade, etc. (Jamiolkowski *et al.*, 1988).

Com base nos resultados experimentais, obteve-se a seguinte correlação linear:

$$G_0 \text{ (MPa)} = 98 + 0,42 \cdot N_{60} \quad (1)$$

O crescimento de G_0 com a tensão efectiva média (σ'_{m0}) é muito baixo quando comparado com outros parâmetros, tais como N_{60} , conduzindo a correlações entre G_0 e N_{60} , para valores de σ'_{m0} correntes em fundações superficiais, que subestimam fortemente a rigidez elástica deste tipo de solos (Stroud, 1988).

Algumas correlações empíricas entre o módulo de Young e N_{60} (mesma gama de N_{SPT}) foram deduzidas. Para essa interpretação foram cruzados os resultados dos ensaios de carga em placa, PLT, com os valores de N_{60} dos ensaios de penetração SPT obtidos na zona de maior influência para o cálculo dos assentamentos. Para as condições de serviço ($q_s/q_{ult} \approx 10\text{-}20\%$), obteve-se a seguinte relação média entre o módulo de Young secante e o valor de N_{60} do SPT:

$$E \text{ (MPa)} / N_{60} \approx 1 \quad (2)$$

Esta relação é similar à proposta por Stroud (1988) para solos normalmente consolidados, para níveis de tensão semelhantes.

Foram também realizados ensaios de penetração dinâmica, de acordo com duas das energias padrão normalizadas pela ISSMFE (1989) - super pesada, DPSH, e leve, PDL ou DPL - e constantes no EC7 - Part 3 (1997). Constatou-se uma variação dos parâmetros do DPSH com a profundidade menos pronunciada do que as variações de N_{SPT} e q_c (CPT). Por outro lado, os resultados dos ensaios PDL executados paralelamente aos ensaios CPT e SPT, e interpretados em termos de resistências dinâmicas em unidades de pressão (q_d), são muito similares aos valores de q_c . Embora esta tendência se tenha verificado a nível regional, em areias e em solos saprolíticos de granito, deve ser assumida com alguma reserva.

Os resultados do CPT (Figura 1) denotam um crescimento aproximadamente linear de q_c com σ'_{v0} (e com a profundidade). O gráfico de classificação proposto por Robertson (1990) identifica este material como cimentado, alterado e de elevada rigidez natural, com uma granulometria típica de areias ou de misturas silto-arenosas. Apesar destes sinais, as amostras indeformadas exibiram valores baixos de compacidade.

Para a avaliação da rigidez, foram correlacionados os valores de q_c com G_0 , verificando-se novamente um baixo grau de dependência entre estes parâmetros. Os resultados obtidos foram comparados com a proposta de Robertson (1991) para solos transportados com diferentes graus de sobreconsolidação, OCR (Viana da Fonseca *et al.*, 1998). Os valores medidos de G_0 são claramente mais altos do que os obtidos pelas correlações propostas por esses autores, revelando valores mais elevados da razão entre os parâmetros da rigidez elástica em relação aos parâmetros obtidos nos ensaios de penetração.

As correlações entre q_c e o módulo de Young, estabelecido para diferentes níveis de tensão-deformação através de ensaios triaxiais drenados de consolidação isotrópica e anisotrópica (CID e CAD) com instrumentação local (interna), confirmam a muito forte influência da não-linearidade nas relações E/q_c , assim como, de uma forma particular, desta variação quando comparada com as bem conhecidas propostas para solos transportados.

Na vizinhança dos ensaios de penetração foram realizados ensaios de carga, com placas e numa fundação protótipo, com o objectivo de deduzir valores de cálculo para o módulo de Young que permitissem uma boa estimativa dos assentamentos. Os resultados encontram-se apresentados e discutidos noutros trabalhos (Viana da Fonseca, 2001 e 2003). As principais conclusões de projecto, para os métodos mais comuns, foram as seguintes: o método de Burland e Burbidge (1985), baseado nos resultados dos ensaios SPT, conduz a uma sobreestimação dos assentamentos de 2 a 3 vezes, ao passo que a aplicação do método de Schmertmann et al. (1978) permite reproduzir com considerável rigor os assentamentos da fundação quando se consideram valores de $\alpha = E/q_c$ entre 4,0 e 4,5. Ambos os métodos enquadram este solo saprolítico nos solos granulares cimentados ou sobreconsolidados.

2.2.3 – Parâmetros derivados de ensaios pressiométricos e dilatométricos

Os ensaios pressiométricos são muito úteis para a avaliação directa da rigidez dos solos. Minimizando a perturbação na inserção da célula, o pressiómetro autoperfurador (SBPT) permite uma interpretação teórica rigorosa dos resultados, criando as condições ideais para a avaliação da tensão geoestática horizontal.

Uma análise sistemática dos resultados do PMT (pressiómetro de Ménard, com pré-furação) e do SBPT (utilizando um equipamento tipo “Camkometer” do LNEC) revelam que a avaliação da “rigidez distorcional” é especialmente adequada pelo recurso a este último ensaio (SBPT). A aproximação usual tem por base os ciclos de descarga-recarga, G_{ur} , mas este é também muito dependente de outros factores como a dilatância, por sua vez directamente associada ao ciclo de descarga-recarga adoptado. Desde que o sistema de medição seja capaz de vencer as “limitações” das medições das deformações e capaz de implementar curtos, mas sistemáticos, ciclos de descarga-recarga, os efeitos da dilatância são minimizados e a consequente indução de trabalho na histerese é muito pequena. O valor de G_{ur} representa a rigidez distorcional drenada a um nível de deformação intermédio ($10^{-4} \leq \gamma \leq 10^{-3}$), sendo supostamente insensível à perturbação do solo causada pela inserção da sonda.

Estas questões foram analisadas tendo por base os resultados dos ensaios PMT e SBPT, tendo-se concluído que, mesmo quando se aplicam ciclos de descarga-recarga, não é possível obter precisão suficiente no PMT para vencer as limitações associadas ao sistema de leitura das deformações, revelando fortes deficiências para a caracterização da rigidez. As suas limitações também são bastante claras nas relações entre módulos pseudo-elásticos *versus* módulos virgem, com E_{pmur}/E_{pm} , tendencialmente mais baixa (≈ 2) que o expectável para a relação E_0/E_{pm} ($\approx 18-20$), sendo E_0 determinado a partir da velocidade das ondas de corte, G_0 avaliado em função de V_s , obtido nos ensaios sísmicos Cross-Hole (e considerando o coeficiente de Poisson de 0,26 - Viana da Fonseca, 1996). Tal disparidade prova que, afinal, o processo de pré-furação no PMT induz perturbações importantes. O ensaio SBPT, em contraponto, revela valores derivados de rigidez que contribuíram para um bom conhecimento das propriedades destes solos (Viana da Fonseca et al., 1998). Tendo em conta estas considerações, os resultados do SBPT permitiram obter uma razão entre G_0 e G_{ur} que variou entre 2,6 e 3,0, para os mesmos níveis de tensão envolvidos. Estes valores são substancialmente inferiores ao valor da razão (≈ 10) referido por Tatsuoka e Shibuya (1992) em solos residuais graníticos japoneses.

Por outro lado, o modelo não-linear de Akino - citado pelos autores anteriores - desenvolvido para uma grande gama de tipos de solos, incluindo solos residuais, é expresso, no caso presente, simplesmente por:

$$E_{sec} = E_0, \quad \varepsilon \leq 10^{-4} \quad (3)$$

$$E_{sec} = E_0 \cdot (\varepsilon/10^{-4})^{0.55}, \quad \varepsilon \geq 10^{-4} \quad (4)$$

Substituindo os valores de E_{ur} , obtidos pelos ciclos de descarga - recarga dos ensaios SBPT, na expressão anterior, este módulo corresponde a valores secantes para deformações de corte próximas de 6×10^{-4} , o que está de acordo com as tendências apresentadas noutros trabalhos (Viana da Fonseca, 2003).

O ensaio com o Dilatómetro de Marchetti (DMT) permite a caracterização da rigidez dos solos por forma a poder estimar os assentamentos de fundações superficiais, através de correlações entre o módulo E_{DMT} e G_0 ou $E_{s10\%}$. As seguintes correlações, para a gama de tensões expressas na Figura 1, foram obtidas (Viana da Fonseca, 1996):

$$G_0 / E_{DMT} \cong 16,7 - 16,3 \cdot \log_{10} (p_{0N}) \quad (5)$$

$$E_{s10\%} / E_{DMT} \cong 2,25 - 2,21 \cdot \log_{10} (p_{0N}) \quad (6)$$

sendo:

$$p_{0N} = \frac{P_{0DMT}}{\sqrt{\sigma'_{v0}} \times p_a}, \text{ com } p_a = 1 \text{ kPa} \quad (7)$$

Estes resultados estão situados entre as leis que definem os solos transportados normalmente consolidados (NC) e sobreconsolidados (OC).

2.2.4 – Rigidez máxima obtida nos ensaios sísmicos Cross-Hole

Os resultados dos ensaios sísmicos entre furos de sondagem Cross-Hole (ou CH) são muito homogéneos e revelam um muito ligeiro crescimento de G_0 com a profundidade. Em Viana da Fonseca et al. (1998) os valores obtidos, então relatados, tiveram a seguinte tradução:

$$G_0 = 65 \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'_0 \cdot 10^3)^{0,07}, G_0 \text{ em MPa e } p'_0 \text{ em kPa} \quad (8)$$

É possível observar que o valor da constante ($A = 65$) para a expressão do módulo de distorção máximo é muito superior ao correspondente para solos arenosos transportados (Seed et al., 1984) bem como ao de solos naturais aluvionares cimentados (Ishihara, 1982), enquanto que o factor ($m = 0,07$) de dependência com a tensão em repouso é substancialmente mais baixo que os das propostas referidas. Reinterpretando os mesmos valores (gama já indicada), através das correlações directas entre G_0 e N_{60} (Stroud, 1988), obteve-se a seguinte expressão:

$$G_0 \text{ (MPa)} = 57 \cdot N_{60}^{0,2} \quad (9)$$

com evidente dependência de G_0 e N_{60} com σ'_{v0} , o que explica a reformulação da correlação.

2.2.5 – Parâmetros de rigidez obtidos nos ensaios de carga (ensaio PLT e sapata protótipo)

A interpretação do ensaio realizado à escala real (fundação de betão armado circular com 1,20m de diâmetro) e de dois outros ensaios com placas de menores diâmetros (0,30m e 0,60m) foi realizada, considerando, numa primeira aproximação, a rigidez constante em profundidade (Viana da Fonseca, 1996). O Quadro 1 resume os valores dos módulos de Young do solo, para diferentes escalões de carga, obtidos por retro-análise dos resultados do ensaio com a fundação protótipo.

Foi assumida a existência de uma camada linear elástica com módulo constante sobrejacente a uma base rígida, a 6,0m de profundidade. O carregamento na superfície foi assumido como uma fundação infinitamente rígida.

A observação do Quadro 1 confirma a tendência para o crescimento dos valores retro-analisados do módulo de Young com a área de carga. Assim, a primeira conclusão a tirar é de que um cres-

Quadro 1 – Módulo de Young secante, E_s (MPa), dos ensaios de carga para diversos níveis de serviço.

Ensaio de carga	Critérios de Serviço			
	$q^{(*)}$ ($s/B = 0,75\%$)	$q/q_{rot}^{(**)}$ ($F_s = 10$)	q/q_{rot} ($F_s = 4$)	q/q_{rot} ($F_s = 2$)
Fundação	17,3	20,7	16,0	11,0
Placa (60)	11,9	11,2	12,5	12,7
Placa (30)	6,7	6,9	5,9	5,7

(*) Este critério deformacional ($\approx 1\%$) é definido em Décourt (1992), como sendo representativo do largo espectro de tensões aconselháveis (admissíveis) em bons comportamentos em serviço.

(**) Correspondendo a uma pressão admissível para um estado limite de serviço “pseudo-elástico” (a partir do qual se gera um claro aumento dos tempos de estabilização nos escalões de carga).

cimento da rigidez com a profundidade é expectável e tem óbvia correspondência com os resultados obtidos nos ensaios *in situ* de penetração (Figura 1). Assumindo condições de elasticidade, é possível avaliar a posição do chamado centro de assentamento, z_f . Para fundações circulares, a posição depende da variação do módulo de Young em profundidade e do diâmetro da fundação, B . Para o presente caso, é esperado que $z_f \approx B$ (Viana da Fonseca e Cardoso, 1999).

É interessante referir que, considerando os resultados dos ensaios triaxiais CK₀D sobre amostras indeformadas de “boa qualidade” (Ferreira et al., 2004), realizados com a tensão vertical efectiva de consolidação correspondente a uma profundidade similar ao diâmetro da fundação, ou seja em condições K_0 , o módulo de Young tangente para o início do corte, E_{tk0} , deve ser multiplicado por um factor de “não representatividade da amostragem” (G_0/G_{el}). Através desta correcção, os valores obtidos fornecem uma boa previsão dos assentamentos para condições típicas de serviço (este princípio correctivo encontra-se minuciosamente exposto em Viana da Fonseca et al., 1997). Por isso, a aplicação de uma metodologia de projecto que corrija os valores do módulo de deformação obtido nos ensaios triaxiais por factores referenciados com os ensaios de campo (por exemplo, através de ensaios sísmicos Cross-Hole) deve ser contemplado.

2.3 – O segundo campo experimental: abordagem a um novo perfil residual

2.3.1 – Descrição do trabalho experimental realizado

Como referido acima, os maciços terrosos do segundo campo experimental foram exaustivamente investigados e os solos geotecnicamente caracterizados. O local, situado nos terremos do CICCOPN, na Maia, é dominado pelo mesmo complexo granítico da área metropolitana do Porto e revela um perfil alterado mais representativo, com destaque para um horizonte saprolítico, da classe de alteração W5, segundo a classificação ISRM de 1981 (pormenores em Vieira de Sousa, 2002). O local foi caracterizado com recurso aos seguintes ensaios: SPT, CPT, DP (DPSH e DPL - ISSMFE, 1989), SP, DMT e PMT. Os solos foram ainda caracterizados por um número significativo de ensaios em laboratório, incluindo ensaios triaxiais em amostras de muito boa qualidade (Ferreira et al., 2004). As correlações entre os parâmetros derivados dos ensaios estão apresentados em Viana da Fonseca et al. (2001), com o propósito de gerar parâmetros para o projecto de fundações. Todavia, a qualidade dos ensaios de laboratório não foi totalmente controlada pelo facto de não existirem regras sistemáticas para avaliar a qualidade destas amostras (Ferreira, 2003 e Ferreira et al., 2004). Em Viana da Fonseca et al. (1997) discute-se a relevância da diferença nos valores do módulo elástico obtido *in situ* através de ensaios Cross-Hole e em ensaios triaxiais, em níveis de pequena deformação (possíveis porque realizados com instrumentação local).

Recentemente foi realizada, no âmbito de trabalhos de teses de mestrado (Vieira de Sousa, 2002 e Ferreira, 2003) uma nova campanha experimental conduzida com o objectivo de estudar as características de rigidez, recorrendo a diferentes tecnologias de ensaio *in situ*, assim como a ensaios de laboratório sobre amostras de alta qualidade (o controlo da amostragem e os resultados foram apresentados nomeadamente em Ferreira et al., 2004). Alguns ensaios foram desenvolvidos numa área muito limitada, com o objectivo de correlacionar os valores do módulo de Young drenado, E , derivado dos ensaios SPT, CPT, DPL, PMT, e determinados em ensaios triaxiais, para um determinado leque de níveis de tensão-deformação, com os considerados de referência: os valores dinâmicos obtidos com técnicas de transmissão directa de ondas de corte (V_s) entre furos (Cross-Hole). Os principais resultados estão resumidos na apresentação gráfica da variação destes parâmetros em profundidade da Figura 2c.

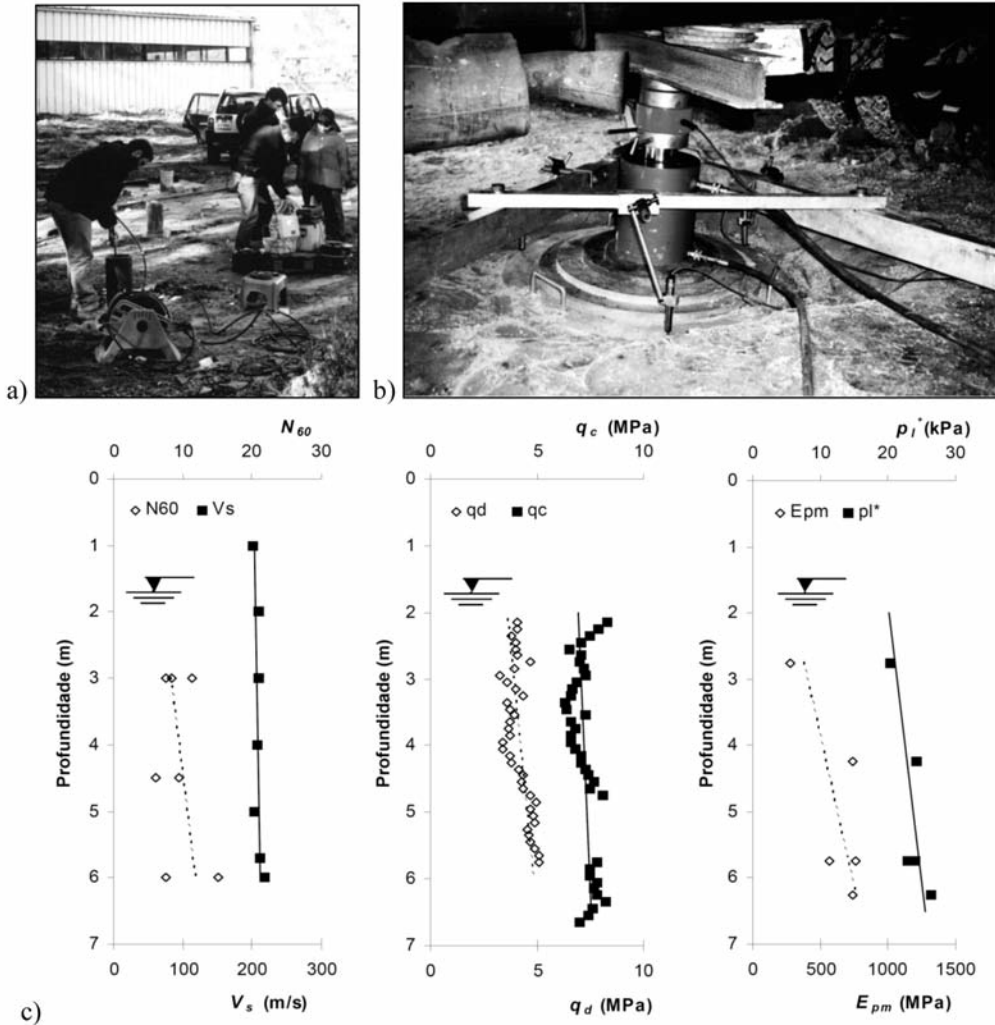


Fig. 2 – Ilustração do 2.º campo experimental (Maia): a) furos de sondagens que permitiram amostragem e, após selados com tubos PVC, ensaios sísmicos CH; b) ensaios PLT; c) resultados dos ensaios *in situ*:

$$V_{sCH}, N_{60SPT}, q_{cCPT}, q_{dDPL}, E_{pm} \text{ e } p_{l^*PMT}$$

2.3.2 – Propriedades de rigidez derivadas dos resultados dos ensaios

Dos resultados apresentados, pode assumir-se uma razoável homogeneidade da variação de rigidez em profundidade, embora isto não aconteça, da mesma forma, com alguns parâmetros derivados ou directamente determinados:

- Os valores das velocidades de ondas de corte, determinados em ensaios CH, são praticamente constantes em profundidade, de forma similar à resistência de ponta dos ensaios CPT e DPL.
- Os valores do N_{SPT} são ligeiramente crescentes com a profundidade, em concordância com os resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard (PMT).

Esta diferença não será relevada, já que pode ser explicada pela natural variabilidade do maciço. As amostras recolhidas a diferentes profundidades permitiram constatar alguns horizontes com matrizes mais caulinizadas do que outros. Uma presença clara desta dispersão foi identificada: enquanto que um horizonte a 2-3 metros de profundidade apresenta uma matriz relativamente fina, aos 3,5-5,0m encontra-se um granito grosseiro alterado, evoluindo para uma zona - tipo bolsa - particularmente caulinizada, entre os 5,0-6,5 metros de profundidade. As percentagens de finos são significativas (cerca de 40%) em amostras recolhidas entre os 2,0-2,5m e os 5,5-6,0m, enquanto que as amostras recolhidas num horizonte intermédio ($\approx 4,0m$) são mais grosseiras, com cerca de 25% de finos. As variações dos processos de alteração reflectem-se nestes sinais. Todos os horizontes foram, contudo, considerados da classe de alteração W5, sendo a sua análise textural e estrutural boa prova disso.

Os ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas foram conduzidos por forma a caracterizar a “lei constitutiva” destes solos (através da dedução de um modelo de resposta tensão-deformação), bem como para a avaliação comparativa das velocidades das ondas sísmicas de corte em provetes triaxiais, reconsolidadas para as condições de tensão em repouso, com aquelas medidas *in situ* nos ensaios CH. Foram utilizados transdutores piezoeléctricos de compressão (*extender elements*) para as ondas P e de flexão (*bender elements*) para as ondas S (Viana da Fonseca e Ferreira, 2002; Ferreira, 2003). Os valores de rigidez obtidos nestes ensaios seguiram a tendência dos ensaios *in situ*, com uma notável indexação. O valor do coeficiente de Poisson adoptado foi de 0,26, que foi o valor médio obtido por Viana da Fonseca (1996), em vários ciclos de descarga e recarga de muito pequena amplitude (“elásticos”).

Assim, é possível concluir que:

- O módulo de Young elástico é praticamente constante com a tensão de confinamento, não apenas os deduzidos dos valores das velocidades das ondas sísmicas de corte mas também os determinados através de instrumentação interna em pequenos ciclos de descarga-recarga; este padrão segue o modelo de variação de V_s em profundidade, obtido nos ensaios *in situ* CH;
- O módulo de Young tangente inicial, inferido de uma aproximação hiperbólica, cresce com a tensão de confinamento (logo com a profundidade); tal é também verdade para o módulo de descarga-recarga, em ciclos intermédios; esta forte dependência com a tensão de confinamento está de acordo com o crescimento observado no módulo pressiométrico em profundidade; E_{pm} é claramente um módulo secante, estando, por isso certamente mais próximo do conceito destes módulos tangentes hiperbólicos, histeréticos em ciclos de descarga-recarga.

O Quadro 2 resume alguns valores representativos deduzidos dos ensaios triaxiais, sobre amostras de boa qualidade (Viana da Fonseca e Ferreira, 2002). Os valores E_{el} , E_{ur} e E_{ti} são muito sensíveis ao ajuste dos dados e por isso devem ser considerados com reservas. De qualquer modo,

a tendência é notória: existe uma sensibilidade marcante entre a gama de tensões-deformações adoptada no cálculo do módulo de deformabilidade e os valores obtidos.

Quadro 2 – Módulos de deformabilidade E (MPa) deduzidos de ensaios triaxiais em amostras de boa qualidade

Profundidade (m)	$E_{0(BE)}$	E_{el}	E_{ur}	E_{ti}
2	134,11	80,07	65,48	41,48
4	117,11	103,29	78,17	53,77
6	113,08	123,74	88,65	64,64

E_0 : “elástico” (inferido das velocidades das ondas sísmicas de corte - *bender elements*, BE)
 E_{el} : “pseudo-elástico”, da aproximação linear na fase de recarga de um ciclo intermédio de descarga-recarga;
 E_{ur} : “descarga-recarga”, entre vértices do ciclo (estes ciclos manifestam alguma histerese);
 E_{ti} : módulo tangente (inicial da modelação) hiperbólica e para ajuste na gama das pequenas deformações (ver Viana da Fonseca e Almeida e Sousa, 2002).

2.3.3 – Rigidez deduzida dos ensaios de carga em placa

A execução de mais do que um ensaio de carga em placa facilita a elaboração de uma análise integrada das diferentes respostas, possibilitando o estudo da importância da relação “rigidez-profundidade de influência” (Viana da Fonseca e Cardoso, 1999).

Alguns ensaios de carga em placa foram realizados numa plataforma, previamente preparada, para permitir o contacto com o solo residual (a uma profundidade próxima dos 1,5-2,0m) e as placas de diferentes diâmetros (45, 60 e 90cm) foram carregadas com o objectivo de avaliar a influência da variação da rigidez em profundidade, controlando-se, por essa via, uma dedução consubstanciada do módulo de deformabilidade de cálculo. Na Figura 3a são apresentadas as curvas obtidas, de uma forma directa. Na Figura 3b os mesmos resultados dos ensaios são apresentados numa escala normalizada, isto é, a razão entre a pressão de contacto em cada escalão sobre a carga última (como definida pelo conjunto dos resultados) *versus* o assentamento relativo (ou seja, a sua razão com o diâmetro da placa).

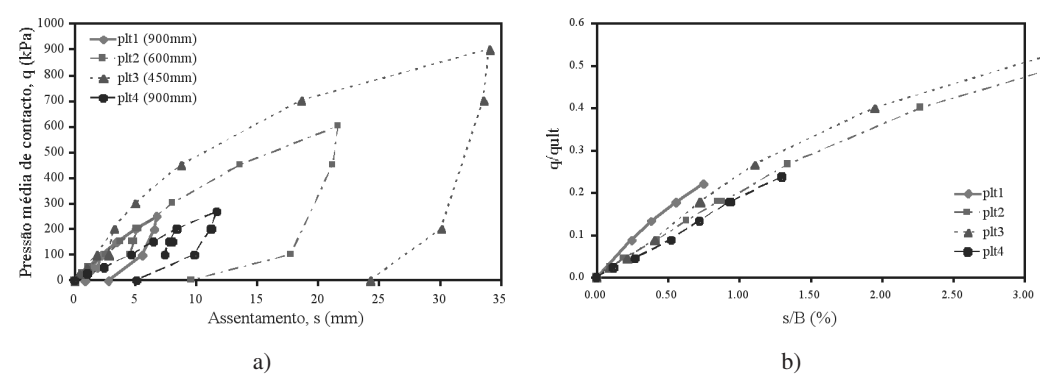


Fig. 3 – Curva pressão-assentamento dos ensaios PLT: a) directa; b) representação normalizada.

Um primeiro comentário deve ser feito em relação ao facto da representação normalizada parecer associar dois pares dos ensaios: PLT1 e PLT3, por um lado, e PLT2 e PLT4, por outro. Isto está de acordo com os ensaios de penetração, DPL, que foram realizados nas proximidades de cada

ensaio PLT, e que permitiram denotar alguma distinção entre estas duas zonas. Todavia, não se incorrerá num erro significativo, se se associarem todos os ensaios, com o objectivo de correlacionar alguns parâmetros de rigidez.

No Quadro 3 inclui-se o módulo de deformabilidade do solo, obtido para diferentes escalões de carga, por retroanálise dos ensaios de carga em placa (utilizando as formulações da Teoria da Elasticidade). Nestes cálculos foi assumida uma camada linear elástica com módulo de deformabilidade constante e a existência de uma fronteira rígida a uma profundidade onde não haja interferência das deformações induzidas. A superfície de contacto foi assumida rígida, dada a geometria em cone das placas usadas e apostas umas sobre as outras. Deve ser notado que o segundo valor apresentado no quadro corresponde aproximadamente à tensão admissível, de acordo com o critério de Décourt (1992) para solos residuais. Existe uma razoável constância nos valores de E , o que é típico nestes solos onde o carregamento desenvolve uma deformação por punçoamento. A relação entre os módulos de descarga-recarga e secante (E_{ur}/E_s) para baixos níveis de deformação (aqueles expressos no quadro correspondendo a $s/B=0,1\%$ ou $F_s=q/q_{ult}=10$) varia entre 3 e 6, com uma média próxima de 5, evidenciando claramente o comportamento inelástico deste solo nos estágios iniciais de carregamento da placa.

Quadro 3 – Módulos de deformabilidade secante, E_s , e de descarga-recarga, E_{ur} , dos ensaios PLT em diferentes níveis de tensão (em MPa)

Placa (D)	Critério				
	$s/B = 0,1\% ^1$	$s/B = 1\% ^2$	$F_s = 10$	$F_s = 5$	Descarga-recarga
900mm	34,73	23,24	29,36	24,46	106,93
600mm	19,81	14,73	15,94	17,00	73,66
450mm	20,06	20,07	22,59	25,07	69,06
900mm	15,64	15,57	14,94	15,22	100,44

¹o valor em itálico não foi claramente definido devido à flutuação inicial.

²aproximadamente correspondente à pressão admissível para projecto em estado limite de utilização.

3 – PARÂMETROS DE RIGIDEZ: MEDIÇÕES DIRECTAS E VALORES DERIVADOS

3.1 – Posição relativa dos resultados dos ensaios *in situ* na lei tensão-deformação não linear

A maioria das “boas” correlações empíricas entre os parâmetros de resistência (como as resistências à penetração em ensaios SPT e CPT) e o módulo de distorção máximo, na gama das pequenas deformações, foram estabelecidas, e o seu sucesso deve-se em boa medida ao facto do G_0 ser um parâmetro muito estável, envolvendo factores como a história de tensões e a fábrica do solo, entre outros (ver Schnaid et al. 2004). Isto permite avaliar, de uma forma mais fácil e compreensiva, a variação espacial das propriedades dos solos com menos factores imponderáveis. De qualquer maneira, dada a sua natureza puramente empírica, estas correlações não podem ser aplicadas, sem suscitar dúvidas, a solos diferentes daqueles que estiveram na sua origem.

Alguns comentários podem ser feitos em relação aos valores dos módulos obtidos nos ensaios *in situ*, que implicam aplicação de cargas. É hoje comumente aceite que o pressiómetro de Ménard mede um módulo (o módulo “equivalente”, E_{pm}) que se situa claramente ao nível das médias a grandes deformações. Este módulo é, de facto, um módulo tangente, já que este é determi-

nado entre dois estágios de tensão, no meio de uma solicitação. Esta reflexão encontra-se muito bem sistematizada em trabalhos recentes do LCPC, onde o conhecimento da curva completa, relacionando os valores secantes de E (ou G) e a amplitude das deformações (ε ou γ), obtidos em ensaios triaxiais de alta qualidade, permitiram determinar a posição relativa do módulo pressiométrico. Publicações recentes, como Gambin et al. (2002) e Gomes Correia et al. (2004a e b), situam o módulo clássico, E_{pm} em gamas próximas de 1% da deformação média. Já o módulo de descarga e recarga (E_{pmur}) situa-se em gamas próximas de 0,1% (Schnaid et al., 2004).

Por outro lado, os ensaios de carga em placa são interpretados com o objectivo de definir um módulo de deformabilidade secante, já que a sua determinação se faz em referência à origem. Os modelos mais actuais, baseados nos parâmetros dos ensaios PLT, têm provado que os níveis de deformação obtidos em pequenos ciclos de descarga-recarga (também estes “tangentes”) são da ordem dos 0,1% (Gomes Correia et al., 2004a). Não existe um fundamento racional para esta relação, sendo apenas o resultado dos dados acumulados.

É também muito interessante constatar que existe uma boa aproximação na tendência e forma das curvas de pressão *versus* assentamento normalizado (s/D) nos ensaios PLT e as curvas tensão-deformação nos ensaios triaxiais. Gomes Correia et al. (2004b) apresentam resultados de simulações numéricas de ensaios PLT com base em modelo constitutivo não linear, em que os valores dos assentamentos normalizado (s/D) e as deformações triaxiais ponderadas se relacionam por um factor de 0,5.

3.2 – Correlações e “razões” entre módulos obtidos em ensaios sobre solos residuais de granito

A determinação das razões entre distintos valores do módulo de deformabilidade (Young) inferidos das investigações realizadas tem o interesse de fornecer um enquadramento dos dados obtidos por diferentes técnicas e condições de ensaio aos projectistas geotécnicos, que os deverão utilizar em cada projecto específico tendo em conta os níveis de deformação que se esperam para as obras em questão.

Com os dados disponíveis das campanhas experimentais atrás descritas, foram estabelecidas algumas correlações interessantes. Estas relações estão expressas resumidamente nos Quadros 4 e 5, sendo de salientar que os valores do módulo de Young foram determinados directamente, sem tratamento analítico especial, ou mesmo, considerando hipóteses semi-empíricas mais alargadas. Foram consideradas razões constantes, simplesmente assumidas como tal, para a utilização dos parâmetros do SPT (DP) ou CPT, na derivação do módulo de Young. Os valores relativos dos módulos estão expressas nos Quadros 4 e 5, sendo possível compará-las com outras desenvolvidas para solos transportados.

No que diz respeito à posição relativa dos valores deduzidos dos ensaios triaxiais, realizados sobre amostras indeformadas, os dados podem ser também resumidos pelas mesmas relações, como se apresenta no Quadro 6. Mais pormenores podem ser encontrados em Viana da Fonseca e Ferreira (2002).

Quadro 4 – Razões entre módulos de Young obtidos em ensaios CH e em ensaios PLT e PMT.

$\frac{E_0\ (CH)}{E_{S\ 1\%}\ (PLT)}$	$\frac{E_0\ (CH)}{E_{ur}\ (PLT)}$	$\frac{E_0\ (CH)}{E_{pm}\ (PMT)}$
$\cong\ 8 - 15$	$\cong\ 2 - 3$	$\cong\ 20 - 30$

Quadro 5 – Razões médias entre módulos de Young obtidos em ensaios CH e parâmetros de ensaios *in situ* “robustos”.

$\frac{E_0 (CH)}{N_{60} (SPT)}$	$\frac{E_0 (CH)}{q_c (CPT)}$	$\frac{E_0 (CH)}{q_d (DPL)}$	$\frac{E_0 (CH)}{p_1 (PMT)}$
$\cong 10 \text{ MPa}$	$\cong 30$	$\cong 50$	$\cong 8$

Quadro 6 – Razões entre os módulos de Young obtidos em ensaios CH e em ensaios triaxiais.

$\frac{E_0 (CH)}{E_0 (BE)_{tx}}$	$\frac{E_0 (CH)}{E_{el} (LI)_{tx}}$	$\frac{E_0 (CH)}{E_{ur} (LI)_{tx}}$	$\frac{E_0 (CH)}{E_{li} (LI)_{tx}}$
$\cong 2,0$	$\cong 2,4$	$\cong 3,1$	$\cong 4,5$

Ensaio triaxiais (tx): valores decorrentes das velocidades das ondas sísmicas determinadas com recurso a *bender elements* (BE) e módulos pseudo-elásticos, dos ramos rectilíneos dos ciclos (el), ou entre vértices da laçada de histerese desses mesmos ciclos de descarga-recarga (ur), e secante para 10% da rotura ($s_{10\%}$), utilizando instrumentação local (LI).

4 – CONCLUSÕES

A caracterização geotécnica de dois maciços típicos dos solos residuais (saprolíticos) de granito do Norte de Portugal, baseada em campanhas extensivas de prospecção e de ensaios *in situ* e em laboratório, permitiu a discussão de algumas particularidades, com a finalidade de derivar parâmetros de deformabilidade para o projecto geotécnico. Particular realce foi dado às implicações do comportamento constitutivo não-linear e às hipóteses admitidas na definição dos consequentes valores derivados de projecto.

Reconhecendo a importância das correlações entre os resultados de diferentes ensaios *in situ* para o projecto geotécnico, foram apresentadas algumas contribuições sobre os níveis de deformação associados aos módulos de deformabilidade, para boa manipulação dos referidos resultados. De facto, foram apresentadas algumas propostas para as razões entre módulos de deformabilidade determinados directamente, na sequência da derivação de alguns valores específicos. A posição relativa particular de cada determinação da rigidez foi sendo discutida, mostrando ter uma influência assinalável nos valores finais.

5 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho integrou-se no projecto de investigação POCTI/ECM/33796/2000 “*Management of sampling quality on residual soils and soft clayey soils. Comparative analysis of in situ and laboratory seismic wave velocities*”, apoiado e financiado pela FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia. Os autores agradecem o apoio técnico e logístico do CICCOPN, Mota-Engil e Jaime Ribeiro & Filhos e as facilidades concedidas pelo LREC-Madeira.

6 – REFERÊNCIAS

- Burland, J. B. e Burbidge, M. C. (1985). *Settlement of foundations on sand and gravel*. Proc. Inst. of Civil Eng. 78. London: Thomas Telford, pp. 1325-1381.
- Décourt, L. (1992). *SPT in non classical material*. 'Applicability of Classical Soil Mechanics Principles in Structured Soils', Proc. US/Brazil Workshop, Belo Horizonte, Univ. Fed. Viçosa, MG, Brazil, pp. 67-100.

- EC7 – Part 3 (1997). *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 3: Design Assisted by field testing*. prENV 1997-3: 1997 (draft). CEN, Bruxelas.
- Ferreira, C. (2003). Implementação e aplicação de transdutores piezoelétricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes. Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre, FEUP.
- Ferreira, C.; Mendonça A. A. e 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, Aveiro. Vol. 1, pp.27-38. SPG, Lisboa.
- Gambin, M.; Gomes Correia, A. e Antão, A. (2002). *Validité de la mesure du module dans le domaine des petits aux moyennes déformation par essais de chargement in-situ gravel*. Paramètres de calcul geotechnique. Press l'ÉNPC/LCPC. Paris, pp. 49-59.
- Gomes Correia, A. G.; Viana da Fonseca, A. e Gambin, M. (2004a). *Routine and advanced analysis of mechanical in-situ tests*. Geotechnical and Geophysical Site Characterization – Proc. ISC'2, Porto. Keynote-Lecture, Vol. 1, pp.75-95. Viana da Fonseca & Mayne (Eds). Millpress, Rotterdam.
- Gomes Correia, A. G.; Antão, A. e Gambin, M. (2004b). *Using a non linear constitutive law to compare Menard PMT and PLT E-moduli*. Geotechnical and Geophysical Site Characterization – Proc. ISC'2, Porto. Theme 4, Vol. 1, pp.927-933. Viana da Fonseca & Mayne (Eds). Millpress, Rotterdam.
- Ishihara, K. (1982). Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis. *Proceedings of the International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich*, pp. 237-259.
- ISSMFE (1989). *Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16 with Reference Test Procedures, CPT - SPT - DP - WST*. Swedish Geotechnical Society. S.Geot. Inst. Information 7. Estocolmo.
- Jamiolkowski, M. ; Ghionna, V. N., Lancellota, R. e Pasqualini, E. (1998). *New correlations of penetration tests for design practice*. Proc. ISOPT-1, Orlando, I. Ed. De Ruiter. Rotterdam: Balkema, pp. 263-296.
- Robertson, P. K. (1990). *Soil classification using the cone penetration test*. Canadian Geot. J. 27: pp.151-158.
- Robertson, P. K. (1991). *Estimation of foundation settlements in sand from CPT*. Proc. Geot. Special Pub. 27, II. New York: ASCE, pp. 764-778.
- Schmertmann, J. H.; Hartman, J. P. e Brown, P. R. (1978). *Improved strain influence factor diagram*. Technical Note, J. Geot. Eng. Div., Vol. 104, GT8, pp. 1131-1135. ASCE, New York.
- Schnaid, F.; Lehane, B. M. e Fahey M. (2004). *In situ test characterisation of unusual geomaterials*. Geotechnical and Geophysical Site Characterization – Proc. ISC'2, Porto. Keynote Lect., Vol. 1, pp.49-74. Viana da Fonseca & Mayne (Eds). Millpress, Rotterdam.
- Seed, H. B.; Wong, R. T.; Idriss, I. M. e Tokimatsu, K. (1984). *Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils*. Earthquake Engineering Research Centre, Report N° VCB/EERC - 84/14, University of California, Berkeley.

- Stroud, M.A. (1988). *The standard penetration test - its application and interpretation*. Proc. Geot. Conf. Pen. Testing in U.K., Birmingham, London: Thomas Telford, pp. 24-49.
- Tani, K. (1995). *Measurement of shear deformation of geomaterials - Field test*. General report. IS Hokkaido' 94, Vol. 2, pp 1115-1131.
- Tatsuoka, F.; Jardine, R. J., Lo Presti, D.; Di Benedetto, H. e Kodaka, T. (1997). *Characterising the pre-failure deformation properties of geomaerials*. XIVth Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hamburg, Germany, Vol. 4, pp. 2169-2164.
- Tatsuoka, F. e Shibuya, S. (1992). *Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests*. Proc. 9th Asian Reg. CSMFE, Bangkok, 2. Rotterdam: Balkema, pp. 101-170.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios de dimensionamento de fundações directas*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Univ. Porto para a obtenção do grau de doutor em Engenharia Civil.
- Viana da Fonseca, A. (2001). "Load Tests on residual soil and settlement prediction on shallow foundation". J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE. Vol.127, N°10. New York, pp.869-883.
- Viana da Fonseca, A. (2003). *Characterising and deriving engineering properties of a saprolitic soil from granite, in Porto*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Cap. do Vol.2, 1341-1378. Ed. Tan, Phoon, Hight, Leroueil, Swets & Zeitlinger, Lisse.
- Viana da Fonseca, A. e Almeida e Sousa, J. (2002). *Hyperbolic model parameters for FEM analysis of a footing load test on a residual soil from granite*. International Symposium PARAM 2002: Identification and determination of soil and rock parameters for geotechnical design. Ed.J-P.Magnan, Presses L'ENPC Vol. 1, pp 429-443. LCPC, Paris.
- Viana da Fonseca, A.; Matos Fernandes, M. e Cardoso, A. S. (1997). *Interpretation of a footing load test on a saprolitic soil from granite*. Géotechnique, 47, N° 3, pp. 633-651.
- Viana da Fonseca, A.; Matos Fernandes, M. e Cardoso, A. S. (1998). *Characterization of a saprolitic soil from Porto granite by in situ testing*, First Int. Conf. on Site Characterization - ISC'98. Atlanta, 2. Rotterdam: Balkema, pp. 1381-1388.
- Viana da Fonseca, A. & Cardoso, A. S. (1999). *Elastic analysis of surface load tests on a saprolitic soil from granite*. Proc. XI Pan-american Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz do Iguassu, Brasil. ABMS, SAMS, SPG.
- Viana da Fonseca, A.; Sousa, J.F.V. e Cruz, N. (2001). *Correlations between SPT, CPT, DPL, PMT, DMT, CH, SP and PLT Tests Results on Typical Profiles of Saprolitic Soils from Granite*. Proc. Int. Conf. In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories. Parayangan Catholic Univ., Bali.
- Viana da Fonseca, A. e 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.
- Vieira de Sousa, J. F. (2002). *Modelação de ensaios de carga considerando a variação da rigidez dos solos em profundidade. Parametrisação recorrente de ensaios complementares in situ e em laboratório*. Dissertação apresentada à Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre.

Simbologia

A	– constante;
B	– menor dimensão de uma fundação superficial (sapata);
CH	– ensaio sísmico entre furos ou “Cross-Hole”;
CAD	– ensaio triaxial drenado com consolidação anisotrópica;
CK_0D	– ensaio triaxial drenado com consolidação segundo K_0 ;
CID	– ensaio triaxial drenado com consolidação isotrópica;
CPT	– ensaio com o cone penetrómetro estático (cone holandês);
D	– diâmetro de uma placa ou sapata circular;
DMT	– ensaio com o dilatómetro de Marchetti;
DP	– ensaios com penetrómetros dinâmicos ou “Dynamic Probing”;
$DPL, DPM, DPH, DPSH$	– ensaios com penetrómetros dinâmicos ligeiro, médio, pesado e super-pesado (ISSMFE);
D_{PLT}	– diâmetro da placa do ensaio PLT;
e	– índice de vazios;
E	– módulo de deformabilidade ou módulo de Young;
E_0	– módulo de deformabilidade determinado a partir do módulo de distorção máximo G_0 ;
E_{el}	– módulo “pseudo-elástico” (definido nos ramos rectilíneos de recarga em ciclos intermédios de descarga e recarga em ensaios triaxiais);
E_{DMT}	– módulo pressiométrico do ensaio DMT;
E_i	– módulo de deformabilidade inicial;
E_{pm}	– módulo pressiométrico do ensaio PMT;
E_{pmur}	– módulo pressiométrico de descarga-recarga do ensaio PMT;
E_s	– módulo de deformabilidade secante;
E_{sec}	– módulo de deformabilidade secante;
$E_{s10\%}$	– módulo de deformabilidade secante para uma deformação de 10%;
E_t	– módulo de deformabilidade tangente;
E_{ti}	– módulo de deformabilidade tangente inicial;
E_{tk0}	– módulo de deformabilidade tangente, no início do corte, após consolidação a K_0 ;
E_{ur}	– módulo de descarga e recarga (definido entre vértices de histerese dos ciclos intermédios de descarga e recarga em ensaios triaxiais ou de carga em placa);
F_s	– factor de segurança;
G_0	– módulo de distorção máximo;
G_{el}	– módulo de distorção elástico;
G_{ur}	– módulo de distorção de descarga e recarga;

i	– índice;
ISRM	– International Society of Rock Mechanics;
ISSMFE	– International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering;
K_0	– coeficiente de impulso em repouso;
L	– comprimento de uma fundação superficial (sapata);
LCPC	– Laboratoire Central des Ponts et Chaussées;
m	– expoente; factor de dependência do módulo de distorção máximo G_0 com a tensão efectiva média de repouso p'_0 ;
N_{60}	– N_{SPT} corrigido em relação à energia de referência do ensaio SPT (60% de energia teórica);
N_{SPT}	– número de pancadas na segunda fase do ensaio SPT;
OCR	– grau de sobreconsolidação;
p	– pressão; tensão média ou octaédrica em termos de tensões totais;
p'	– tensão média ou octaédrica em termos de tensões efectivas;
p'_0	– tensão efectiva média de repouso ou de consolidação;
p_{ODMY}	– pressão de início de carga ou de ajuste dilatométrica - “lift-off”;
p_{ON}	– tensão média de repouso ou de consolidação normalizada;
p_a	– pressão atmosférica (101,3 kPa);
PDL	– ensaio de penetração dinâmica ligeiro (também referido como DPL);
p_l	– pressão limite do PMT;
p_{l*}	– pressão limite efectiva do PMT ($p_l - \sigma_{h0}$);
PLT	– ensaio de carga em placa;
PMT	– ensaio com o pressiómetro de Ménard;
q	– tensão aplicada; tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$);
q_0	– tensão de desvio em repouso ou no início de um ensaio triaxial;
q_c	– resistência de ponta no ensaio CPT;
q_d	– resistência de ponta no ensaios DP;
q_f	– tensão de desvio de rotura;
q_{rot}	– carga de rotura deduzida da curva de um ensaio triaxial;
q_s	– tensão aplicada de serviço;
q_{ult}	– capacidade de carga última de uma fundação;
s	– assentamento (considerado na vertical);
SBPT	– ensaio com o pressiómetro autoperfurador;
SP	– ensaio de carga em placa em profundidade ou “Screw Plate”
SPT	– ensaio de penetração standard, com amostrador de Terzaghi;
t	– tempo;

V_s	– velocidade das ondas sísmicas de corte;
z_I	– profundidade do centro de assentamento;
α	– razão entre o módulo de deformabilidade E e a resistência de ponta no ensaio CPT q_c ;
γ	– distorção ou deformação de corte;
ε	– extensão;
σ'_{m0}	– tensão média ou octaédrica inicial;
σ'_{v0}	– tensão vertical efectiva de repouso;