

Ensaio de Penetração nos Solos Graníticos da Região Norte de Portugal. Algumas Correlações

Júlio B. Martins¹, Tiago F.S. Miranda²

*Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil
Campos de Azurém, 4800-058 Guimarães Portugal*

RESUMO

Foram realizados ensaios SPT, DPH, DPL e CPT nos solos graníticos em vários locais urbanos da Região Norte de Portugal, essencialmente do Porto, Braga e Guimarães. Obtiveram-se correlações entre resultados dos ensaios SPT-DPH; CPT-DPL; CPT-DPH e DPH-DPL, que são apresentadas. Para a correlação SPT-DPH os resultados do penetrómetro usado foram convertidos nos do penetrómetro indicado no Eurocódigo 7 (parte 3) com vista a uma normalização. Os resultados do SPT foram afectados do factor profundidade segundo a regra prevista no mesmo Eurocódigo (EC7).

Os resultados das correlações (lineares) foram obtidos usando o conhecido programa para computador SPSS (Statistical Package for Social Sciences). Faz-se a discussão deles no fim do trabalho. Fazem-se também considerações sobre a aplicação dos resultados dos ensaios penetrométricos à determinação das características de resistência e de rigidez dos solos ensaiados.

1. INTRODUÇÃO

As formações graníticas urbanas da Região Norte, nomeadamente do Porto, Braga e Guimarães são bastante heterogéneas, mas em geral na sua parte superior são solos residuais (saibros) dos tipos W_5 e W_6 , produtos de alteração das rochas graníticas com vários graus de lixiviação (W_4, W_3, W_2) provenientes essencialmente da circulação de água através das suas diaclases ou discontinuidades. No terreno W_5 a estrutura da rocha-mãe ainda é bem visível, mas W_6 são solos onde já não é visível a estrutura correspondente à rocha inicial.

Numerosos ensaios penetrométricos dos tipos SPT (Standard Penetration Test), DPH (Penetrómetro Dinâmico Pesado), DPL (Penetrómetro Dinâmico Ligeiro) e CPT (Cone Penetrómetro Estático) têm sido realizados nestes solos residuais. Porém, só algumas vezes no mesmo local foram realizados dois ou mais tipos de ensaio, para se poderem correlacionar.

¹ Professor Catedrático Jub.

² Assistente Estag.

Por outro lado, para obras de menor vulto e onde se sabe que os solos são graníticos, realizam-se por vezes apenas ensaios de penetração dinâmica DPH (ou DPSH) DPL (ou DPM) ou CPT que não dão amostra. Por este motivo, por via de regra, esses ensaios são acompanhados da abertura de poços onde se colhem amostras, mas, em geral, os poços não atingem o “bed rock”. Nas obras de maior vulto já é obrigatória a realização de sondagens com colheita de amostras e ensaios SPT e/ou outros tipos de ensaio “in situ”(pressiométricos, etc.).

Por esta razão, e porque os ensaios SPT são universalmente adoptados e para eles há muitas correlações estabelecidas com os parâmetros de resistência e de rigidez dos solos, julgou-se de grande interesse obter uma correlação DPH-SPT, a par de correlações entre outros tipos de ensaios penetrométricos.

2 CARACTERÍSTICAS DE CADA TIPO DE ENSAIOS

2.1 SPT (Standard Penetration Test)

Este bem conhecido ensaio de penetração dinâmica consiste na cravação um amostrador tubular constituído por duas meias canas, uma boquilha e uma cabeça, com medidas normalizadas (diâmetro exterior de 51 ± 1 mm, diâmetro interior 35 ± 1 mm, comprimento separável $450 \geq$ mm e comprimento total ≥ 600 mm).

O tubo é cravado na base de um furo de sondagem com um pilão normalizado de 63,5 kg+-0,5kg e uma queda livre constante de 760 ± 10 mm.

São registados os números de pancadas para três penetrações sucessivas de 150mm. O número de pancadas para as duas últimas penetrações num total de 300mm é o resultado (N) do ensaio.

O Eurocódigo 7 (EC7-1997 parte 3), indica o número limite de 50 pancadas em cada ensaio, a partir do qual se admite ter atingido o “bed rock” ou “firme”. No caso de se ter atingido esse número limite de pancadas na primeira fase (150mm), ou na segunda, sem atingir neste caso os 300mm de penetração, regista-se a penetração encontrada para as 50 pancadas. (Na prática muitas empresas ou entidades que realizam ensaios SPT usam o limite de 60 pancadas, em vez das 50 do EC7).

O EC7 recomenda que o número N original do SPT seja multiplicado por um factor λ para ter em conta a profundidade do ensaio (número de varas). O factor de correcção λ é dado pelo Quadro 2.1.

Quadro 2.1 Factores de correcção devido ao comprimento das varas

Comprimento das varas abaixo do batente (m)	Factor de correcção λ
>10	1,0
6-10	0,95
4-6	0,85
3-4	0,75

Em areias cujos graus de consolidação e densidade relativa sejam conhecidos o ECT (1997-3) indica mais um factor C_N função da tensão vertical no solo ao nível do ensaio. Esta correcção só faz sentido em solos aluvionares. Nos casos tratados os solos são residuais e, embora

classificados como areias têm apreciável fracção de silte e muitas vezes uma pequena percentagem de argila. Por isso não se usou esta segunda correcção.

O mesmo EC7-3 considera também um coeficiente de energia $ER_r/60$ para ter em conta perdas de energia relativamente a uma eficiência padrão de 60% (perda de 40%) considerada por Skempton (1986). Nos casos de disparo automático o factor $ER_r/60$ indicado no EC7-3 (Anexo) é tomado igual a 1.0. Foi este o valor considerado nos ensaios realizados.

Como já se disse, o SPT exige uma sondagem que requer equipamento pesado, tornando-se dispendioso quando comparado com os ensaios com os penetrómetros dinâmicos e o CPT. No entanto, tem sobre eles a vantagem de se colher uma amostra que embora alterada devido à espessura das paredes do amostrador ser grande relativamente ao diâmetro da amostra, permite visualizar a “estrutura” do solo e realizar sobre ele ensaios granulométricos representativos e até a determinação do grau de humidade natural do solo, por ensaio à boca do furo. Isto não é possível nas amostras colhidas com limpadeira para as quais nem a granulometria é representativa.

2.2 Penetrómetros Dinâmicos (DP)

O EC7 (ENV 1997-3) refere quatro tipos de penetrómetros dinâmicos: leve (DPL), médio (DPM), pesado (DPH) e super-pesado (DPSH), com as características indicadas no Quadro 2.2.

Quadro 2.2: Dimensões e massas para os quatro tipos de penetrómetros dinâmicos

	DPL (leve)	DPM (médio)	DPH (pesado)	DPSH (super- pesado)
Dispositivo de cravação				
Pilão massa m (kg)	10 ± 0,1	30 ± 0,3	50 ± 0,5	63,5 ± 0,5
Altura de queda h (mm)	500 ± 10	500 ± 10	500 ± 10	750 ± 20
Razão comprim./diâm. (D_n)	≥ 1 ≤ 2	≥ 1 ≤ 2	≥ 1 ≤ 2	≥ 1 ≤ 2
Batente				
Diâmetro, d (mm)	100 < d < 0,5 D_n	100 < d < 0,5 D_n	100 < d < 0,5 D_n	100 < d < 0,5 D_n
Massa (kg) (máx.) (vara guia incluída)	6	18	18	30
Cone de 90°				
Área d base nominal A_{cm^2}	10	10	15	20
Diâm. da base (D) nov (mm)	35,7 ± 0,3	35,7 ± 0,3	43,7 ± 0,3	51 ± 0,5
Diâmetro da base, usado (mm) min.	34	34	42	49
Comprim. da manga (mm)	35,7 ± 1	35,7 ± 1	43,7 ± 1	51 ± 2
Comprimento. da ponta do cone (mm)	17,9 ± 0,1	17,9 ± 0,1	21,9 ± 0,1	25,3 ± 0,4
Desgaste máx. da ponta mm	3	3	4	5
Varas				
Massa (kg/m) (máx)	3	6	6	6
Diâmetro OD (mm) (máx)	22	32	32	32
Desvio da vara: 5m inferiores %	0,1	0,1	0,1	0,1

restante %	0,2	0,2	0,2	0,2
Energia específica por pancada				
(mgh/A) em kJ/m ²	50	150	167	238

Os casos adiante tratados referem-se a um penetrómetro ligeiro e dois penetrómetros pesados. Pelo peso do pilão de cada destes últimos, mas não pela altura de queda, estes últimos poderiam ser considerados super-pesados. Para que os resultados dos ensaios com aqueles penetrómetros pesados se tornassem comparáveis com o DPH padrão do EC7, foram os números de pancadas medidos convertidos em números para o penetrómetro padrão, afectando-os da razão entre as energias específicas por pancada respectivas. Assim, a correlação entre os resultados do SPT e os do DPH estão referidos ao DPH do EC7, o que permitirá fazer comparações a nível internacional.

A referida pré-norma europeia (EC7) indica que o número de pancadas com o DPH seja registado para a penetração de 10cm (N₁₀) enquanto que nos casos tratados as leituras foram sempre feita para a penetração de 20cm (N₂₀). Manteve-se o N₂₀ porque para os solos graníticos pouco compactos dos primeiros metros de profundidade, os N₁₀ seriam valores mal definidos (1 ou 2 pancadas).

Os penetrómetros dinâmicos, embora, ao contrário do SPT, não nos forneçam amostras dos solos atravessados, permitem uma visualização em pormenor da variação das resistências à penetração com a profundidade, dando os gráficos respectivos uma boa imagem dessa variação. Obtem-se daí uma definição rigorosa das zonas de menor e de maior compressibilidade do terreno. Além disso são equipamentos leves que permitem sondar os terrenos em sítios inacessíveis a equipamentos pesados, como acontece em certas zonas urbanas. São pouco dispendiosos e para os operar basta um pessoa.

Todavia, dado que não se realiza uma sondagem propriamente dita um ensaio DP ou CPT pode dar “nega” (grande número de pancadas, em geral superior a 100) sem que se tenha penetrado significativamente no “bed-rock” ou “firme”. É o caso, de aparecerem bolas de rocha granítica (W₂ ou W₃) a dada profundidade.

Em obras de grande porte, edifícios de grande altura, pontes, túneis, etc., é indispensável a realização de sondagens com ensaios SPT e/ou outros (pressiométricos, etc.). Nesse caso os cadernos de encargos devem exigir sempre a furação em terreno rochoso ou “firme” (N_{SPT}>50) de pelo menos 3 a 6m ou cerca de duas a três vezes a largura B prevista para a fundação. Todavia, mesmo neste caso o DPH (ou DP SH) pode ser muito útil. Associando ensaios DPH a um plano de sondagens com SPT, poderá reduzir-se o número destas tornando-as mais espaçadas e fazendo entre elas uma rede de ensaios DPH. Se além disso ao lado de cada sondagem com SPT se realizar também um ensaio DPH, poderão correlacionar-se os resultados deste com os do SPT. Fica-se assim com uma imagem completa do terreno e da sua resistência e deformabilidade às várias profundidades.

É de notar que com o penetrómetro dinâmico ligeiro (DPL) raramente se pode atingir o “firme” ou “bed-rock”, indicando o EC7 para este ensaio a profundidade máxima de 8m. Mesmo a profundidades menores o DPL pode dar “nega” (N>100 pancadas) sem se ter atingido o “firme”, porque além de dada profundidade a energia de cada pancada se perde sem avanço da ponta do

penetrómetro, mesmo não sendo o terreno rochoso. Além disso uma pequena pedra ou conjunto localizado de seixos impedirá a penetração.

Em contraste com esta situação mostra a experiência que com o DPH (ou o DPSH) se atinge o “bed-rock”, comparando as profundidades de “nega” ($N_{20} \geq 100$), com as obtidas no SPT ($N \geq 50$). Verifica-se que as profundidades de “nega” do DPH (ou DPSH) são semelhantes às do SPT, quando o ensaio DPH se realiza junto à sondagem com SPT.

2.3 Ensaio CPT (OU CPTU)

É um ensaio de penetração estática onde se obriga uma ponteira cónica com base A_c (em geral, $A_c=10\text{cm}^2$) a penetrar no terreno por intermédio de uma vara que desliza dentro de outra comandada hidráulicamente (penetrómetro mecânico). O ensaio a cada profundidade consta de três fases. Na primeira avança só a ponteira cónica e mede-se a resistência de ponta $q_c=R_p$ do terreno. Na segunda avança uma manga junto à ponteira e com ela se mede o atrito lateral local f_s . Na terceira desce o conjunto até uma nova posição de leitura e pode medir-se uma resistência total. As forças de cravação da ponteira, de acionamento da manga de atrito e de cravação global podem ser medidas por manómetros à superfície ou localmente ao nível da ponteira por “sensores” eléctricos, no caso dos penetrómetros eléctricos. Os resultados apresentados neste trabalho dizem respeito a um penetrómetro mecânico accionado hidráulicamente.

Em qualquer dos casos a resistência de ponta $q_c=R_p$ é o parâmetro mais fiável. Os valores da resistência de atrito f_s são frequentemente menos significativos.

Os ensaios CPT são considerados de grande qualidade quando comparados com outros ensaios de campo nomeadamente o SPT e os penetrómetros dinâmicos. Como estes últimos têm a dificuldade de não poderem penetrar significativamente o “firme” ou “bed-rock”. Os equipamentos mais usuais têm uma força de penetração máxima total de 100kN, havendo também equipamentos para 200kN. As resistências de ponta máximas atingidas variam de 10 a 20 MPa. A dificuldade maior neste tipo de ensaios é conseguir uma força de ancoragem suficiente para a máquina. Para fazer face à força de penetração tem de materializar-se uma força de ancoragem da ordem de 100 a 200kN o que não é fácil. Numa grande parte dos equipamentos a ancoragem faz-se roscando no terreno 4 ou 6 trados helicoidais. Porém, se o terreno á superfície é brando a força de arranque dos trados não é por vezes suficiente para se atingir a capacidade de carga da máquina. Se o terreno é duro não se consegue roscar nele os trados. Uma alternativa é montar o aparelho num camião e aplicar na caixa de carga um lastro de barras de ferro ou chumbo. O camião tem tracção às 4 rodas e desloca-se para cada local de execução do ensaio. Porém, em zonas urbanas e em locais inacessíveis essa deslocação pode tornar-se impossível.

3 LOCALIZAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS ESTUDADOS

Os locais onde se situam os solos residuais graníticos estudados são vários: 6 na cidade do Porto e arredores (Quinta da Telheira-Via Norte, linha do Metro do Porto próximo ao hospital Pedro Hispano, Senhora da Hora e Matosinhos), 4 na cidade de Braga (UM-Gualtar, Tribunal) e 2 na cidade de Guimarães (Piscinas e UM-Azurém). Nem em todos os locais de ensaio com PD foram colhidas amostras. Todavia, no total foram colhidas cerca de uma centena e meia de amostras na sua maioria “alteradas” só permitindo obter granulometrias e limites de Atterberg. Em 112 amostras inalteradas foram determinados os pesos volúmicos (baridades) secos e nalgumas foram

também determinados os parâmetros de resistência efectivos (ângulos de atrito e coesões) e de deformabilidade. Todavia, estes últimos não constam deste trabalho.

Na Fig.3.1 indica-se o fuso granulométrico para 117 amostras e na Fig.3.2 a carta de plasticidade. Verifica-se que estes solos residuais, essencialmente do tipo W_5 - W_6 , têm uma extensa granulometria que vai de uma areia grossa (e algum seixo fino) até uma pequena percentagem de argila, por vezes nula. São, pois, solos do tipo areia siltosa, ou areia silto-argilosa, bem graduados e de baixa plasticidade. A percentagem que passa no crivo 200 (silte+argila) mais frequente varia entre 20 e 30%. A percentagem de argila mais frequente varia de 2 a 6%, predominantemente 4 a 6%. A percentagem de silte mais frequente é de 18 a 22%, a de areia mais frequente de 60^a 70%. O limite de liquidez (LL) mais frequente é de 30 a 35% e o índice de plasticidade (IP) é de 4 a 8%. Há também várias amostras não plástica (NP).

Verifica-se, como seria de esperar destas granulometrias e plasticidade, que estes solos dão altas baridades secas na compactação Proctor normal ou modificada (pesada).

Os valores acima referidos mais frequentes foram obtidos fazendo a distribuição estatística do número de casos em função das percentagens das fracções de areia, silte, silte+argila (passado no peneiro 200) e argila. O mesmo se fez para os limites de liquidez e o índice de plasticidade. Também se tratou estatisticamente a distribuição ou frequência dos pesos volúmicos ou baridades secas. Verifica-se que as baridades secas γ_d mais frequentes variam de 15 a 17kN/m³. Sabendo-se que esses valores são para a rocha-mãe sem alteração (W_1) de 26 a 27 kN/m³, conclui-se que o grau de alteração (arenização) dos granitos é bem traduzido pela variação da baridade seca. Um granito levemente alterado (W_2) já tem, no máximo, $\gamma_d=25$ kN/m³.

A alteração dos granitos começa pela alteração dos feldspatos como resultado do processo de lixiviação, o qual leva à formação de alguma caolinite. À medida que aumenta o grau de alteração o feldspato é completamente transformado em argila (caolino). Num estágio mais avançado as micas são atacadas e os óxidos de ferro das biotites são libertados, dando a coloração do solo residual (côr amarela que evolui para côr castanha). O processo de decomposição é acelerado pela circulação de água subterrânea nas diaclases ou descontinuidades do maciço rochoso.

Se a rocha-mãe é um granito de grão grosso, como é o caso da maioria dos locais onde foram realizados ensaios, e há uma grande fracção de quartzo, mesmo depois da decomposição o solo mantém uma apreciável resistência à penetração. Se a rocha-mãe é um granito de grão fino, num avançado grau de decomposição a quantidade de finos (silte+argila) é alta e, na presença de água, o solo tem um comportamento plástico. Porém, quando intacto pode manter a estrutura da rocha -mãe (solo W_5)

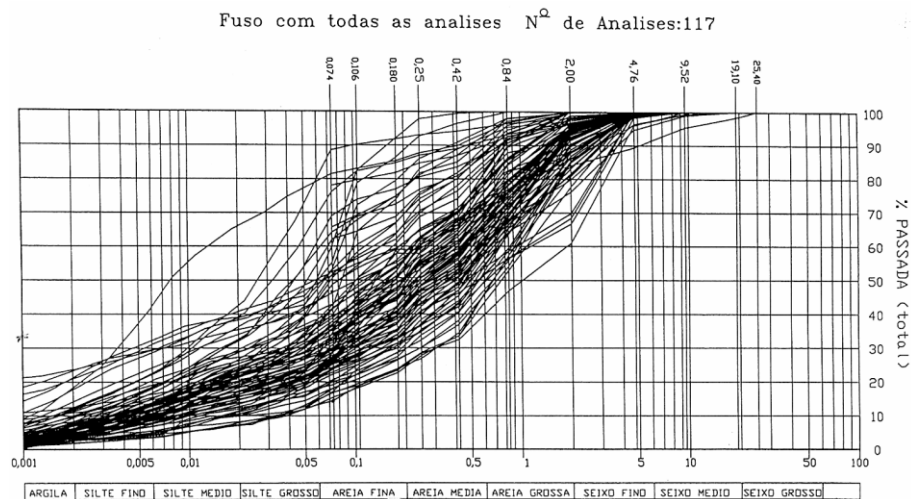


Fig.3.1 Fuso Granulométrico

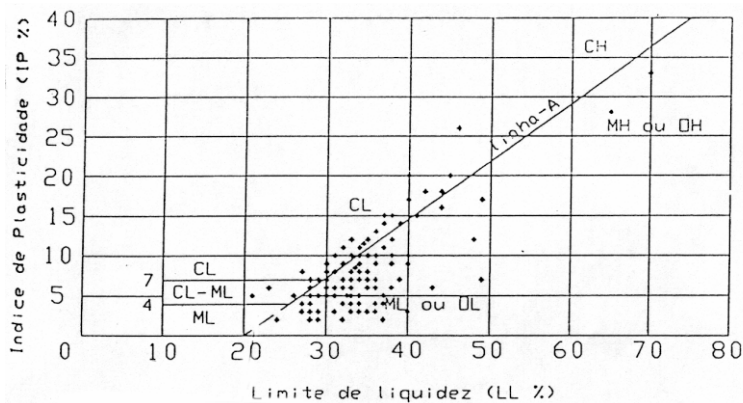


Fig.3.2 Carta de Plasticidade

4. CORRELAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PENETRAÇÃO

Apresentam-se nas Figs. seguintes as correlações entre pares de valores à mesma profundidade dos resultados de vários ensaios de penetração:

- Entre as leituras do penetrômetro dinâmico pesado, convertidas para a prè-norma do EC7 (ENV 1997-3), e as do SPT; DPH-SPT.
- Entre as leituras do penetrômetro dinâmico leveiro, DPL, e as resistências de ponta do penetrômetro estático CPT; CPT-DPL.
- Entre as leituras do penetrômetro dinâmico pesado, DPH, e as resistências de ponta do penetrômetro estático CPT; CPT-DPH.
- Entre as leituras do penetrômetro dinâmico leveiro, DPL, e as do penetrômetro dinâmico pesado, DPH; DPL-DPH.

Como se disse, todas as correlações (lineares) foram obtidas com o conhecido programa para computador SPSS.

As características dos penetrômetros dinâmicos são as dadas no Quadro 4.1

Quadro 4.1 Dados técnicos dos penetrómetros dinâmicos DPL e DPH

Penetrómetro	DPL	DPH
Pêso do pilão (kg)	15	63,5
P	400	500
Altura de queda (mm)	12,6	15,9
H	25	20
Área da base do cone (cm ²)		
S	190,5	998,4
Comprimento de penetração (cm)		
L		
Energia específica por pancada e por metro E=P.H/(S.L) (kJ/m ³)		

Dados do penetrómetro estático(CPT):-Sistema óleo-hidráulico de aplicação das forças nas varas de cravação.-Capacidade =10tf.-Secção do pistão =24,98cm².-Área da base do cone =10cm².
-Penetração entre leituras =25cm

4.1 Correlação entre resultados do SPT e do DPH (EC7)

Trataram-se inicialmente 107 casos que constam da Fig.4.1.

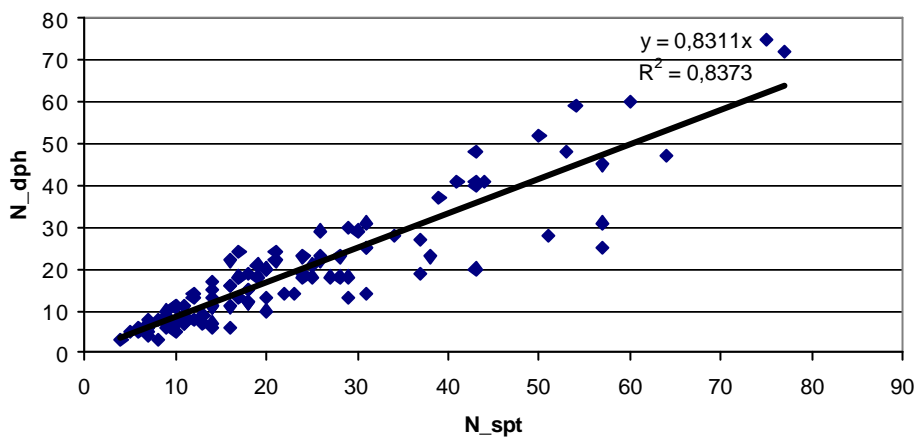
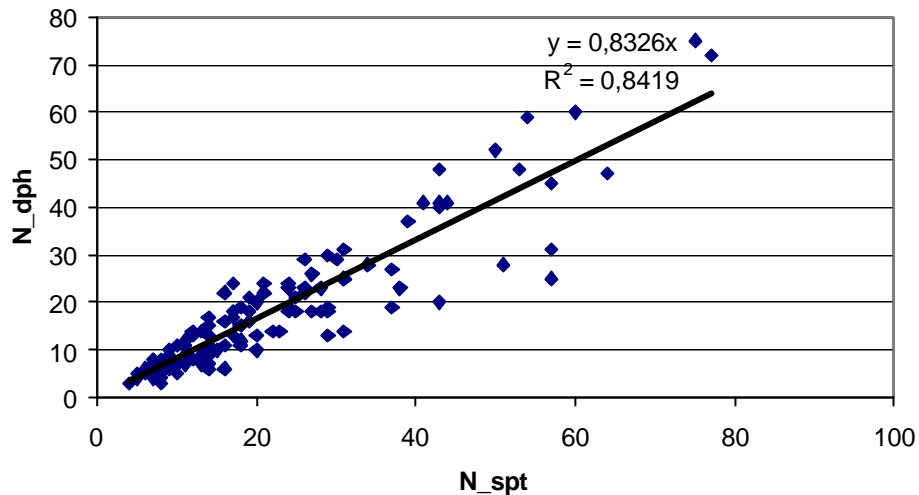


Fig.4.1 Correlação entre os n.ºs.de pancadas do DPH e do SPT

Adicionaram-se depois 20 casos correspondentes a leituras com o penetrómetro dinâmico ligeiro (DPL), convertidas em leituras de DPH pela correlação $N_{DPH}=0,174.N_{DPL}$ que se obteve em 454 casos e que adiante se tratará. (Fig.4.2).



4.2 Correlação entre os n^os.de pancadas do DPH e do SPT

Quer num caso quer no outro verifica-se uma boa correlação linear entre os resultados dos ensaios SPT e os do DPH. O valor médio obtido foi:

$$N_{DPH}=0,832.N_{SPT} \quad (4.1)$$

Com coeficiente de determinação $R^2=0,840$ e para um intervalo de confiança de 95%. Poder-se-ão assim converter os resultados do ensaio DPH nos do SPT ou vice versa. Os valores de N_{SPT} permitem obter as características de resistência e deformabilidade do terreno e até o dimensionamento de sapatas como adiante se desenvolverá. Inversamente, tendo N_{DPH} poder-se-à obter a resistência unitária de ponta (r_d) ou a resistência dinâmica de ponta (q_d) através das relações (EC7-ENV1997-3):

$$r_d = m.g.h./(S.e) \quad (4.2)$$

$$q_d = r_d.m/(m+m') \quad (4.3)$$

onde:

r_d e q_d são as resistências em Pa

m a massa do pilão em kg;

g a aceleração da gravidade;

h a altura de queda do pilão em m;

S a área da base do cone em m²;

e a penetração média em m por pancada;

m' a massa total das varas, do batente e da vara guia.

Observando as Figs. 4.1 e 4.2 pode verificar-se que em ambos os casos o afastamento entre a recta de ajuste e os valores observados é maior para valores mais elevados de N_{SPT} . Pode mesmo dizer-se que para N_{SPT} iguais ou superiores ao limite de 60 pancadas não faz sentido utilizar a expressão (4.1). Todavia nesses casos já se terá, atingido o “firme” ou “bed-rock”

e, por ex^o., numa fundação em estacaria de betão a resistência de cada estaca virá limitada pela tensão de resistência do betão e não pela capacidade resistente do terreno.

4.2 Correlação dos resultados de ensaios do CPT com os do DPL.

Trataram-se 507 casos que constam da Fig.4.3

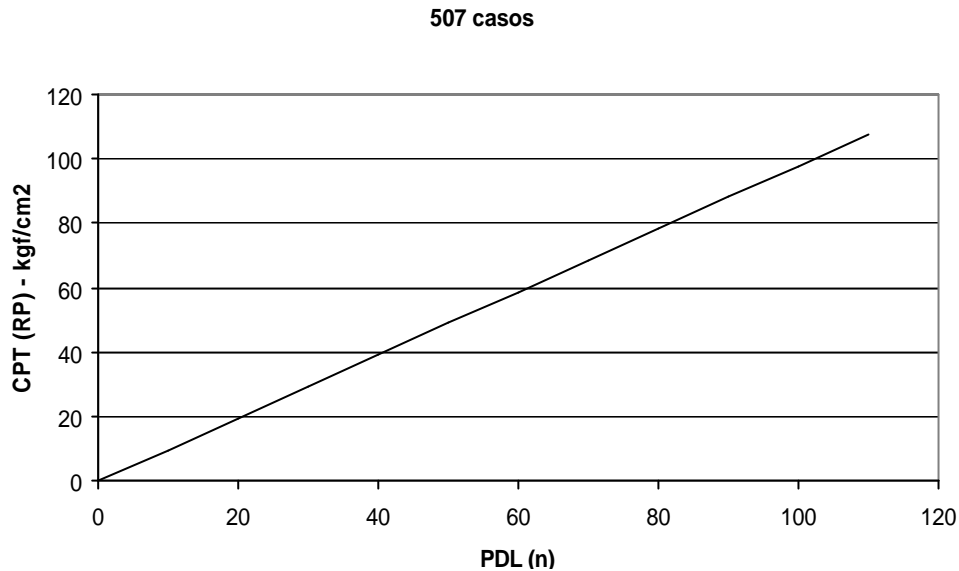


Fig.4.3 Regressão linear entre $R_{p(CPT)}$ e N_{DPL}

A resistência de ponta $R_{p(CPT)}$ em kgf/cm² medida nos ensaios de penetração estática relaciona-se com o número de pancadas N_{DPL} registado no penetrómetro dinâmico ligeiro pela fórmula:

$$R_{p(CPT)} = 0,978 \cdot N_{DPL} \quad (4.4)$$

Com coeficiente de determinação $R^2=0.869$ e intervalo de confiança de 95%

A aplicação de (4.4) só é válida para o penetrómetro ligeiro com as características que foram indicadas as quais são diferentes das que constam do PDL do EC7. Todavia, o N_{DPL} acima referido pode ser convertido num número N_{DPL} (EC7), atendendo à razão das energia por pancada, à razão das áreas das bases dos cones e aos comprimentos de penetração entre leituras.

4.3 Correlação dos resultados de ensaios de CPT com os do DPH

Trataram-se 218 casos que constam da Fig.4.4.

218 casos

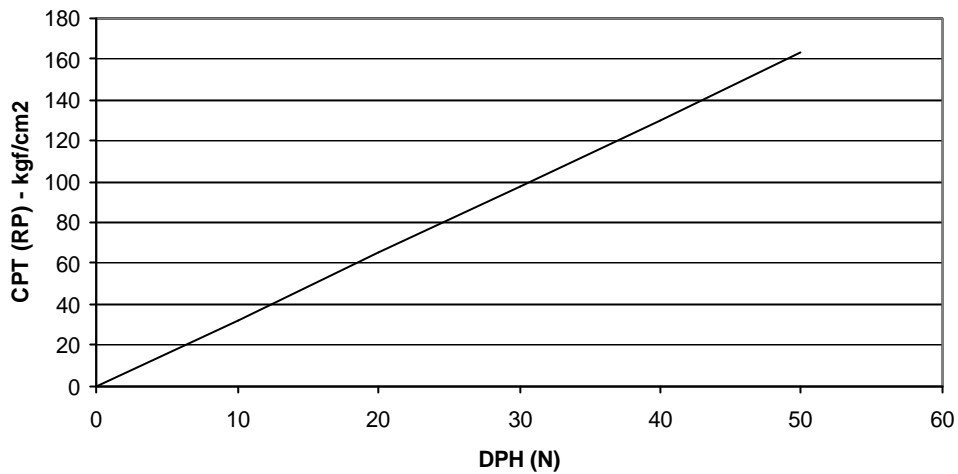


Fig.4.4 Regressão linear entre $R_{p(CPT)}$ e N_{DPH}

A resistência de ponta $R_{p(CPT)}$ em kgf/cm² medida nos ensaios de penetração estática, relaciona-se com o número de pancadas (N_{DPH}) registado no penetrómetro dinâmico pesado pela fórmula:

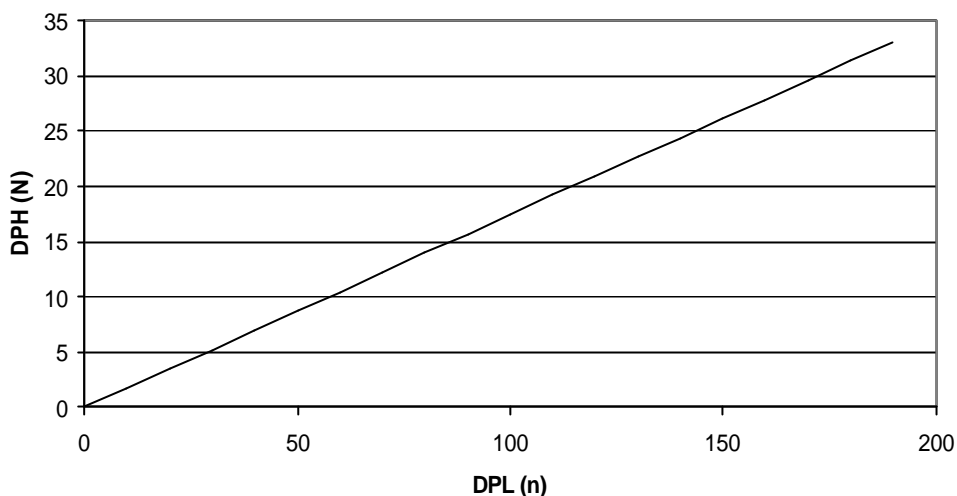
$$R_{p(CPT)} = 3,257 \cdot N_{DPH} \quad (4.5)$$

Com o coeficiente de determinação $R^2=0,643$ e o intervalo de confiança de 95%.

A correlação (4.5) é válida para o penetrómetro com as características indicadas no início (4.) Os valores N_{DPH} deste penetrómetro podem ser convertidos em valores N_{DPH} do EC7, através da razão das energias de queda por pancada e da razão das áreas das bases dos cones (quase iguais).

4.4 Correlação dos resultados obtidos com o DPL e o DPH

Foram tratados 454 casos que estão representados na Fig.4.5.

Fig.4.5 Regressão linear entre N_{DPH} e N_{DPL}

O número de pancadas N_{DPH} obtido com o penetrómetro dinâmico pesado relaciona-se com o número de pancadas determinado no penetrómetro dinâmico ligeiro N_{DPL} pela fórmula:

$$N_{DPH} = 0,174 \cdot N_{DPL} \quad (4.6)$$

Com erro médio quadrático $R^2=0,842$ e intervalo de confiança de 95%.

Observa-se que (4.6) só é válida para os penetrómetros com as características indicadas no início (Quadro 4.1).

A partir dos dados deste quadro poderá obter-se uma correlação “teórica” entre N_{DPH} e N_{DPL} , fazendo as razões apropriadas entre energias de queda e entre áreas das bases dos cones e comprimentos de penetração:

$$N_{DPH} = (15/63,5) \cdot (40/50) \cdot (15,9/12,6) \cdot (20/25) = 0,191 \cdot N_{DPL} \quad (4.7)$$

Comparando (4.7) com (4.6) vê-se que a diferença entre a correlação “teórica” e aquela que se obteve experimentalmente não é grande e deriva certamente de diferentes perdas de energia por pancada nos dois tipos de equipamento.

5. DISCUSSÃO E APLICAÇÕES

Embora as formações graníticas nesta Região sejam bastante heterogêneas pelo menos no que respeita à profundidade a que se encontra o “firme” (rocha dura) e os ensaios SPT tenham sido realizados por três entidades distintas, verifica-se que as correlações obtidas são boas.

No que diz respeito à correlação entre PDs e SPT Viana da Fonseca (1996, pp 80 e 282) apresenta a relação $N_{DPSH} = K \cdot N_{SPT}$ com $0,79 \leq K \leq 1,23$ e cita Chang (1988) que indica $0,5 \leq K \leq 0,67$, referindo este Muromachi e Kobayashi que apresentam $K=1$. Estes autores obtiveram os seus resultados para solos residuais de regiões tropicais (Singapura). Além disso Chang usou um penetrómetro entre o DPL e o DPSH, o

que, por si só, já justifica diferenças em relação à fórmula de Viana da Fonseca. A correlação que antes se apresentou para os solos graníticos da Região Norte de Portugal ($N_{DPH(EC7)}=0,832.N_{SPT}$) não difere essencialmente das acima indicadas. Pensa-se, entretanto, que só se poderão fazer comparações mais rigorosas para equipamentos com a mesma energia específica por pancada e o mesmo intervalo de penetração entre leituras, em princípio, 20cm. Além disso o comportamento dos solos residuais graníticos das regiões tropicais pode não ser igual aos da região temperada agora tratada. Assim entende-se que a correlação obtida só poderá ser generalizada quando se obtiverem mais resultados e forem todos convertidos num mesmo padrão, por ventura o N_{DPH} do Eurocódigo 7 (EC7-3). De qualquer forma a correlação obtida é muito útil pelo menos a nível regional, porque permite obter N_{SPT} a partir de um ensaio muito mais simples, o DPH.

A literatura técnica internacional fornece relações entre N_{SPT} e as características de resistência (ângulo de atrito) e de rigidez (módulo de deformabilidade E_s ou de distorção G) dos solos. A este respeito, Viana da Fonseca (1996) trata com extensão os ensaios “in situ” nomeadamente os penetrométricos. Citando Décourt (1989) o autor apresenta um gráfico de correlação entre $N_{SPT}=(N_1)_{60}$ e o ângulo de atrito do solo ϕ' . Desse gráfico extraiu-se o quadro Q5.1

Quadro 5.1 Relação entre N_{SPT} e o ângulo de atrito ϕ'

N_{SPT}	5	10	15	20	25	30	40	50
Atrito ϕ'	28°	32°	35°	37°	38,5°	40°	41,5°	43°

Esta correlação embora feita para solos arenosos sedimentares normalmente consolidados é aceite com algumas reservas para solos residuais (estruturados). Como os solos residuais graníticos sempre têm alguma cimentação será necessário em termos práticos, associar a ϕ' alguma coesão c' . Verifica-se por ensaios de compressão triaxial CID que c' varia de 5 a 20 kPa. Para os solos desta região, estando, em geral, os valores mais altos de c' associados aos valores de ϕ' mais baixos e vice versa.

Quanto ao módulo de deformabilidade (rigidez) E , ensaios de placa realizados na PUC/RJ (Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro) em solo saprolítico de gnaissse deram

$$E=2,9.N_{SPT} + 2,7 \quad (\text{MPa}) \quad (5.1)$$

Para solos residuais graníticos e gnaissicos de S. Paulo, Décourt (1992) já indica:

$$E=3,6 N_{60} \quad (\text{MPa}) \quad (5.2)$$

O módulo de distorção máximo, para pequenas deformações, está relacionado com N_{SPT} pela fórmula:

$$G_0=5,8 N_{60} \quad (\text{MPa}) \quad (5.3)$$

(Imai e Tonouchi (1982) e Stroud (1988) in Viana da Fonseca (1996)). Este autor indica ainda de Décourt, 1992, uma relação entre G_0 e o módulo de distorção $G_{0,1\%}$ para a distorção usual $\gamma=0,1\%$, sendo para estes solos aproximadamente $G_{0,1\%} =0,2$ a $0,3.G_0$.

A partir do módulo de deformabilidade E ou do módulo de distorção poderá pela Teoria da Elasticidade calcular-se o assentamento de uma fundação. Porém, para fundações por sapatas o EC7-3 (Anexo 4, Burland e Burbidge, 1985) indica uma relação que dá directamente o assentamento em função de valores médios de N_{SPT} determinados abaixo da base da sapata, da largura B desta e da tensão aplicada no terreno ao nível da base.

No que diz respeito ao CPT a partir da resistência de ponta $R_p = q_c$ é possível obter teoricamente o ângulo de atrito para um solo não coesivo (ou com coesão conhecida) usando de forma inversa as fórmulas da capacidade de carga, nomeadamente a de Terzaghi:

$$q_c = \sigma_v' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \quad (5.5)$$

onde σ_v' é a tensão vertical no solo ao nível da ponteira do cone, determinada a partir das bariedades e espessuras das camadas superiores, $N_q = K_p \cdot \exp(\pi \cdot \text{tg} \phi')$ com $K_p = (1 + \text{sen} \phi') / (1 - \text{sen} \phi')$; $s_q = 1 + \text{tg} \phi'$; $d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \phi' (1 - \text{sen} \phi')^2$. Substituindo estes valores em (5.5) e conhecendo a cada profundidade q , pode, por resolução iterativa da equação não linear resultante, obter-se ϕ' . Na fórmula (5.5) pode incluir-se a parcela relativa à coesão c' se ela for conhecida.

Além de (5.5) outras formulações de equilíbrio limite foram estabelecidas (e.g. Durgunoglu e Michell, 1973; Janbu e Senneset, 1974).

Também a partir de q se pode obter o módulo de deformabilidade E do solo. Viana da Fonseca (1996) correlacionou o módulo de elasticidade tangencial E_i medido no triaxial com instrumentação interna com q_c do CPT e encontrou:

$$E_i \text{ (MPa)} = 16,88 + 1,65 \cdot q_c \quad (5.6)$$

para os solos graníticos do Porto. No entanto, tentando obter uma correlação da forma $E = \alpha \cdot q_c$ para um nível de tensão igual à de serviço numa sapata (correspondente a um assentamento $s/B = 0,75\%$), Décourt, 1992 encontrou $\alpha = 3$.

6. CONCLUSÕES

-Apresentam-se correlações lineares com tratamento estatístico entre resultados de ensaios penetrométricos “in situ”: N_{DPH} e N_{SPT} ; N_{DPL} e R_p ; N_{DPH} e R_p ; e $N_{DPL} - N_{DPH}$. São ainda apresentadas as granulometrias, limites de Atterberg e bariedades secas de alguns dos solos ensaiados também com tratamento estatístico.

-Verifica-se que as correlações obtidas são boas e nomeadamente a correlação entre N_{DPH} e N_{SPT} está dentro dos valores publicados para solos residuais.

-As correlações mostram-se bastante úteis porque permitem, a partir de ensaios com penetrómetros dinâmicos que são simples, rápidos e pouco dispendiosos e que, por isso, se podem fazer em grande número, obter valores de N_{SPT} e q_c do CPT com os quais se obtêm parâmetros de resistência e rigidez dos solos e se pode fazer o dimensionamento rápido de um número apreciável de fundações.

A generalização dos resultados requer que se façam mais ensaios com penetrómetros dinâmicos normalizados a par de SPTs e CPTs, noutras locais de regiões temperadas, uma vez que os que existem publicados se referem essencialmente a solos residuais de regiões tropicais.

7. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado no âmbito do Projecto de I/D POCIT/ECM/2591/95 financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT).

8. REFERÊNCIAS

Burland, J.B. e Burbidge, M.C. "Settlements of foundations on sand and gravel", Proc. Inst. Civil Engineers, U.K, Part 1,78, pp 1325-1381, Dec. 1985.

Chang, M. F. "In situ testing of residual soils in Singapore". 'Geomech tropical soils'. Proc. 2nd. Int.Conf. Singapore, vol.1, pp97-108. AA Balkema, Rotterdam 1988.

Décourt, L. "SPT in non classical material", 'Applicability of classical soil mechanics principles in structured soils', Proc. US/Brazil Geot. Workshop, Belo Horizonte, Nov. pp.67-100. Ed. Lima, Nieto, Viotti, Buena, Univ Viçosa, M. Grosso, 1992.

Décourt, L. "The standard penetration test" State of the art report,, Proc XII ICSMFE, Rio Janº., vol. 4, pp.2405-2416, A.A.Balkema, Rotterdam, 1989.

Durgunoglu, H.T. e Michell, J.K. "Static penetration resistance of soils" Rep. Space Sciences Lab., Univ. Calif, Berkeley, Calif., 1973.

Eurocódigo 7 "Projecto geotecnico. Parte 3. Projectos assistido por ensaios de campo. ENV 1997-3. Prè-Norma Portuguesa, CEN 1999.

ISSMFE –TC 16 Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of soils TC16 with reference to test procedures, CPT,SPT,DP,WST".Swedish Geot. Soc., Swedish Geot. Institute, Information 7, Stockholm, 1989.

ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing, SPT working Party "Standard penetration test (SPT): international reference test procedure". "Penetration testing –1988". Proc ISOP-1, Orlando, vol.1, pp.3-26, ed. DE Ruiters, A.A Balkema, Rotterdam, 1988.

Janbu, N., Seneset, K. "Effective stress interpretation of in situ static penetration tests". Proc. First European Simp.on Penetration Testing, ESOPT-1, vol 2.2, pp.181-195, Stockholm, 1974.

Martins, F.F. Martins J.B. e Araújo, P. "Characteristics and correlations for the granitic residual soils of the north of Portugal." XI ECSMFE, Copenhagen, May 1995.

Peck, P., Hanson W.E., Thornburn, T.H. "Foundation Engineering", Wiley, NY 1974.

Schmertmann, J.H. "Static cone to compute static settlements over sand" J. Soil Mech. Found. Div., vol.96, SM3, pp.1011-1043, Proc. ASCE, N.Y., 1970.

Skempton, A. W. "Standard penetration testing procedures and effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation", *Géotechnique*, vol. 36,3, pp425-443, London 1986.

Stroud, M. A. The standard penetration test –its application and interpretation". Penetration testing in U.K. Proc. of the Geotech. Conf., Inst. of Civil Engineers, Birmingham, July, pp.22-49, Thomas Telford, London 1988.

Viana da Fonseca, A. P. “Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas”. Dissert. p^a.doutor. FEUP 1996