

RELATO DA EXPERIÊNCIA PORTUGUESA EM ENSAIOS DE CARGA EM ESTACAS. PARTE I: ACCÇÕES VERTICAIS

Report on the Portuguese experience on pile load tests. Part I: vertical loading

A. Viana da Fonseca*

RESUMO – No âmbito do Workshop sobre Campos Experimentais de Fundações Indirectas incluído no XIII COBRAMSEG, III CLBG e IV SBMR, cujos enunciados objectivos eram os de consolidar e trocar experiências entre investigadores e profissionais de engenharia geotécnica portugueses e brasileiros, decidiu-se previamente elaborar um relato geral sobre as experiências nacionais com estes estudos. O levantamento que aqui se expressa, da responsabilidade do autor, foi o mais exaustivo possível e decorreu de diversos apelos à Comunidade Geotécnica Portuguesa, respeitando exclusivamente ao comportamento de fundações profundas, tanto para carregamentos verticais, como para horizontais. O resultado é fruto do desenvolvimento nos últimos anos de inúmeros projectos de investigação, muitos deles liderados por grupos universitários, com o apoio de empresas de fundações, incluindo muitas vezes boas campanhas de caracterização dos maciços envolvidos e ensaios de protótipos de estacas (em muitos casos bem instrumentadas), sujeitas a carregamentos verticais e (ou) horizontais, que permitiram identificar com rigor parâmetros específicos de cálculo. Muitos dos relevantes empreendimentos de grandes infraestruturas, que marcaram recentemente a Engenharia Portuguesa, e o novo enquadramento que os Eurocódigos Estruturais deram aos projectos e execução das estruturas, marcaram a consagração dos ensaios de carga como aferidores dos critérios de cálculo. Fazem-se considerações sobre estes novos critérios de dimensionamento de estacas, antes de se descrever o conjunto de ensaios que os procuraram cumprir. Muitos destes resultados foram já publicados de forma diversa, mas a sua divulgação é restrita no círculo dos profissionais de engenharia, pelo que se procurou identificar essas fontes.

SYNOPSIS – The Workshop on Experimental Sites on Deep Foundations integrated in the XIII COBRAMSEG, III CLBG and IV SBMR, had the primary objective of consolidating, merging and exchanging experiences among Portuguese and Brazilian researchers, geotechnical engineers and practitioners. Within its scope, a general report on the National experiences on this subject was proposed and presented at the event. The review herein expressed is, at the author's responsibility, the most extensive possible and followed several appeals to the Portuguese Geotechnical community, focused exclusively to the behaviour of deep foundations to vertical as well as to horizontal loads. The result is fruit of the development of several research projects in recent years, many of which led by university groups, supported by foundation industry companies, often including good soil characterization surveys, and tests on prototype piles (well instrumented in many cases) subjected to vertical and horizontal loads, which have enabled to accurately determine specific design parameters. The relevant enterprise of great infrastructures, which recently patterned the Portuguese Engineering, and the new framework provided by the Structural Eurocodes for project design and construction of structures, have led to an increasing application of load tests as means of checking design criteria. Considerations regarding these new design criteria for piles, followed by the description of a set of tests is made. Many of these results have already been published elsewhere, but its widespread has been limited to the circle of engineering professionals, hence the thorough identification of those sources.

PALAVRAS CHAVE – Estacas, Acções verticais, Campos experimentais, Dimensionamento, Eurocódigo.

* Professor Associado, Dep. de Eng^a Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
E-mail: viana@fe.up.pt

1 – INTRODUÇÃO

Sob o patrocínio da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS) e da Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), a Comissão Organizadora do XIII COBRAMSEG, III CLBG e IV SBMR, convidou alguns colegas para, no âmbito de um Workshop sobre Campos Experimentais de Fundações, fazer uma síntese da experiência de cada nação nesta matéria.

O objectivo desta iniciativa era o de consolidar e trocar experiências entre investigadores e profissionais de geotecnia portugueses e brasileiros, que trabalhem nesta área, com ênfase para o comportamento de fundações profundas instaladas em diferentes perfis geológico-geotécnicos, tais como maciços sedimentares – areias soltas e compactas, argilas moles a rijas, etc - e solos residuais, solos colapsíveis, ou outros regionalmente relevantes, quando sujeitas a carregamentos verticais e (ou) horizontais. Esta iniciativa decorre do desenvolvimento nos últimos anos de projectos de investigação, muitos deles liderados por académicos e com o apoio de empresas da especialidade de fundações, que incluíram conjuntos significativos de ensaios de caracterização de diversos tipos de maciço terrosos e, subsequentemente, ensaios sobre protótipos de fundações indirectas (estacas moldadas e cravadas executadas de forma diversa, em muitos casos bem instrumentadas), sujeitas a carregamentos verticais (ou axiais), tanto em compressão como em tracção, ou horizontais. Em alguns raros casos, os ensaios foram realizados sobre estacas em verdadeira grandeza (como projectadas...). Estes estudos – alguns traduzidos em dissertações de mestrado e doutoramento, contribuíram para identificar com maior rigor parâmetros específicos de cálculo. Muitos destes resultados foram publicados de forma diversa e em locais relevantes cientificamente, mas, às vezes, de divulgação restrita no círculo dos projectistas e dos profissionais da área da fiscalização, bem como dos construtores.

Havendo uma clara falta de sistematização, tanto em termos das condições geológico-geotécnicas, como da tipologia utilizada na execução das estacas, e por se considerar que tanto de um lado como do outro do Atlântico, foram recentemente notórias as manifestações de apreço por duas destas iniciativas (lideradas pela UNICAMP, em Campinas, São Paulo, Brasil, e pela FEUP, no Porto, Portugal, com a colaboração do IST e no âmbito do ISC'2) proporcionou-se com alguma oportunidade a ocasião para se discutirem estas investigações.

O presente relato é o corolário dos apelos à comunidade geotécnica Portuguesa, feitos a partir dos dois fóruns que congregam os profissionais de geotecnia (e, por isso, de fundações): o Grupo de Trabalho de Geotecnia (GTG) da Ordem dos Engenheiros (a que pertencem os Especialistas em Geotecnia da Associação Profissional dos Engenheiros Portugueses) e a própria SPG, na expressão dos seus sócios. Ao fazer o apelo directo a todos, o coordenador do relato, embora esteja ciente de que é tarefa impossível, procurou chegar a todos estes colegas e aos que com eles se relacionam (bem como às empresas da especialidade, a quem se deve muitas vezes a materializações destes ensaios. O resultado deste levantamento não é o mais desejável, mas foi o possível, tendo-se nele bases para um trabalho mais profundo no futuro.

2 – BREVE RESENHA HISTÓRICA E ENQUADRAMENTO DO RELATO

2.1 – Alguns olhares para uma história exígua

Os ensaios de carga em estacas foram tidos em Portugal, desde que esta técnica foi estabelecida na prática de engenharia de fundações, como meios de verificação de capacidade de carga (Resistência à Compressão). Disso é exemplo o ensaio da estaca-pilar (ver Figura 1) no Pavilhão das

Oficinas e Laboratório da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), nos anos 30 do século 20, e referido por Lousada Soares (1992).



Fig. 1 – Ensaio de estaca-pilar no Pavilhão das Oficinas e Laboratório da FEUP, Anos 30 (Lousada Soares, 1992).

Magro e Veloso (1987) apresentam o primeiro documento do conhecimento do autor, em publicações nacionais de cariz técnico, sobre critérios de avaliação da capacidade de carga de estacas, com base na previsão do andamento das curvas de carregamento em ensaios sob protótipos. Neste trabalho pioneiro, os autores – experientes projectistas da então líder empresa de fundações em Portugal, a Teixeira Duarte, SA –, divulgam a teoria de Cambefort sobre o comportamento de estacas em terreno homogéneo, procurando generalizá-la a solos heterogéneos, e estabelecem os critérios para definição das carga de fluência a partir de pontos característicos das curvas de carregamento. Em corolário, os autores analisam a partir de alguns casos práticos da bibliografia e outros de obras da sua responsabilidade (ou acompanhadas) os parâmetros de correlação entre as características geotécnicas dos terrenos, deduzidas de ensaios *in situ*, e condicionadas pela tecnologia de execução da estaca, com os parâmetros de transferência de carga, tanto no fuste como na ponta. Destes enfatizam as propostas, já à data com boa fundamentação no documento regulamentar francês - DTU 13.2 “Fondations Profondes” –, decorrentes dos trabalhos desenvolvidos no LCPC pela equipa liderada por Bustamante (Bustamante e Gianceselli, 1981, 1983; Hurtado, 1984).

Estes trabalhos, iniciados em França na década de 60, quer pela importância atribuída à carga de fluência e consequente normalização dos ensaios de carregamento, quer pela previsão dos assentamentos através de métodos puramente elásticos ou de métodos numéricos baseados na teoria pressiométrica, provaram que nem os métodos elásticos explicam porque razão é que as curvas carga-assentamento apresentam as formas que se conhecem (com clara curvatura e com pontos singulares de inflexão), nem as teorias clássicas de cálculo à rotura (que admitem que a carga limite de uma fundação profunda é a soma dos termos de ponta e de atrito lateral, determinados separadamente em função do ângulo de atrito e da coesão, e com pressupostos de mecanismos de rotura na

base da fundação pouco realistas e de atrito lateral supondo impulsos referenciados aos estados limites dos solos), reproduzem convenientemente o comportamento das estacas, sendo comprovadamente muito dependentes da execução e dos materiais de interface. Em acréscimo, os autores salientam que os factores de transferência foram determinados experimentalmente através de ensaios em estacas ou penetómetros de pequeno diâmetro, o que põe em causa a sua consideração nas estacas correntes – já então de diâmetros bastante superiores e hoje ainda mais.

Uma outra, e importante, questão levantada por Magro e Veloso (1987) é a de que estas teorias subentendem que as resistências de ponta e de atrito lateral se desenvolvem simultaneamente durante o assentamento da fundação, o que se afasta da realidade, dependendo muito das características relativas de rigidez e resistência dos materiais da estaca e do maciço envolvente (e neste, na base e fuste). Em estacas compressíveis, o assentamento à cabeça é muito maior que na ponta, mobilizando-se o atrito lateral na parte superior muito mais cedo que na parte inferior, podendo não se dar transferência de carga à ponta. Por tudo isto, apareceram então regras, como por exemplo limitar os assentamentos para a carga de serviço a uma polegada. Pela dificuldade em calcular o assentamento da fundação, passou-se a recorrer a ensaios de carga, embora com as dificuldades inerentes ao preço e à interpretação.

Só na década de 60 foram efectuados os primeiros cálculos de assentamento de estacas em elasticidade linear, integrando as equações de Mindlin, conduzindo a soluções paramétricas adimensionais como as de Poulos e Davis (1980), conduzindo a uma recta no gráfico de carregamento, não explicando as formas não lineares das curvas de ensaio.

2.1.1 – Da teoria ao semi-empirismo

Cambefort (1964) revolucionou o estado dos conhecimentos ao admitir que a rotura em atrito lateral se dá por deslizamento relativo do solo e da estaca e não, como supunham algumas teorias, e continuaram a assumir, por plastificação de volumes inteiros de solo até à superfície.

A originalidade desta teoria reside no facto de partir directamente de leis de comportamento deduzidas de observações experimentais sobre estacas reais, não pressupondo à priori qualquer lei constitutiva do solo, ainda que a considere sob certos aspectos (Magro e Veloso, 1987). No início do carregamento há adesão entre o fuste da estaca e o solo envolvente, isto é, o assentamento do solo no contacto imediato com a estaca é igual ao assentamento desta e a tensão tangencial de atrito varia linearmente com o assentamento. A partir de uma certa carga, a deformação do solo à superfície atinge um valor máximo ou característico, sendo que, para cargas crescentes à cabeça, a estaca afunda-se mais rapidamente que o solo, dando-se o deslize entre este e o fuste. O assentamento do solo propaga-se em profundidade, mantendo-se a adesão abaixo da zona afectada pelo deslize.

A lei de atrito limite máximo, correspondente ao assentamento característico ($F_{max} = A + B y_1$), facilita o estudo das fundações profundas em solos estratificados (Cambefort, 1964), leva Baguelin e Venon (1971) a desenvolverem a teoria, distinguindo o comportamento de estacas curtas e longas, consoante a ponta reage ou não antes do atrito saturar à cabeça, e precisando as fases das respectivas curvas de carregamento. Estas fases estão associadas a esquemas muito simples de desenvolvimento do atrito lateral, da sua saturação em algumas zonas e simultaneidade ou não da mobilização da reacção de ponta. Os pontos característicos que definem as várias fases de comportamento de estacas curtas e longas estão representadas na Figura 2.

A curva de carregamento de uma estaca curta pode ser apresentada em duas fases praticamente lineares, uma durante o desenvolvimento do atrito lateral até saturar à cabeça, com mobilização parcial da reacção de ponta (fase 2-3), outra após a saturação do atrito em toda a altura da fundação (fase limite além do ponto 4).

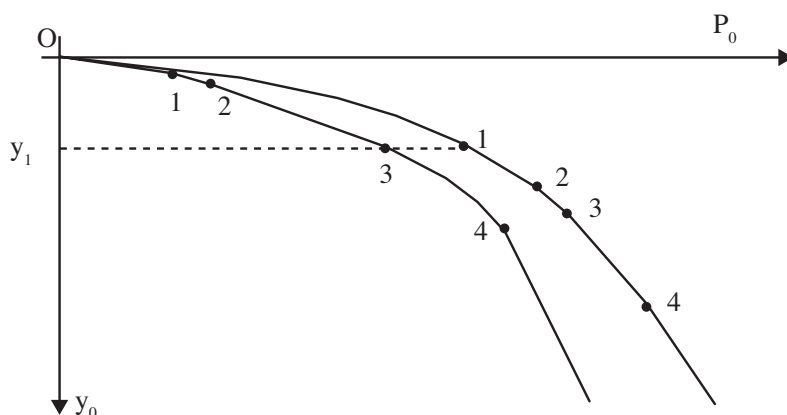


Fig. 2 – Pontos característicos de curvas de ensaio de carga verticais em estacas – interpretação de Cambeport (Bageulin e Venon, 1971, e Magro e Veloso, 1987).

O atrito mantém-se então constante e só a ponta continua a reagir segundo uma lei linear até ao seu punçoamento. A curva da estaca longa pode, por sua vez, ser modelada numa só fase linear, antes do punçoamento da ponta (fase limite além do ponto 4). Estas fases lineares facilitam a interpretação dos ensaios de carga e a determinação dos parâmetros de interacção, em especial no caso de estacas curtas. Daqui se vê a importância dos ensaios de carga e como a sua interpretação (mesmo sem extensometria interna) permite aferir os cálculos.

É importante salientar que os parâmetros relativos ao atrito lateral são independentes da profundidade e que a mobilização dos esforços a um dado nível só depende de uma variável: o assentamento absoluto a esse nível. Isto significa que os fenómenos de mobilização do atrito lateral ou da resistência de ponta são fenómenos locais e o que se passa à cabeça ou próximo da ponta não afecta o que se passa a meio da estaca.

Assim, e como os autores sugerem enfaticamente, os parâmetros de interacção podem ser determinados utilizando uma estaca piloto de pequeno diâmetro, dispensando os ensaios de carga clássicos, muito dispendiosos quando as estacas são de grande diâmetro. Haverá, no entanto, que definir a esbelteza da estaca piloto e o seu processo de carregamento, com base numa estimativa prévia daqueles parâmetros, de modo a poder medir a sua resistência de ponta, pois se a esbelteza for muito grande corre-se o risco de aquela não ser mobilizada (Magro e Veloso, 1987).

Só em terrenos de muito boa qualidade, onde raramente se justifica a execução de estacas, ou em condições em que o encastramento da base se faz muito deficientemente, é que a ponta de uma estaca dimensionalmente “curta” pode não reagir antes de o atrito saturar à cabeça e então a estaca comporta-se como longa. É natural, portanto, que quase todas as estacas de prática corrente não tenham comportamento puro de estacas longas, ou seja, em que a propagação do atrito máximo até à ponta se traduz no aumento da curvatura do gráfico de carregamento e a partir daí a reacção de ponta continua a aumentar, mantendo-se constante o atrito lateral. A carga última da estaca, tida por critérios de admissibilidade de deformação, pode ser atingida antes de se verificar a rotura global (por punçoamento, por hipótese) da base.

Ora, é precisamente por estas condições de controlo relativamente complexo da transferência de carga em fuste e ponta – mesmo numericamente – que as teorias simplificadas, como a percur-

sora de Cambefort, que têm em conta esse mecanismo, se adaptam bem à realidade, permitindo a um geotécnico experiente interpretar com relativa facilidade uma curva real de ensaio, mesmo homogeneizado um solo naturalmente heterogéneo, justapondo-lhe, após algumas tentativas, uma curva teórica derivada a partir de 5 parâmetros de interacção (Cambefort, 1964, Massad, 1992 e 2002; Massad e Lazo, 1998).



Fig. 3 – Ilustração dos ensaios de estacas nas instalações da Quimigal (T. Duarte, 1981).

Magro e Veloso (1997) provam-nos com alguns exemplos de análise, sejam de campos experimentais de referência internacional - como são os casos de Rubaix (Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 119 Mai-Juin 1982), da SETRA ("Essai statique de fondations profondes – Project et mode opératoire" MS.IS-6, LCPC, Maio 1970), de uma Microestaca em Libourne (Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 128 Nov.-Déc. 1983) e de uma coluna de brita em Chamnord (Revue Française de Géotechnique, nº5, Nov. 1978) – e, muito substancialmente (à luz do presente relato) de campos experimentais nacionais coordenados pela equipa da Teixeira Duarte: ensaio em Luanda (Relatório do Laboratório de Engenharia de Angola, nº 14.212, Out. 1972); ensaio nas instalações da Quimigal, EP, em Lisboa, Figura 3, (Relatório T. Duarte, Lda. Nº 2762, Abril 1981) e ensaio da Ponte Ferroviária sobre o Rio Douro (Relatório Ferdouro nº 02.40.02, Abril 1985).

Na análise que fazem, os autores citados propõem a avaliação da “capacidade de suporte”, com base na previsão da curva de assentamento derivada dos parâmetros de interacção de Cambefort, concluindo que a carga de fluência é uma característica estável, independente dos patamares de carga. Esta, definida como sendo a carga a partir da qual as velocidades de deformação aumentam muito rapidamente (e correspondente aproxima-damente à mudança acentuada de inclinação da curva carga-assentamento), assumindo a importância pelo facto de que, para toda a carga que lhe é inferior, as deformações evoluirão muito pouco em função do tempo. Apontam para assentamentos à cabeça, correspondentes à carga nominal, pequenos e geralmente compreendidos entre 0,2 e 2% do diâmetro da estaca. Perante a dispersão dos assentamentos verificados em estacas idênticas e igualmente carregadas, os mesmos autores apontam para a afectação da carga de fluência de um coeficiente de segurança compreendido entre 1,2 e 1,6, mas geralmente igual a 1,4, obtendo-se, assim, carga nominal. É interessante referir que as mais recentes metodologias dos códigos france-

ses (Bustamante e Frank, 1999), definem a carga admissível em estado limite de utilização, seguindo o mesmo princípio.

O autor deste relato enfatizou esta referência ao trabalho relativamente precursor (Magro e Veloso, 1987), pela enfática importância que então se dava aos ensaios de carga, e sua metodológica interpretação, que à data da sua publicação apresentava-se como indiciador de um futuro diferente na prática do dimensionamento de fundações indirectas em Portugal, como se viria a verificar e como decorre dos casos a seguir apresentados.

2.2 – Porquê um relato sobre campos experimentais

Ao idealizar-se um documento destes, as comissões Portuguesa e Brasileira pretenderam lançar as bases de uma sessão pública que visasse debater sobre a relevância deste assunto no projecto de fundações – recentemente bem expresso no código europeu –, e, também, procurasse apresentar os resultados dos trabalhos que haviam sido realizados com algum cariz “científico” (não só académico!), que de alguma forma fornecessem informação útil para o projecto de estacas em cada um dos nossos países. Os documentos assim gerados, constituir-se-iam em bases de trabalho para os colegas que se debatem com projectos muitas vezes pouco suportados por experiências regionais, e que teriam aí algumas bases de dados úteis para a sua prática de cálculo e controlo.

O formato de enquadramento dos “campos experimentais elegíveis” pode-se resumir assim:

- i) possuir investigação geotécnica credível e cuidada da área, com ensaios de campo e(ou) de laboratório de boa qualidade, com resultados disponíveis para consulta (ainda que sob autorização dos “proprietários”);
- ii) terem sido realizados no local ensaios de carga em, pelo menos, um tipo de fundação, com resultados já publicados;
- iii) ter um ou mais investigador sénior envolvido (ainda que como consultor), com experiência em fundações;
- iv) ter referência bibliográfica própria, através de publicação em, pelo menos, um artigo da área geotécnica, com referência a esse Campo Experimental (ou submetido nos casos mais recentes);
- v) ter reconhecimento consensual no meio geotécnico de que se pode considerar um Campo Experimental, como contributo de aprofundamento de conhecimentos na perspectiva do projecto de fundações profundas.

Assim, para que o Campo Experimental fosse considerado neste relato, devia estar consolidado, não deixando, porém, de olhar para algumas investigações práticas mais ou menos recentes, em obras particulares, que poderiam ser tratadas no texto em um item específico, desde que recolhidas informações interessantes.

O relato Português, subdividiu-se em duas partes: uma orientada pelo coordenador, especificamente sobre carregamentos verticais, e outra sobre carregamentos horizontais, da responsabilidade do Prof. Jaime Santos do IST-UTL, e que procede este texto.

Para que esta iniciativa fosse frutuosa, solicitou-se a todos os Colegas da SPG e Especialização em Geotecnia da Ordem dos Engenheiros que ajudassem à identificação destes estudos. O resultado deste apelo é o que se apresenta no que segue, e pode ser visto como fruto de uma realidade nacional.

3 – DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS CARREGADAS VERTICALMENTE COM BASE EM ENSAIOS

3.1 – Bases das metodologias de cálculo

Têm sido duas as vias principais de dimensionamento de estacas: (a) dedução de parâmetros fundamentais dos solos (resistência, τ_{fb} , e rigidez, G) através de ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas ou de correlações com ensaios *in situ*, para posterior uso das fórmulas estáticas clássicas de equilíbrio vertical (com recorrentes erros na derivação de parâmetros mecânicos dos solos que servem de *input* a estas formulações, que, por sua vez, recorrem a mecanismos idealizados de rotura, mas pouco realistas); ou, (b) correlacionar directamente a resistência lateral (fuste) e de ponta (base) com parâmetros obtidos directamente dos ensaios *in situ*, como sejam N_{SPT} , p_L (PMT) ou q_c (CPT). Estes últimos são validados por ensaios realizados sobre estacas em verdadeira grandeza.

Uma ou outra via enferma sempre e inevitavelmente de uma incerteza: a de que os resultados dos ensaios *in situ* são realizados sobre o solo na sua condição natural indeformada e, assim, poderão não reflectir o seu estado alterado – particularmente em redor da estaca por via da instalação. Este problema é particularmente relevante em estacas cravadas, mas também (e erradamente escamoteado) nas moldadas (escavadas) clássicas, e de trado, pois as condições de execução são manifestamente irreprodutíveis. Por essa razão, todos os métodos de previsão ou de cálculo são muito discutíveis e devem ter por base ensaios de carga.

Nas últimas duas décadas, alguns grupos internacionais de investigadores desenvolveram exercícios de estimativa de comportamentos de estacas carregadas verticalmente em condições controladas, aplicando análises metodológicas (ou seja, usando diversos métodos de cálculo e resultados de diferentes ensaios que as baseassem), tanto *à posteriori* ou *à priori* (verdadeiramente os mais interessantes, por se apresentarem isentos de manipulação paramétrica) dos próprios “ensaios” e, assim, procurarem identificar a melhor ou menos ajustada adaptabilidade dos mesmo aos casos testados. Das análises comparativas e da dispersão de resultados já se vai tendo muitas provas, sendo tal ilustrado por exemplo no trabalho apresentado por Briaud e Tucker (1988), expresso na Figura 4, em que se apresenta uma análise comparativa de um grande número de previsões, versus o valor observado da capacidade de carga de 98 ensaios de estacas.

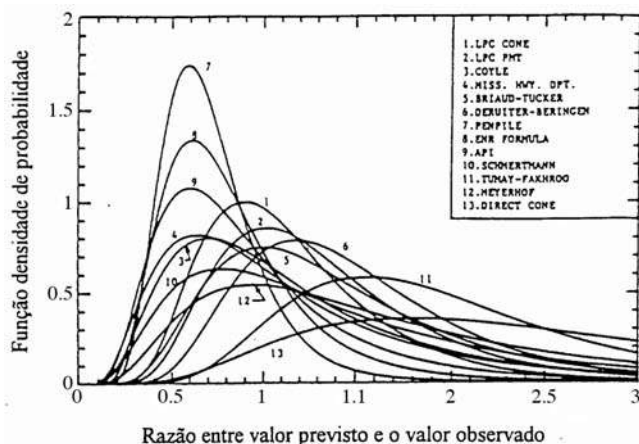


Fig. 4 – Distribuição probabilística para 13 métodos de previsão da capacidade de carga de estacas baseada em 98 ensaios de estacas (Briaud e Tucker, 1988).

Como se vê, a falta de fiabilidade dos métodos de dimensionamento baseados no cálculo e utilizando pressupostos de distribuição de tensões muitas vezes de cariz semi-empírico, traduz-se em variações preocupantes entre resultados de diversos métodos de previsão.

Entre muitos outros exercícios, a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, em conjunto com o Instituto Superior Técnico, e apoio da SPG e de quatro empresas Portuguesas da Geotecnia e Fundações, lançou – aproveitando o impacto internacional da 2ª Conferência Internacional de Caracterização In Situ, ISC'2 (www.fe.up.pt/isc-2), organizado no Porto em Setembro de 2004 - um campo experimental (CEFEUP) para desenvolvimento de um estudo do comportamento de estacas executadas em solo residual saprolítico de granito, e onde se realizaram ensaios de carga verticais e horizontais. Estas estacas cuidadosamente instrumentadas, foram executadas nas mesmas condições da prática corrente nacional, nomeadamente por moldagem in situ com recurso a tubo moldador (recuperado), com trado oco contínuo (com injeção de betão pelo seu interior) e por cravação dinâmica. Esta montagem dos protótipos em verdadeira grandeza foram precedidas da realização de um conjunto significativo de ensaios *in situ* e de laboratório para a caracterização deste tipo de maciço de solo residual.

Os resultados deste exercício são surpreendentes e serão discutidos adiante neste texto, mas, à semelhança dos ilustrados na Figura 4, mostra-se no que segue (a Figura 5 é um exemplo deste resultado) a impressionante dispersão de resultados de previsões providas de um significativo universo de especialistas (33), com alcance internacional e que, por isso, incorre em significativa representatividade da realidade do dimensionamento destas estruturas.

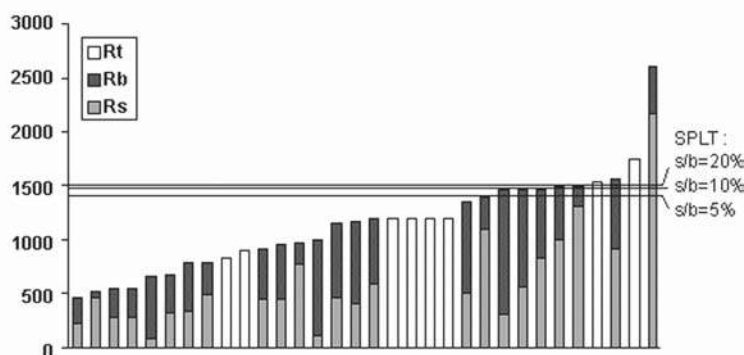


Fig. 5 – Resistência última para a estaca cravada dinamicamente (CEFEUP): valores previstos (PPE) e gama de valores em relação a uma referência de assentamento relativo de 10% (Santos et al., 2005).

3.2 – Dimensionamento de estacas (antes e depois do EC7 - CEN-prEN 1997-1, versão portuguesa traduzida em 1994, versão final, em inglês, de 2004)

Os métodos de dimensionamento de estacas são, nos termos do código europeu (Eurocódigo 7, ou, vulgo, EC7 – a partir daqui assim designado), baseados em: (i) modelos de cálculo; (ii) medi- das prescritivas; (iii) ensaios de carga e ensaios de modelos, via-a-vis, em centrífugador ou em protótipos de dimensão não inferior a determinados limites; (iv) método observacional.

A prática corrente em Portugal até ao advento dos Eurocódigos, posicionava-se claramente no item (i), já que as estacas eram dimensionadas estruturalmente para determinadas cargas de serviço e geotecnica- mente assumidos determinados coeficientes de segurança globais, em relação a roturas estimadas, na grande maioria dos casos por mecanismos ideais de plastificação dos terrenos, tanto em volta do fuste como na ponta ou base.

Com o aparecimento destes códigos, não só se introduziram critérios limites associados a deslocamentos máximos admissíveis – tanto de combinações últimas como de serviço, mas também (e por isso) se explicaram as limitações dos modelos e a necessidade de se verificarem por ensaios as respostas tensão-deformação destas fundações.

De facto, como foi exaustivamente debatido por vários engenheiros projectistas e académicos envolvidos em cálculos comparados entre a prática tradicional e a aplicação dos conceitos dos novos códigos (ver Seminário “Eurocódigo 7, Projecto Geotécnico”, comemorativo dos 25 Anos da SPG, realizado no LNEC em 1997), as diferenças nas estruturas projectadas podem não ser significativas – o que, aliás, seria expectável, dada a tentativa de conjugar os bons resultados daquela prática com os novos conceitos, mas podem não estar associados ao mesmo tipo de segurança. Assim, como o prova para um caso concreto, Xavier (1997), os valores aparentemente satisfatórios das cargas admissíveis pela aplicação pura e simples dos coeficientes de segurança globais (ainda que separadas as parcelas de ponta e lateral) não são, só por si, garantia da segurança pretendida, em particular, no que respeita aos deslocamentos admissíveis. De facto, a carga limite aceitável de referência deve ser definida em função de um deslocamento (seja por via do absoluto, seja por via de um relativo), que está associado a uma percentagem de carga de rotura que é geralmente dependente do próprio diâmetro da estaca.

Esta questão torna-se pertinente para estacas de grande diâmetro – cada vez mais correntes – e maciços com estratos menos competentes até grandes profundidades e só pode ser aferido num ensaio de carga.

Os métodos de cálculo convencionais – designados muitas vezes de pseudo-teóricos por pressuporem determinados mecanismos de rotura matematicamente modeláveis – são afectados pela grande dificuldade em derivar parâmetros de resistência ajustados a cada uma e a todas unidades geotécnicas (muitas vezes não há resultados de ensaios que as forneçam directamente e as correlações empíricas não estão validadas localmente) e pressupõem em muitos casos, mecanismos totalmente desajustados às condições de fundação em apreço, sendo factor determinante a falta de enquadramento do processo construtivo (tanto dos materiais usados como dos equipamentos e processos de execução). Por isso, a transposição destas “técnicas” para a realidade tem demonstrado uma grande falibilidade e perigosa posição determinística.

Outros métodos que usam directamente resultados de ensaios de investigação de campo (“*in situ*”) na avaliação das componentes de resistência lateral e de ponta, quando bem fundamentadas, têm-se revelado promissores. Estes métodos, porém, têm que ser validados e alargados a realidades regionais ou locais, tanto na vertente geológico-geotécnica (os grupos aparentemente afins das classificações unificadas, denotam comportamentos mecânicos suficientemente particulares, o que obriga a que sejam estimados regionalmente), como muito importante vertente da execução (equipamentos, processo ou procedimento de construção e materiais usados, tanto no decurso do trabalho de execução como no definitivo).

3.3 – Razões para a realização dos ensaios em estacas

3.3.1 – Modelos físicos

Os modelos físicos desempenham um papel fundamental no desenvolvimento do conhecimento geotécnico. De facto, toda a experimentação baseia-se num modelo físico que procura fundamentar uma teoria, constituindo a parte observacional de um ciclo de reflexão que tem três vértices: previsão e acção; observação e percepção; reflexão (Muir Wood, 2004).

O modelo físico é desenvolvido para validar hipóteses teóricas ou empíricas de que é exemplo perfeito a obra geotécnica. De facto, o dimensionamento pressupõe determinados mecanismos e premissas paramétricas que podem ser avaliados em maior ou menor grau de confiança, consoante a possibilidade de acompanhamento das respostas do sistema geotécnico. Em última análise pode verificar-se se houve ou não rotura, mas, a um nível mais moderado, a verificação da resposta da instrumentação que não era expectável, é marca tangível de como o modelo físico tem implicações ideais na revisão dos modelos estabelecidos em projecto, através de reflexão sobre os resultados.

Os ensaios de laboratório e os ensaios *in situ* de cariz mais fundamental (como são os pressiómetros) pressupõe certos modelos de resposta, muitas vezes adquiridos e expressos nas metodologias de ensaios correntes, na sua interpretação ou na sua análise.

Um modelo físico bem idealizado ou dimensionado é, sem dúvida, um elemento muito importante no ciclo de modelação, já que um modelo teórico (mesmo que matematicamente muito “elegante”, como refere Muir Wood, 2004) pode sempre esconder a verdade. Como refere o autor, não se pode nunca provar que um modelo matemático é verdadeiro, mas tão só que o mesmo não foi posto em causa, por prova de falsidade convenientemente formulada.

Quando há uma “entropia” entre a teoria e a análise (tida como a interpretação correcta dos resultados observados), pela razão de que os pressupostos são demasiados rebuscados e pouco claros, ou de que o comportamento envolve mecanismos de interacção, muito complexos, ou de que as simulações numéricas não integram alguns aspectos relevantes da investigação (ainda em curso), os modelos físicos podem, no caso da geotecnia, ser essenciais.

Usar materiais iguais e passar por sérias e difíceis relações de escalas, permitindo pequenos ajustes à dimensão real pelo modelo ou protótipo, que permita uma fácil e bem fundamentada extrapolação para estruturas maiores, não tem em conta outras questões importantes, como a variabilidade dos terrenos (tanto ao nível macro-estrutural e de fábrica, como micro e macro-estrutural). Tudo isto impõe a opção, a tempos, por ensaios a verdadeira grandeza (Muir Wood, 2004).

As fundações por estacas são um exemplo acabado disto, não só por atravessarem horizontes diversos e os maciços estarem, eles mesmos, condicionados pela sua estrutura, fábrica e estado de tensão, mas também porque a inclusão da unidade estrutural deste tipo, seja em que material for e qualquer que seja o processo adoptado, tem influência nas condições de estado, decorrendo daí uma multidiversidade de características de interface que não podem ser reproduzidas em modelos reduzidos, tanto em laboratório como em campo.

O conhecimento do comportamento de estacas está a melhorar, mas há uma clara noção de que os modelos teóricos que suportam a iteração estaca – maciço (terroso ou rochoso) estão longe de serem confiáveis. Muitas das incertezas são resultado dos processos de instalação (moldagem ou cravação, com entubamento ou com injeção), pelo que só na situação real das estacas executadas, e assim testadas, se pode chegar a formulações fiáveis. Este é, aliás, o mote das considerações do EC 7 que abaixo serão feitas. A vantagem de modelar em verdadeira grandeza advém do facto de se trabalhar em condições reais dos maciços, dos solos e rochas, dos níveis de tensão, da história de tensões (prévia e posterior ao processo de instalação, logo após e a longo termo).

3.3.2 – O EC7 e dimensionamento de estacas com base em ensaios sobre protótipos

Nos termos do Eurocódigo 7 (na versão mais recente, aprovada em 2004 – prEN 1997-1:2004), o dimensionamento de estacas, cujo objectivo não é o de minimização de assentamentos (como são

os ensaios estacados), deve ser feito em cumprimento da segurança em relação a onze condições de estados limite, dos quais as duas seguintes são dominantes e interessam identificar para a matéria que se discute neste relato:

- rotura por insuficiente capacidade de carga (designado aí por “Capacidade Resistente – Última - à Compressão) da estaca;
- assentamento excessivo (inadmissível à luz da segurança da própria estrutura). Este último comumente negligenciado nas metodologias de cálculo, mas está implicitamente integrado nos coeficientes de segurança que na prática estabeleceram. Voltaremos a esta questão adiante.

As abordagens possíveis para o dimensionamento deverão ser faseadas em:

- resultados de ensaios de carga estáticos, que tenham demonstrado, por cálculo ou outra via, que são consistentes com outra experiência relevante;
- métodos de cálculo analíticos ou empíricos cuja validade foi demonstrada por ensaios de carga estáticos em situações comparáveis;
- resultados de ensaios de carga dinâmicos, cuja validade foi demonstrada por ensaios de carga estáticos em situações comparáveis;
- comportamento observado de fundações em estacaria comparáveis, desde que esta aproximação seja suportada pelos resultados de campanhas de prospecção e caracterização, incluindo ensaios *in situ*.

Os valores dos parâmetros de cálculo deverão seguir os princípios de escolha de característicos ou representativos – nos termos gerais do código – devendo ser, no entanto, tidos em consideração os resultados de ensaios de carga.

3.4 – Condições de realização dos ensaios

Os procedimentos identificados no EC7 para a condução dos ensaios são referenciados aos documentos ISSMFE (1985) e ASTM D1143-81 (1994). Aqui se desenvolvem os termos, tanto ao nível dos equipamentos e sistemas, como do processo e tipo de análise.

Os ensaios de carga devem ser conduzidos em estacas executadas para esse fim exclusivo, antes do dimensionamento estar concluído, ou em estacas definitivas, que fazem parte do sistema de fundações.

O número de estacas ensaiadas para verificar o projecto deverá ser estabelecido tendo em conta a variabilidade dos terrenos de fundação (em planta), as experiências devidamente documentadas do comportamento do mesmo tipo de estacas em situações semelhantes e ainda do número total de estacas e dos seus tipos na fundação a dimensionar.

A carga máxima a atingir nos ensaios depende do tipo de estacas ensaiadas. Se as estacas são experimentais, deve-se levar a carga até à rotura (definição discutível). Se, pelo contrário, as estacas forem de serviço, o EC7 estabelece que a carga deverá atingir, pelo menos, a carga de serviço (correntemente conduz-se o ensaio em dois ciclos, o primeiro até à carga prevista de serviço e o segundo até cerca de uma vez e meia aquela - a menos que haja condicionalismos de fissuração do betão que o limitem ao primeiro valor, sendo esta ressalva importante se se pensar em ensaios de carga transversais).

Salienta-se que a todos os níveis os ensaios de carga são a base de dimensionamento, o que marca indiscutivelmente uma mudança de atitude perante estas estruturas geotécnicas.

Também se salienta que os ensaios em estacas materializados para esse fim terão que ser realizados antes da conclusão do projecto, o que é manifestamente entrópico, como se vem constatando na prática dos empreendimentos (mesmo públicos) realizados nos últimos anos em Portugal. A alternativa de executar em estacas definitivas é ainda menos desejada, pelas implicações que tal tem na gestão das empreitadas, geralmente com prazos curtos e onde – atendendo à grande capacidade dos empreiteiros da especialidade em ter grandes rendimentos na execução de estacas, mesmo de grandes diâmetros e comprimentos e executadas em condições adversas (mesmo em água) – o que vem inviabilizando o cumprimento deste princípios, ainda não normativos (mas por tempo limitado!).

Percebe-se, assim, a importância que tem a avaliação do estado-de-arte sobre as campanhas que, com o cariz que acima foi identificado, permitam contribuir – através da identificação do âmbito e condições da sua realização, e mais ainda, dos resultados que possam ser partilhados (e tal devia ser a postura de todas as entidades envolvidas, e em particular, dos Donos-de-Obra públicos) – para a “validação de métodos de cálculo analíticos ou empíricos com a demonstração única através de ensaios de carga estáticos em situações comparáveis (!)”.

Quando os ensaios de carga não podem ser realizados por dificuldades de modelação das condições de carga (por ex: cargas cíclicas), têm que ser usados valores de cálculo muito cuidadosos. Os ensaios de carga devem ser, nos termos explicitados pelo EC7, no perfil de solos avaliado como o mais desfavorável, não sendo este avaliável, deve-se ser muito prudente na avaliação do valor característico da resistência à compressão.

Para bem fundamentar os ensaios tem que se conhecer previamente as condições dos maciços de fundação na extensão do empreendimento, a categoria geotécnica da estrutura, eventuais registos do comportamento de estacas do mesmo tipo e construídas em maciços equivalentes e o número e tipo de estacas previstos para o empreendimento.

A propósito do indispensável bom conhecimento do maciço em jogo, refere o EC7 que a profundidade das sondagens e dos ensaios “in situ” deve ser tal que permita conhecer com segurança a natureza do maciço envolvente e abaixo da estaca.

Assim, os terrenos de fundação devem ser exaustivamente caracterizados, por meio de ensaios *in situ* bem adaptados ao tipo de fundação e da acção em causa, por exemplo, os CPT para carregamentos eminentemente verticais e os pressiómetros para os transversais. Note-se que a determinação da natureza do terreno deve envolver todos os estratos que se prevê contribuir em significativamente para o comportamento em termos de deformação, sendo que a profundidade dessa inspecção deve atingir pelo menos 5 diâmetros da estaca sob a sua ponta, excepto nos casos em que se encontre rocha sã ou solos muito rijos a menor profundidade.

Uma condição a cumprir “irrepreensivelmente” é de que as estacas ensaiadas devem ser instaladas de forma idêntica à das estacas que irão formar a fundação.

Quando não for possível, por qualquer razão (entre as quais sobressai a dificuldade ou o preço da execução de uma estrutura de carga de grande porte), executar estacas com o mesmo diâmetro que a projectada, haverá que observar algumas regras: (i) a relação entre os diâmetros das estacas experimentais e das definitivas não deve ser inferior a 0,5; (ii) as estacas têm que ser construídas com o mesmo processo; e, (iii) as estacas experimentais devem ser instrumentadas de forma a que,

a partir das medições, se possa determinar separadamente as resistências de ponta e lateral. Este último aspecto potencia de sobremaneira a interpretação dos resultados de um ensaio de estaca e permite identificar com rigor o peso de cada uma das parcelas de resistência e de deformabilidade nestas estruturas geotécnicas e cuja definição é a base de dimensionamento das mesmas.

3.5 – Dimensionamento em estado limite e garantia de definição de resistência a partir de ensaios

Segundo a primeira versão do Eurocódigo 7 de 1994, para obtenção do valor característico da capacidade resistente última, R_{ck} , a partir do resultado dos ensaios de carga, R_{cm} , contemplando possíveis variações do terreno de fundação e efeitos do método construtivo, deverá ser considerada a seguinte expressão:

$$R_{cd} = R_{cm} / \xi$$

em que ξ depende do número de ensaios efectuados (ver abaixo), sendo claro que os coeficientes de minoração das cargas medidas baixam com aquele número de ensaios e com a consideração do valor mínimo obtido.

Número de ensaios de carga	1	2	>2
a) Coeficiente ξ aplicável ao valor médio de R_{cm}	[1,5]	[1,35]	[1,3]
b) Coeficiente ξ aplicável ao valor mínimo de R_{cm}	[1,5]	[1,25]	[1,1]

A nova versão (aprovada em 2004 – ver acima) vai mais longe, reconhecendo que para estacas em compressão é muitas vezes difícil definir o estado limite último no ponto de maior curvatura, pelo que o próprio EC7 explicita que nos casos em que não se conheça, deve-se tomar como limite o valor da carga para um assentamento de 10% do diâmetro da estaca. O valor característico da resistência à compressão da estaca é agora derivada por:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{média}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{mínimo}}{\xi_2} \right\}$$

sendo ξ_1 e ξ_2 factores relacionados também com o número de ensaios estáticos, n , realizados:

ξ para n	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Para que se avalie em bom rigor e se tire o máximo proveito do ensaio, as estacas de ensaio devem ser instrumentadas de tal forma que a resistência de base e do fuste possam ser derivadas independentemente, por isso se aconselha a utilização de instrumentação que a viabilize.

Quando se deriva o valor da resistência última à compressão característica ($R_{c,k}$) a partir dos valores medidos ($R_{c,m}$), num ou mais ensaio(s) de carga estático(s), deve-se considerar a variabilidade do terreno e do efeito do procedimento da instalação da estaca. Tal é considerado no código por via de coeficientes de correlação (ξ_1 e ξ_2) que são função do número de estacas ensaiadas e da consideração do valor médio ou mínimo dos resultados desses ensaios. De toda a forma, supõe-se que estes ensaios se referenciam a um perfil que integre todas e cada uma das unidades geológico-

geotécnicas que são envolvidas no projecto, pois só assim são representativas, e que as estacas do ensaio se construam de forma semelhante.

Ora esta condição não é fácil de se conseguir em muitos casos, pelo que se percebe ser indispensável a obtenção de um esquema correlacional entre resultados de ensaios “*in situ*” e as resistências unitárias (lateral e de ponta) para as unidades em apreço e para metodologias de execução das estacas representativas.

Apresentando os “métodos de avaliação das resistências à compressão de estacas a partir de ensaios “*in situ*” como tendo sido estabelecidas “a partir de ensaios de carga de estacas e de experiência comparada”, o código pressupõe que o trabalho de correlação foi feito para ambientes geotécnicos específicos (em particular, regionais) e para tipos de estacas particulares (vistas como métodos de execução, materiais, dimensões, etc.). Note-se que também aqui se impõe que se tenha introduzido coeficientes de correlação (ξ_3 e ξ_4), que não são mais do que coeficientes de minoração para ter em conta a incerteza de medições limitadas (o primeiro, aplicado ao valor médio obtido em horizontes e estacas de determinado tipo, e o segundo, ao valor mínimo).

O código é bem explícito na avaliação da validade dos modelos baseados nestas correlações com ensaios “*in situ*” alertando para a representatividade do:

- tipo de solo (rocha), granulometria, mineralogia, angularidade (forma das partículas) compactidade e consistência (OCR) e compactidade, compressibilidade e permeabilidade;
- método de instalação da estaca, incluindo o processo de escavação (moldagem) e cravação;
- comprimento, diâmetro, material e forma do fuste e da base da estaca (ex: alargada ou não);
- procedimentos e interpretação do(s) ensaio(s) *in situ* que é base da correlação.

Assim mesmo, os valores característicos de toda e qualquer resistência específica lateral e de ponta, que venha a computar o integral (um somatório) que computará o valor último da carga de compressão da estaca será derivada de um expressão semelhante à anterior:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{média}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,m})_{mínimo}}{\xi_4} \right\}$$

sendo, também neste caso, os valores ξ_3 e ξ_4 estabelecidos pelos documentos nacionais de aplicação (DNA) do EC7, sendo recomendados os expressos no quadro seguinte (EC7 - CEN-prEN 1997-1):

ξ para n	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

sendo n o número de perfis onde foram realizados ensaios “*in situ*”. Ora, aqui está subentendida uma correcta indexação de perfis, exigindo um juízo bem fundamentado e rigoroso (e “honesto”) de como cada e qualquer desses perfis representam em cada uma das unidades litológicas em objecto, a mesma realidade geotécnica.

3.6 – Particularidade do dimensionamento a partir de ensaios dinâmicos

Nos documentos normativos actuais (como o Brasileiro - ABNT, 2005 - ou o Europeu: CEN-prEN 1997-1, 2004) admitem-se metodologias baseadas em ensaios dinâmicos – muito mais

expeditos e mais práticos - que utilizam fórmulas dinâmicas deduzidas de penetração para cada golpe no processo de cravação, ou ainda, em análises baseadas na equação de onda, desde que tenha sido conduzida uma adequada prospecção e caracterização geotécnica e que se tenham fundamentado correlações com ensaios de carga estáticos. Chama-se ainda a atenção para que, se forem usados mais do que um tipo de ensaios dinâmicos, os resultados devem ser sempre confrontados uns com os outros.

Como se postula no documento europeu, quando um ensaio dinâmico, com medição de deformação e aceleração versus tempo, é usado para avaliação da capacidade resistente de uma estaca para carregamento vertical, a validade do seu resultado - da sua interpretação analítica - tem que ser demonstrada por comparação com ensaios estáticos em estacas do mesmo tipo, com o mesmo comprimento, mesma secção transversal e mesmas condições geotécnicas dos maciços.

Quando se usa um ensaio dinâmico de impacto, sendo possível utilizar um processo de ajuste de sinais através do registo de curvas de ondas sísmicas, pode-se avaliar separadamente e com aproximação, a resistência lateral e de ponta da estaca, bem como a sua resposta carga-assentamento. Para que tal aconteça é preciso que a energia de impacto seja suficientemente alta para se permita uma interpretação apropriada da capacidade de carga que corresponda a um nível elevado de deformação.

O valor característico da resistência à compressão da estaca será derivada de forma semelhante à expressa acima para ensaios estáticos:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{média}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{mínimo}}{\xi_6} \right\}$$

em que ξ_5 e ξ_6 são factores de correlação relacionados também com o número de ensaios dinâmicos, n, realizados e expressos a seguir.

ξ para n	$\geq 2 (<)$	$\geq 5 (<)$	$\geq 10 (<)$	$\geq 15 (<)$	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

Notas:

- estes valores de ξ são válidos para ensaios dinâmicos de impacto;
- os valores de ξ devem ser multiplicados por um factor de modelo de 0,85 quando são usados ensaios de impacto com ajuste de sinal;
- os valores de ξ devem ser multiplicados por um factor de modelo de 1,10 quando são usadas fórmulas de cravação de estacas com medição de deslocamento de quasi-elástico da cabeça das estacas durante o impacto;
- os valores de ξ devem ser multiplicados por um factor de modelo de 1,20 quando são usadas fórmulas de cravação de estacas sem medição de deslocamento de quasi-elástico da cabeça das estacas durante o impacto;
- o número de ensaios dinâmicos, n, tem que reportar-se a estacas similares.

Em Portugal, esta prática vem tomando relevância crescente, sendo relatado no final deste texto o conjunto de aplicações que foi possível recolher para este fim. Espera num futuro próximo fazer-se uma síntese mais substancial desta abordagem.

4 – CASOS DE ESTUDO (OS CAMPOS EXPERIMENTAIS IDENTIFICADOS)

4.1 – O Campo Experimental da FEUP (ISC'2) e o International Prediction Event

O autor deste relato começa com este caso de estudo pela natural proximidade (sã promiscuidade!) e pela sua actualidade, não pretendendo com isso relevar a sua importância em relação aos outros, mas por ter bom conhecimento da sua estruturação, desenvolvimento e resultados até à data. Sentindo que se sequenciaram as tarefas necessárias a uma prática de investigação deste teor e que as mesmas foram acompanhadas (conduzidas) de forma cuidada por pessoas e entidades (instituições universitárias – FEUP e IST - e outras de investigação), ou – elemento muito importante – empresas de geotecnia e fundações com experiência neste domínio, considerou natural a sua precedente referência em relação aos outros mais antigos e, quiçá, mais relevantes no contexto dos empreendimentos geotécnicos nacionais.

No Porto, onde fica situado o Campo Experimental da FEUP (ISC'2), os solos residuais saprolíticos do granito são dominantes e têm sido objecto de inúmeras publicações por parte, entre outros, do grupo de Geotecnia da FEUP (Viana da Fonseca, 1996, 2003; Viana da Fonseca et al., 1994, 1997, 2006a, 2006b). Este tipo de solos, em alguns casos, atinge profundidades que podem rondar os 20 metros, sendo mais comuns profundidades entre 5 a 10 metros. O subsolo granítico do Porto caracteriza-se por perfis de grande e errática heterogeneidade, tendo o emprego de estacas em fundações sofrido uma marcante evolução nos últimos anos. Constituem as fundações de estruturas de médio e grande porte mais utilizadas actualmente. Este uso cada vez mais frequente de estacas deve-se em boa medida ao grande desenvolvimento dos meios e processos de execução, bem como ao desenvolvimento dos materiais empregues na sua realização. Desta forma, torna-se crucial o conhecimento do seu modo de funcionamento e dos parâmetros de cálculo usados no seu dimensionamento (Santos et al., 2005 e 2006).

São muitos os factores que influenciam o comportamento das fundações indirectas, nomeadamente a natureza do maciço, o grau de perturbação causado pela sua execução, o efeito de escala, o tipo e magnitude das solicitações, etc. Alguns destes factores são de difícil ou mesmo impossível caracterização, pelo que ainda hoje é grande a indefinição sentida sobre os critérios de dimensionamento de estacas, particularmente em solos residuais. Desta forma, torna-se imperioso a realização de ensaios de carga em estacas executadas nas mesmas condições da prática corrente e munidas de instrumentação que permita a observação das respostas localizadas, quer ao longo do fuste, quer na base. Com o propósito de responder às questões muito sucintamente acima esboçadas, desenvolveu-se um campo experimental num maciço de solo residual do granito, em terrenos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), realizando-se uma vasta campanha de investigação geotécnica que compreendeu um número significativo de ensaios in situ e laboratoriais, nomeadamente: 5 sondagens com amostragem contínua, 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.); recolha de amostras indeformadas de boa qualidade, com as quais foram realizados 6 ensaios triaxiais CK₀D, 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) e 2 em extensão com medição local das deformações, 2 ensaios em coluna ressonante e um ensaio edométrico (Viana da Fonseca et al., 2006).

Posteriormente, foram executadas e ensaiadas à compressão vertical três estacas em betão armado de diferentes tipologias: moldada de 600mm de diâmetro com recurso a tubo moldador, trado contínuo com 600mm de diâmetro e pré-fabricada cravada dinamicamente quadrada com 350mm de lado, as que foram objecto de ensaio mais objectivado com 6 metros de comprimento útil (ou seja,

no interior do terreno) e as outras de reacção com 22 metros de comprimento. Esta investigação foi potenciada pelo lançamento de um “exercício internacional de previsão do comportamento de estacas com base em ensaios de caracterização”: International Prediction Event - Class A (assim designado porque os ensaios são realizados após as previsões estarem “fechadas” - http://paginas.fe.up.pt/isc-2/Inv_Pile_Pred_ISC2.pdf), apoiada pelo comité TC18 da ISSMGE e enquadrado na “2nd International Conference on Site Characterization” realizada no Porto (<http://paginas.fe.up.pt/isc-2/>).

A descrição mais circunstanciada do trabalho experimental e das análises realizadas - e que prosseguem - foram já objecto de duas teses de mestrado (Costa Esteves, 2005; Tuna de Sousa, 2006), 6 artigos (Viana da Fonseca et al., 2004a e b, Santos et al., 2005 e 2006, Fellenius et al., 2007, Viana da Fonseca et al. 2007) e um relatório geral (Viana da Fonseca e Santos, 2006).

4.2 – Preparação e execução dos ensaios

Foram executadas um total de 13 estacas, sendo as moldadas executadas pela divisão de fundações especiais da Mota-Engil, SA, as de trado contínuo pela Teixeira Duarte, Engenharia e Construção, SA, e as cravadas pré-fabricadas pela Sopecate, Soc. Pesquisas, Captações de Água e Transportes, SA (Figuras 6, 7, e 8).

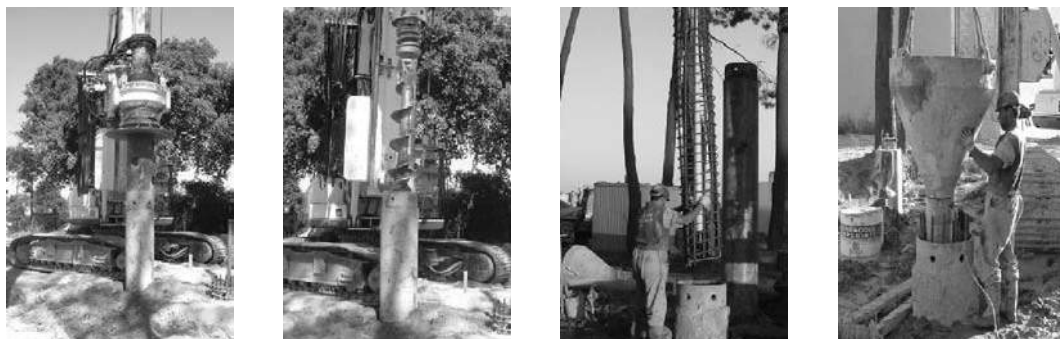


Fig. 6 – Execução das estacas moldadas com recurso a tubo moldador (Mota-Engil, SA).

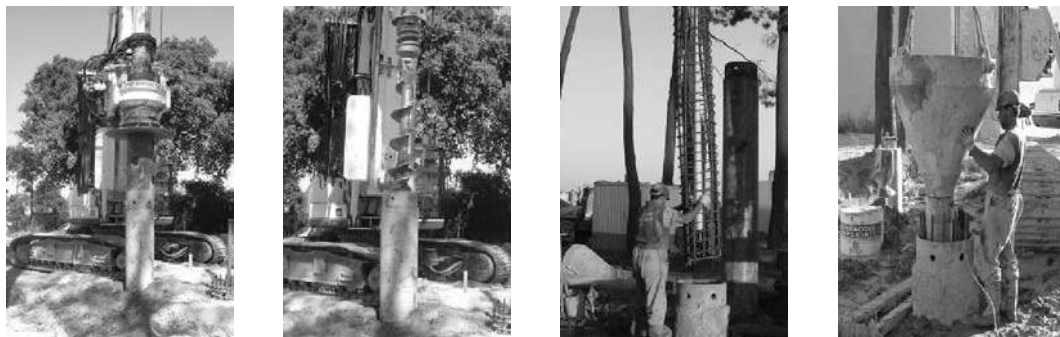


Fig. 7 – Execução das estacas moldadas com técnica do trado contínuo (Teixeira Duarte, SA).

O sistema de reacção para os ensaios de carga verticais, foi materializado pelas já referidas oito estacas moldadas mais longas, designadas na Figura 9 por E1 a E8 com 22 metros de profundidade útil (no terreno natural). As restantes estacas foram executadas com 6 metros de comprimento,



Fig. 8 – Execução das estacas pré-fabricadas cravadas (Sopecate, SA).

sendo as estacas E9, C1 e T1 ensaiadas verticalmente. A localização das estacas e os ensaios realizados antes e após a sua execução encontram-se esquematizados na Figura 9. As características pretendidas das estacas encontram-se sumariadas no Quadro 1. A estrutura de reacção dimensionada e executada pela Teixeira Durate, SA, consistiu numa estrutura metálica composta por três vigas dispostas em planta em forma de H. A estrutura de reacção foi completamente coberta com uma lona de forma a evitar os efeitos de variação térmica na estrutura de suporte que poderia afectar o decorrer do ensaio. O dispositivo de aplicação de carga utilizado foi um macaco de duplo efeito e de grande capacidade (5000 kN) alimentado por uma bomba hidráulica de controlo automático, actuando contra sistema de reacção. O procedimento seguido nos ensaios procurou conciliar as recomendações de alguns comités de normalização: o subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003) a norma Americana ASTM: D 1143 (1994) e a norma Brasileira NBR-12131 (2003).

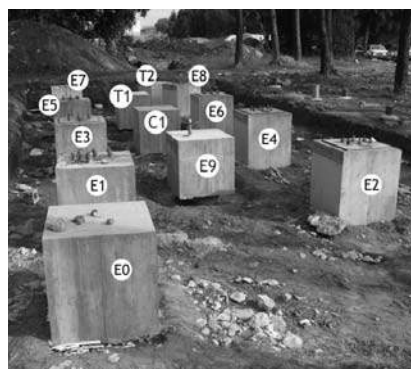
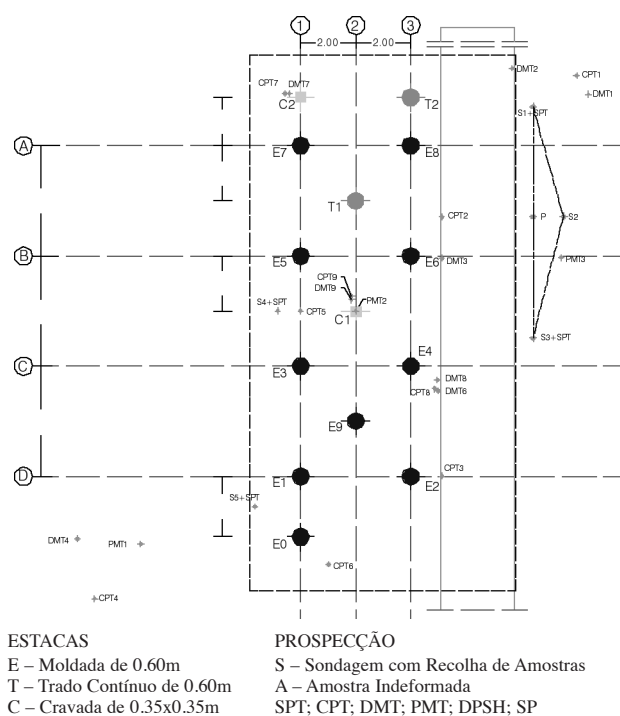


Fig. 9 – Planta com a localização das estacas e dos ensaios *in situ* e estrutura de carga.

O dispositivo de aplicação de carga utilizado foi um macaco de duplo efeito e de grande capacidade (5000 kN) alimentado por uma bomba hidráulica de controlo automático, actuando contra sistema de reacção acima descrito. Para além dos elementos de instrumentação à cabeça, medidas das cargas aplicadas – redundantes, como estipulam as normas, usando os manómetros hidráulicos do sistema de aplicação e uma célula de carga eléctrica –, dos deslocamentos axiais e transversais do topo da estaca, nas estacas E9 e T1 foram instalados 5 sensores (*retrievable extensometer da Boart Longyear Interfels GmbH*) a 5 níveis de profundidade e uma ancoragem de fundo a 5,25 m. A aquisição foi feita automaticamente com varrimento temporal detalhado. Foram também medidos os deslocamentos e as deformações ao longo da estaca ensaiada, visando o conhecimento da evolução da transferência de carga ao longo do fuste da estaca e na base (ponta). Para a instrumentação (registo e pré-tratamento) a FEUP contou com a colaboração da empresa Tecnasol-FGE, Fundações e Geotecnia, SA. A Figura 10 ilustra o sistema de aplicação da carga e os instrumentos de registo.

Quadro 1 – Características das estacas.

Função das Estacas	Designação	Tipologia	L (m)	Armadura longitudinal	Armadura transversal	f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)
Reacção (tracção)	E1 a E8	moldada	< 12	A500 12 ϕ 25	ϕ 12, passo de 10 cm	27,7	30,9
			12<L<22	A500 6 ϕ 25	ϕ 12, passo de 20 cm		
Compressão (ensaio estático)	E9	moldada	6	A500 12 ϕ 25	ϕ 12, passo de 10 cm	27,7	30,9
Compressão (ensaio estático e dinâmico)	C1, C2	cravada	6	A400 8 ϕ 16	A235 ϕ 6, passo de 16 cm (*)	45	48
Compressão (ensaio estático e dinâmico)	T1, T2	trado contínuo	6	A500 12 ϕ 25	ϕ 10, passo de 10 cm	44	52,6
(*)– extremos reforçados com passo de 8 cm							

O plano de carga adoptado consistiu em ciclos de carga-descarga, com incrementos iguais e sucessivos, garantindo-se que em cada ciclo de carga-descarga a carga máxima, aplicada de uma vez só, era mantida até a completa estabilização dos deslocamentos. Considerou-se que a estabilização dos deslocamentos era verificada para taxas de assentamento inferiores a 0,3 mm/h, com um período mínimo de 30 minutos e máximo de 2 horas na aplicação da carga. Na Figura 11 encontram-se os resultados preliminares de curvas carga-deslocamento, obtidos para as estacas ensaiadas T1, C1 e E9 (Viana da Fonseca et al., 2004).

Com a finalidade de se comprovar as características geométricas das estacas executadas bem como verificar a sua integridade, procedeu-se, após os ensaios de carga, à escavação faseada do terreno envolvido no projecto de estudo do comportamento das estacas, tanto para sua boa caracterização visual e amostragem sequencial de blocos como para a remoção daquelas. Tal foi feito até cerca de 6m de profundidade. As características geométricas relevantes para o estudo foram assim medidas, permitindo um singular rigor das análises delas dependentes (Costa Esteves, 2005, Santos et al., 2006).

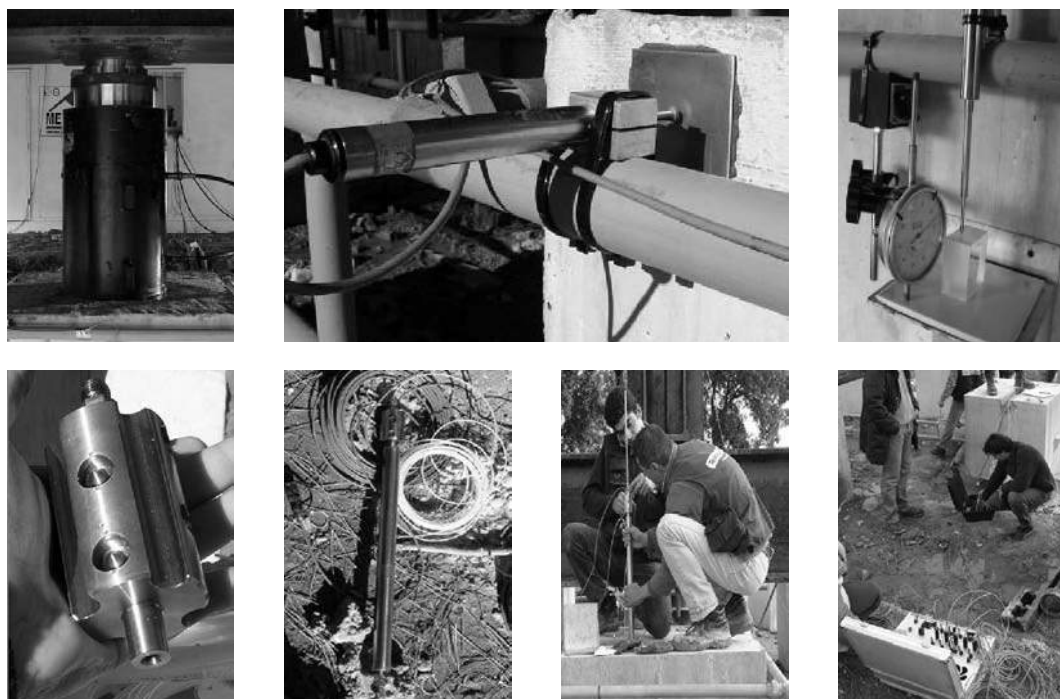


Fig. 10 – Sistema de aplicação da carga; transdutores de deslocamento e extensómetros recuperáveis do interior de tubo de PVC; datalogger (Tecnasol-FGE, SA).

Da análise da figura, verifica-se que o comportamento dos três tipos de estacas e manifestam-se distinto, o que tem sido objecto de interpretações diversas e desafiadoras. Estas análises dos resultados foram apresentados com mais detalhe nos trabalhos de Costa Esteves (2005), Santos et al. (2005 e 2006), Viana da Fonseca et al. (2007) e Fellenius et al. (2007). Nestes trabalhos, particularmente os de Santos et al. (2006) e Viana da Fonseca e Santos (2006), é dada ênfase à interpretação das respostas dadas pelos grupos que colaboraram no evento de previsão (“Class A”) referido anteriormente.

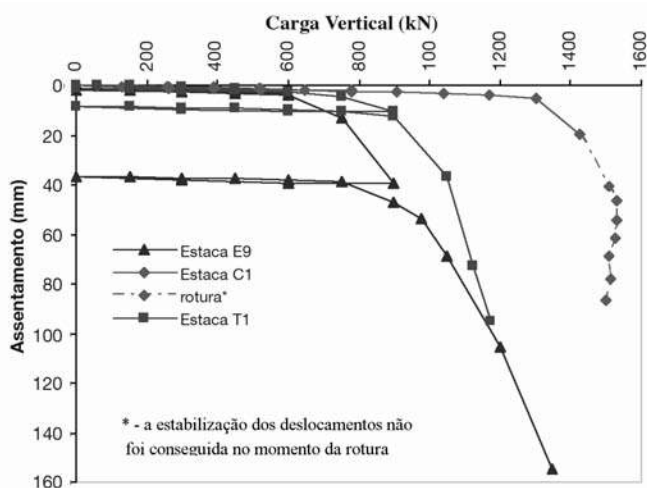


Fig. 11 – Curva carga vertical versus assentamento.

4.3 – Oceanário da EXPO'98, em Lisboa (Expo'98)

Proença et al. (1997) descrevem os ensaios realizados pelo Instituto da Construção do IST (IC-IST) e pelo Centro de Geotecnia (CEGEO), a pedido e em colaboração com o empreiteiro ENGIL, SA, para a caracterização do comportamento de algumas das estacas da fundação do Oceanário da EXPO'98. Estes ensaios compreenderam também um ensaio de carga vertical de uma estaca de teste (ensaio “preliminar”). Neste documento, os autores descrevem o programa de ensaio, com ênfase para os procedimentos experimentais adoptados (sistema de carga, instrumentação, aquisição de dados e procedimentos de ensaios), assim como para os resultados obtidos.

Destaca-se o desenvolvimento de um transdutor de força, disposto na extremidade inferior da estaca, que permitiu distinguir a resistência de ponta da resistência lateral, o que viabilizou “a extrapolação dos resultados obtidos para estacas com diâmetros diferentes da estaca ensaiada” (sic). Os autores salientam, ainda, a concordância dos resultados das medições extensiométricas (a estaca encontrava-se instrumentada com extensómetros de resistência dispostos a diferentes cotas) com os resultados provenientes da restante instrumentação.

O “sítio do Oceanário” localiza-se na zona de implantação da EXPO'98, zona de Lisboa onde decorreu a Exposição Mundial de 1998. O terreno de fundação deste local é constituído por uma camada superficial recente formada por aluviões sobrejacentes à formação miocénica constituída por uma alternância de argilas siltosas e de calcários conquíferos.

A estaca de ensaio foi submetida a uma carga vertical, aplicada no maciço de encabeçamento da mesma, com o intuito de caracterizar resistência das restantes estacas que haviam sido projectadas para a fundação do edifício. A estaca de ensaio apresentava um diâmetro nominal de cerca de 50% das estacas que vieram a constituir a fundação do Oceanário e foi executada da mesma forma que as definitivas (estacas moldadas no terreno, com escavação realizada com recurso a lamias bentoníticas). O valor da força transmitida pela ponta da estaca (medida por célula de carga construída para o efeito), conjugado com o da força aplicada no topo, permitiu determinar a força transmitida ao terreno por atrito lateral ao longo do fuste da estaca. O ensaio seguiu, no restante, os procedimentos habituais. A carga foi aplicada no maciço de encabeçamento da estaca através de um macaco hidráulico com capacidade de 8000kN. A sequência de carregamento incluiu quatro ciclos, sendo a carga dos patamares mantida por períodos de 60min (ou mais, caso não houvesse estabilização das leituras), com a excepção do último patamar, que permanecia por um período de 24 horas. Este macaco reagia contra uma estrutura metálica encastrada em maciços de encabeçamento de duas estacas adjacentes com 1,30 m de diâmetro que, desta forma, trabalhavam à tracção. Para além dos sistemas usuais para medição dos deslocamento vertical da face superior do maciço e das cargas transmitida à cabeça, descrita pelos autores (Proença et al., 1995), foram implementados 6 níveis de 4 extensómetros de resistência com vista à determinação da distribuição, em profundidade, da parcela da força aplicada no encabeçamento que é transmitida ao troço de estaca subjacente. Os extensómetros em causa encontravam-se colados à face de troços de 1 m de varões de 12 mm amarrados, durante a execução da estaca, aos varões longitudinais (detalhe em Proença et al., 1997). Todos os aparelhos com que a estaca estava instrumentadas foram ligados a unidades de aquisição automática de dados.

A análise preliminar dos resultados indicou um predomínio relativo, em todos os ciclos de carga, da componente elástica sobre a componente plástica da deformação. Fez-se uma interpretação dos registos extensiométricos, recorrendo ao modelo uniaxial de relações constitutivas de Scott, Park e Priestley (Proença et al., 1997), calibrado com os resultados dos ensaios de caracterização do betão. Deste estudo, conclui-se que teria ocorrido alguma plastificação do betão da estaca de ensaio, com particular incidência no nível 4 (12 m acima da célula de carga). Esta plastificação, conjugada com o

comportamento marcadamente não linear (mesmo para baixo nível de tensão aplicada) que os solos exibem, deverá explicar a existência de valores residuais acima do expectável para o deslocamento no topo após a descarga de cada ciclo. Determinaram-se os diagramas do esforço axial em profundidade, ilustrados, para os diferentes ciclos. Com efeito, as variações mais importantes do esforço axial dão-se em zonas do terreno nas quais a componente de atrito é mais importante. Sem detrimento da análise conclusiva mais detalhada por parte dos autores (Preença et al., 1997), os resultados foram vistos como “coerentes com o comportamento esperado na interacção solo-estaca”.

4.4 – Ponte Vasco da Gama, nova travessia do rio Tejo em Lisboa (Gattel)

Os ensaios de carga de estacas de grandes dimensões incluídas nas fundações da Ponte Vasco da Gama, nova travessia do rio Tejo em Lisboa, foram realizados pela empresa Teixeira Duarte, SA, por orientação do projectista Tejo projecto (1993a e b, 1995), tendo tido a colaboração da AGISCO em parceria com a divisão de fundações do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – LCPC, liderada pelo Dr. Michel Bustamante.

A descrição do estudo geotécnico para este projecto é feito em Oliveira (1997), onde se inclui uma pormenorização das condições geológicas ao longo da travessia – com um perfil de cerca de 12 Km e 300 m – e resumem-se os trabalhos de prospecção geotécnica e os ensaios “in situ” e em laboratório realizados. Caracterizando as várias unidades geotécnicas (aterros; depósitos aluvionares do Holocénico e Plistocénico – que atingem uma espessura máxima de 78 m no alinhamento da ponte; formações do Plio – Plistocénico subjacentes aos depósitos aluvionares; e, formações do Miocénico – estas duas últimas formações de constituição muito diversa mas genericamente muito sobreconsolidadas). A descrição deste magnífico “Caso de Obra” que seguimos para sua inclusão neste relato é também feita em Sêco e Pinto e Oliveira (1998). O primeiro acima referido foi apresentado no 6º Congresso Nacional de Geotecnia e o segundo na 4ª Conferência “Case Histories in Geotechnical Engineering”, em St. Louis, USA.

Os viadutos da travessia foram fundados em cerca de mil estacas com diâmetros entre 1,7 m e 2 m, com comprimentos até cerca de 60 m, enquanto que os pilares que limitam os canais de navegação foram fundados em estacas com 2,2 m de diâmetro. Estas torres que sustentam as pontes e que permitem a navegação, foram dimensionadas para suportar o impacto dos navios (Oliveira, 1997).

Os ensaios de carga foram conduzidos em 3 estacas situadas estrategicamente na Ponte Principal (P8), Viaduto Central (P31) e Viaduto Sul (P79). As estacas eram moldadas (escavadas) sendo executadas através dos procedimentos seguintes:

- (i) instalação de um tubo metálico aberto com comprimento até 40 m e diâmetro exterior de 1216 mm e espessura de 8 mm de parede (16 mm no troço final da ponta), com recurso a um vibro-flutuador de grande potência (Soilmech VT 10000); esta operação era conduzida até ao limite de capacidade do vibrador;
- (ii) extracção do terreno pelo interior do revestimento com ferramentas apropriadas, com diâmetro de 1180 mm, operação feita com uma máquina de rotação Soilmech RT – 30T;
- (iii) reperfuração com caroteamento à rotação abaixo do revestimento num comprimento de, pelo menos, 19 m com estabilização das paredes do furo por um fluido polimérico (Geomud – 15) misturado com água salgada do Rio Tejo, numa proporção de 2 kg do polímero para 1m³ de água (com viscosidade Marsh de 40” e densidade de 1,035).

Os objectivos dos ensaios identificados pelo Projectista (Tejo projecto, 1993b):

- (i) determinar a resposta de uma estaca representativa num perfil tipificante do maciço e envolvente, tanto em termos de assentamentos como carga última (limite);

- (ii) verificar o comportamento de estacas particulares e, com isso, tentar inferir um juízo de comportamento da fundação em estacas;
- (iii) avaliar a adequabilidade do método construtivo.

Os ensaios foram conduzidos nas estacas acima identificadas em “sítios” representativos do maciço de fundação, com o cuidado de uma dessas estacas estar localizada num dos perfis supostamente mais “adversos”, ou seja, menos competentes.

Estes perfis terão tido em consideração a relevância dos depósitos aluvionares, genericamente interestratificados com subunidades que variam das argilas às areias (naturalmente misturadas) e que sempre possuem subjacente uma camada de cascalheira, constituída por seixo fino a grosseiro, em areias, calhaus e algumas pedras.

A prospecção geotécnica incluiu 114 sondagens com SPT's (mais de dois mil ensaios), 19 séries de ensaios com o pressiómetro autoperfurador, 18 conjuntos de ensaios com o Vane, 11 séries de ensaios sísmicos entre furos (Cross-Hole) e 6 ensaios com o cone sísmico e, ainda, 112 ensaios com o piezocone (CPTu). Para além de toda esta informação de campo foram realizados 230 ensaios de identificação, 60 edométricos, 58 triaxiais clássicos e 6 cíclicos, 13 de corte directo, 12 de corte simples cíclico, 24 de permeabilidade, 8 ensaios químicos e, finalmente, 6 ensaios com a coluna ressonante e 3 de corte torsional cíclico (Oliveira, 1997). Neste mesmo artigo, o autor resume os resultados deste vasto conjunto de ensaios, um acervo verdadeiramente excepcional na nossa prática de Geotecnia de Fundações.

As estacas de ensaio foram construídas com o propósito único de investigação e os ensaios conduzidos, antes da elaboração final do projecto de execução. Os resultados destes ensaios seriam usados para calibrar os parâmetros de cálculo e, conseqüentemente, otimizar os valores definidos em estudo prévio para o confinamento das estacas, então baseadas em cálculos realizados com metodologias semi-empíricas baseadas em ensaios “in situ” e em laboratório (em número e com qualidade singular) e em correlações criteriosas e bem fundamentadas mas “universais” e, por isso, eventualmente não comparáveis com as condições regionais (locais).

Nestes ensaios foram usados equipamentos particularmente ajustados aos objectivos enunciados: oito transdutores de deslocamento à cabeça, complementados com dois comparadores mecânicos, dois perfis de bandas extensiométricas (desenvolvidos pelo LCPC, em França, por Bustamante et al., 1990) colocados em dois tubos diametralmente opostos até à base da estaca, com uma resolução de 10-6 mm, um sensor de temperatura, um sensor de pressão de alta precisão, uma bomba hidráulica, com sensor, actuante sobre quatro cilindros e um nível óptico (LCPC, 1989, 1995; AGISCO, 1995). Na Figura 12 ilustra-se um dos ensaios.

O programa de cargas consistiu em oito patamares de carga até atingir a carga de 20000 kN (cerca de 2000 toneladas), seguindo-se procedimentos regulamentares pela normalização francesa (LCPC 1989, 1995 e Bustamante e Gianeselli, 1996). Para a carga máxima referida obteve-se um valor de assentamento de cerca de 100 mm (próximo de 10% do diâmetro).

As curvas carga-assentamento obtidas para as três estacas ensaiadas estão ilustradas na Figura 13 (LCPC, 1995; citado por Sêco e Pinto e Oliveira, 1998). No Quadro 2 apresentam-se Cargas de “rotura” (últimas) previstas e inferidas dos ensaios de carga.

As cargas de “rotura” (“últimas”) foram definidas para os valores correspondentes ao assentamento de 10% do diâmetro nominal da estaca, isto é, 120 mm.

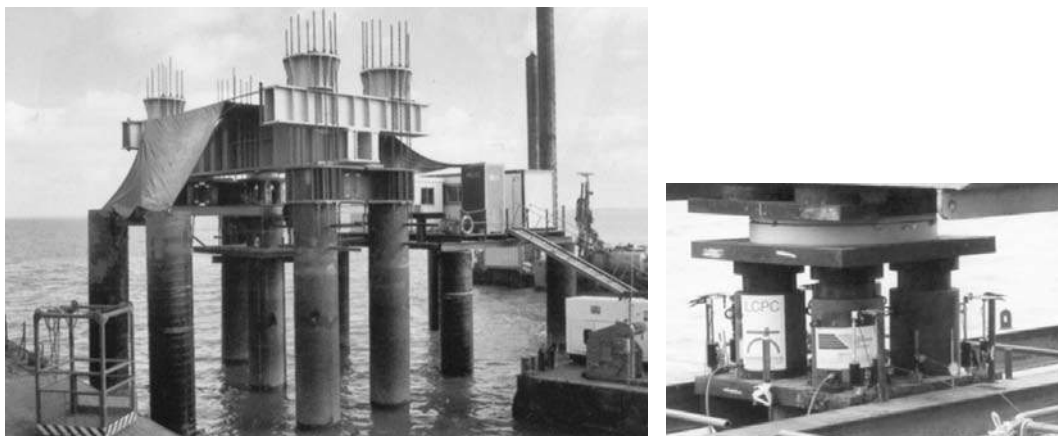


Fig. 12 – Pavilhão de Portugal, Lisboa (Expo'98)

Reproduzidos de Sêco e Pinto e Oliveira (1998), apresentam-se os valores destas cargas previstas com base no ensaio CPT e utilizado a metodologia de Bustamante e Gianeselli e as obtidas dos ensaios antes descritos. Como se vê, os valores medidos são sempre inferiores aos previstos – e bastante inferiores nas estacas P8 e P31 – tendo-se atribuído tal diferença a menores valores reais da resistência lateral unitária. Este assunto é desenvolvido nas publicações referenciadas.

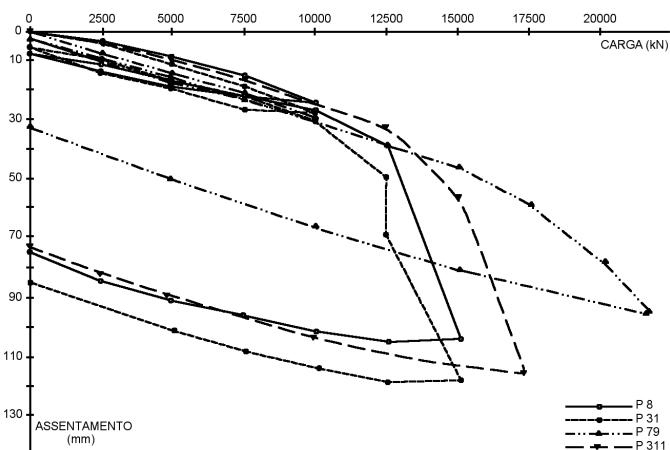


Fig. 13 – Curvas carga vertical versus assentamento dos ensaios das estacas na Ponte Vasco a Gama, em Lisboa (Sêco e Pinto e Oliveira, 1998).

Quadro 2 – Cargas de “rotura” (últimas) previstas e inferidas dos ensaios de carga

Cargas últimas (MN)	P8	P79	P31	P31(i)*
Previstas (com base no ensaio CPT)	23,0	21,4	> 22,7	-
Medidas	15,0	15,0	> 21,1 (24,5)	> 17,5
* Esta estaca foi re-ensaiada após injeção na ponta, em cascalheira, tendo aparente e paradoxalmente baixado o seu valor de rotura (não se abordará aqui este assunto)				

4.5 – Pavilhão de Portugal, Lisboa (Expo'98)

No 7º Congresso Nacional de Geotecnia foi apresentada uma comunicação (Sousa Coutinho et al., 2000) com alguns dos aspectos dominantes dos ensaios de carga vertical executados em estacas de fundação do Pavilhão de Portugal da EXPO'98 pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Aí se descrevem os procedimentos de ensaio, o equipamento utilizado e grandezas medidas. Apresenta-se também os resultados dos três ensaios realizados, fazendo-se uma abordagem a estes resultados na tentativa de se deduzirem os valores característicos, segundo a proposta do Eurocódigo 7, na sua versão de 1994, da capacidade resistente dos terrenos de fundação interessados, e comparam-se estes valores com os estimados antes da realização dos ensaios.

O objectivo deste campo experimental foi o de se verificarem os valores assumidos em projecto para as capacidades resistentes dos terrenos de fundação do Pavilhão de Portugal da EXPO'98 (www.parquedasnacoes.pt/pt/expo98/), sendo o Dono de Obra a Parque EXPO98, SA. Para o efeito foram executados três ensaios de carga em estacas, um da responsabilidade do consórcio adjudicatário da obra para o qual o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), em Lisboa, deu uma pequena contribuição (ensaio nº0) e os outros dois da responsabilidade do LNEC (ensaios nº1 e nº2). Estes trabalhos estão descritos em detalhe em Câmara (1997) e Sousa Coutinho et al. (1997).

Os ensaios foram realizados em estacas localizadas no extremo sul da canópia do Pavilhão. Junto àquele local foi realizada uma sondagem na campanha de prospecção. De acordo com o relatório de prospecção geotécnica, identificaram-se 5 horizontes até cerca dos 17m, dispondo-se as camadas de terreno como se indica no Quadro 3.

Quadro 3 – Estratigrafia do terreno no local dos ensaios de carga

Prof. (m)	Natureza do terreno	Unidade Litostratigráfica
0 – 3,7	Aterro arenoso com pedras	C1
3,7 – 6,2	Lodo cinzento escuro com conchas	C2A
6,2 – 7,8	Areia lodosa cinzenta escura	C2B
7,8 – 10,8	Areia muito fina argilosa amarelada	
10,8 – 12,4	Argila siltosa cinzenta escura	C3A
12,4 – 14,0	Areias muito finas argilosas com conchas	
14,0 – 15,5	Areias muito finas argilosas com conchas	
15,5 – 17,0	Idem, com blocos de calcarenito	C3B
> 17,0	Areias muito finas argilosas com conchas	

A falta de ensaios específicos conduziu os autores deste estudo a lançar mão de um acervo grande de resultados de ensaios pressiométricos com Camkometer, particularmente no que respeita às formações miocénicas – expressos em teses (Sousa Coutinho, 1995; Marques, 1997) – que permitiram inferir os valores da resistência ao corte não drenado que basearam as correlações com a resistência unitária no fuste e a resistência de ponta da estaca.

Todos os dispositivos de medição de grandezas foram ligados a um sistema de aquisição automático tendo-se usado um programa de controlo e aquisição de dados desenvolvido no LNEC. Tal permitiu maior exactidão, apresentação em tempo real e economia substancial em meios humanos. As forças axiais na cabeça da estaca foram aplicadas por meio de um macaco hidráulico

accionado por uma bomba de óleo eléctrica. Utilizou-se como estrutura de reacção uma viga de aço ligada estruturalmente aos maciços de encabeçamento de duas estacas contíguas à estaca de ensaio. Foi criado um sistema automático de aplicação de cargas. As forças foram medidas por uma célula de carga, electrónica, colocada em série com o macaco, garantindo-se a coaxialidade das forças por rótula esférica colocada entre a célula e a viga de rigidez. O controlo da força também foi feito a partir da leitura automática da pressão instalada. Uma vantagem adicional da inclusão deste dispositivo é a possibilidade de dispor de leitura redundante de forças. Os deslocamentos superficiais da estaca carregada à compressão foram medidos por meio de três sistemas electrónicos baseados em transdutores de deslocamento angular, designados por encoders. A resolução do sistema, em termos de deslocamento linear, era de 0,025mm.

Os empolamentos das estacas de reacção foram medidos por meio de transdutores lineares de deslocamento com 50mm de campo de medição (um por cada estaca). As pontas do LVDT apoiaram em suportes especialmente concebidos para o efeito, solidarizados aos maciços de encabeçamento. Na Figura 14 ilustram-se estes dispositivos.

A reacção ao carregamento aplicado à estaca de ensaio foi obtida mobilizando a resistência à tracção de duas estacas contíguas à estaca de ensaio. A ligação estrutural entre a viga de rigidez e as estacas foi conseguida através de varões de aço de alta resistência (da marca Diwidag), encastrados nos maciços de encabeçamento das estacas e apertados contra a viga de rigidez por meio de porcas (Figura 15).

A leitura das extensões ao longo do fuste representa um valioso incremento de informação. Neste ensaio foram utilizados dois sistemas, ambos concebidos e construídos no LNEC, um dos sistemas, fixo, é descrito em Sousa Coutinho (1995); o outro, do tipo amovível (recuperável após cada ensaio), foi utilizado pela primeira vez estando pormenorizado noutros trabalhos (Sousa Coutinho et al., 1997).

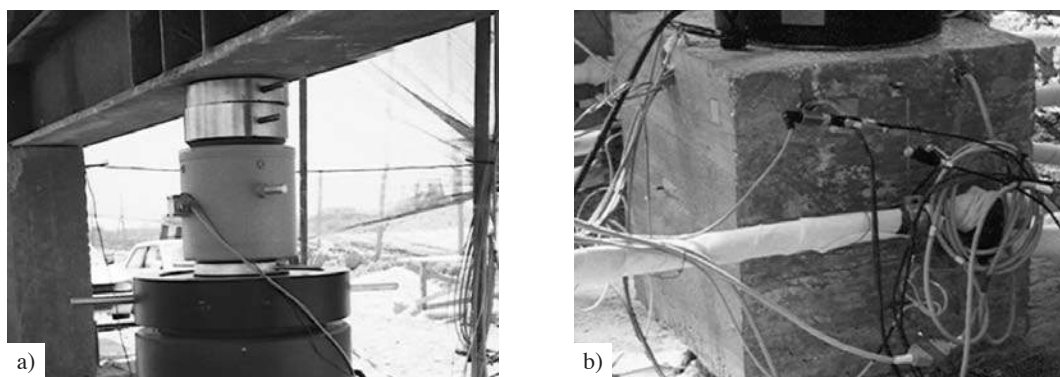


Fig. 14 – Ensaio de estacas no Pavilhão de Portugal-EXPO'98: a) Sistema de aplicação, medição e centragem das forças; b) Transdutor de pressão intercalado (LNEC, 1996, citado por Sousa Coutinho, 2006).

A partir dos diagramas de cargas por tensões registadas nos três ensaios realizados, foram avaliadas as tensões máximas mobilizadas. O problema que se pode pôr é o daqueles valores terem sido ou não valores associados à capacidade resistente, isto é, o da rotura ter sido ou não alcançada (como se ilustra na Figura 16). A interpretação apresentada pelos autores é discutida nas publicações já referidas. Na figura ilustram-se alguns dos diagramas de cargas e tensões mobilizadas nos três ensaios realizados.



Fig. 15 – Ensaios de estacas no Pavilhão de Portugal - EXPO'98: Sistema de reacção com estacas em tracção (LNEC, 1996, citado por Sousa Coutinho, 2006).

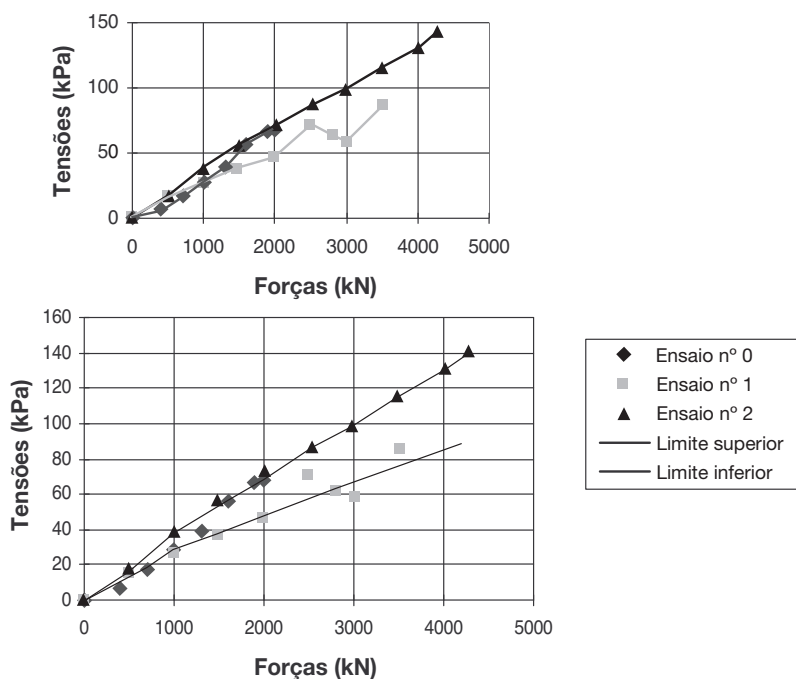


Fig. 16 – Ensaios de estacas no Pavilhão de Portugal - EXPO'98: diagramas de cargas versus tensões mobilizadas em dois níveis extensiométricos (Sousa Coutinho et al., 2000).

Os valores das tensões máximas mobilizadas são indicadas pelos autores no texto referido, sendo que a interpretação dos ensaios pode sugerir que alguns dos valores alcançados não são valores de rotura. Os autores discutem, assim, e a partir de quadros resumo, o cálculo do valor a tomar para característico da tensão, considerando as tensões máximas alcançadas e concluindo pelo menor dos valores (condicionante!), e não a sua média.

Sobre a resistência de ponta, tendo-se verificado que a ponta praticamente não tinha sofrido assentamentos, logo as estacas ensaiadas resistiram apenas por meio das forças mobilizadas ao longo do fuste, não foi possível estabelecer directamente um valor característico para a resistência

de ponta. Este valor foi deduzido indirectamente pelos autores, recorrendo a correlações com ensaios in situ ou a expressões analíticas que relacionem uma propriedade resistente do terreno com as resistências lateral e de ponta. No entanto, não sendo as tensões no fuste de rotura, as tensões deduzidas para a ponta também não o deveriam ser.

Determinados experimentalmente os valores das tensões associados à capacidade resistente (o menor dos valores das tensões máximas alcançadas), os valores característicos dessas tensões foram calculados aplicando os coeficientes de conversão referidos no Eurocódigo 7, cuja metodologia foi expressa anteriormente: (a) determinação da média ou do menor os valores experimentais; (b) escolha dos coeficientes de conversão apropriados, α , de acordo com o número de ensaios; (c) aplicação dos coeficientes de conversão apropriados aos valores determinados nos dois primeiros passos; (d) definição do valor característico pelo menor dos dois assim calculados.

Sousa Coutinho et al. (2000) apresentam em síntese uma comparação entre os valores característicos de projecto e os valores característicos determinados com base nos ensaios de carga realizados. Esses resultados são resumidos no Quadro 4.

Quadro 4 – Comparação entre tensões características consideradas no projecto e obtidas com base em ensaios de carga.

Camada		Tensões características (kPa)		Factor amplificador
		Projecto	Ensaio	
Aterro/Aluvião		0	44	∞
C3A		26,7	78	2,92
C3B		53,3	151	2,83
Ponta	$14 < z < 19,5$	2400	5760	2,40
	$z > 19,5$	2800		2,06

As conclusões apresentadas pelos autores, referem que os ensaios realizados permitiram determinar parâmetros para o dimensionamento de estacas, sendo os valores característicos obtidos, pelo menos, duas vezes maiores do que os valores admitidos em projecto. Estes haviam sido estimados com base apenas em ensaios SPT (correlacionados com cones penetrometros estáticos e pressióme-tros). Uma vez que os valores obtidos experimentalmente se revelaram superiores aos valores ad-mitidos em projecto, pode concluir-se que este estava contra a economia. A conclusão que apresen-taram é de que os ensaios devem ser sempre realizados, com vista à comprovação in situ dos valo-res admitidos no dimensionamento.

4.6 – Ponte Salgueiro Maia, em Santarém (Junta Autónoma das Estradas - JAE)

Nesta travessia do vale fóssil do Tejo, que inclui viaduto e ponte, foram executados 5 ensaios de carga vertical pelo sub-empregado Tecnasol FGE para o consórcio construtor Conduril-MSF. Estes ensaios de carga vertical preconizados pelo projectista Eng. Cândia Martins e seu consultor para as Fundações, Prof. Matos Fernandes, foram determinados pelo Dono de Obra, JAE, e tiveram como objectivo a optimização do projecto de fundações. Estes ensaios tiveram a colaboração da AGISCO que mantém uma parceria com a divisão de fundações do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – LCPC, cujo Director Dr. Bustamante acompanhou os ensaios e procedeu à sua análise.

Os ensaios foram realizados no período compreendido entre 19 de Maio e 4 de Junho de 1997. Antes o projecto teve como base uma relativamente extensiva campanha de reconhecimento, que incluiu sondagens e ensaios in situ, bem como ensaios em laboratório sobre amostras integrais e indeformadas, de modo a estabelecer, para cada uma das formações relevantes para a obra, um quadro tanto quanto possível aproximado das suas características físicas e mecânicas e justificar os parâmetros adoptados.

No local de implantação de cada ensaio foi realizada uma sondagem de forma a recolher os elementos específicos necessários à completa definição do ensaio a executar, bem como, permitir a melhor interpretação do mesmo. De uma forma genérica pode-se referir que se pode dividir o maciço interessado pela obra em quatro grandes unidades geotécnicas, três delas pertencentes ao enchimento aluvionar recente do vale fóssil do Tejo e a quarta que constitui a base daquelas aluviões (Matos Fernandes, 1996 e 1997).

Dos ensaios realizados, como se referiu, salientam-se: (i) sondagens, com ensaios SPT nos horizontes terrosos atravessados, com recolha de algumas amostras indeformadas, e amostragem contínua nas bases rochosas, alguns ensaios de corte rotativo (“Vane”, FVT) nos horizontes argilosos, alguns ensaios de cross-hole entre furos de sondagens, para determinação das velocidades de ondas sísmicas “S” e “P”, ensaios com o pressiómetro auto-perfurador (Camkometer, SBPT) e (felizmente) um significativo número de ensaios com o piezocone (CPTU) – executados e tratados pelo Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto sob coordenação do autor do presente relato. Em laboratório viriam a ser realizadas identificações físicas e ensaios mecânicos (consolidação e triaxiais) sobre amostras integrais e indeformadas.

A descrição que se faz em projecto das quatro unidades geotécnicas - (i) argilas e siltes lodosos; (ii) areias e solos arenosos diversos; (iii) cascalheira; e, (iv) formações do Pliocénico, baseia-se nos ensaios acima descritos. Aí se refere que a contribuição da unidade argilo-siltosa é “particularmente importante no comportamento daquelas fundações sob a acção de forças horizontais, e, não sendo desprezável, é, todavia, de alguma forma modesta para o equilíbrio das forças verticais.” Já o segundo horizonte, de natureza arenosa, é relevante para o equilíbrio das forças horizontais aplicadas às fundações, em particular quando a sua espessura é elevada, tornando apreciável a componente da resistência lateral (Matos Fernandes, 1996 e 1997).

É, no entanto, a cascalheira que “apresenta interesse muito particular para a resistência das estacas às cargas verticais”. De facto, embora o projectista se tenha confrontado com a realidade de uma quase certa “impossibilidade de colher amostras indeformadas ou até remexidas (sem recurso a complexas técnicas de congelção, etc.) que fossem representativas da própria granulometria, quer ainda pela quase impossibilidade de introdução do CPT e pela falta de representatividade dos resultados do SPT” (Matos Fernandes, 1996 e 1997), a análise cuidada dos resultados da prospecção sugeria que esta unidade se apresenta com compacidade em geral elevada.

Para a estimativa da resistência lateral nesses horizontes de solos muito grossos optou-se por inferir a resistência lateral unitária com base na expressão clássica (tipo Meyerhof ou Vésic) e admitindo o ângulo de atrito em tensões efectivas do terreno elevado (45°) - embora considerado conservativo para a granulometria e compacidade da cascalheira - bem como para a interface estaca-terreno. O valor do coeficiente de impulso K, dependente do modo de instalação das estacas, e por isso baixo no caso das estacas moldadas no terreno, foi tomado nos cálculos conservativamente igual a 0,5. Este valor, porém, deveria ser verificado nos ensaios de estacas a realizar previamente à execução das fundações. Poder-se-ia, assim, evitar a obrigatoriedade de prolongar as estacas até à unidade pliocénica, o que pouparia a difícil tarefa de perfurar a espessa camada de cascalheira compacta. Admitir-se-ia, mais tarde, uma variante que consistiria na injeção da cascalheira na base das estacas, que seria também objecto de verificação por ensaios

de estacas, assim executadas. Este trajecto é muito equivalente ao que foi seguido no projecto e execução das fundações profundas da Ponte Vasco da Gama. As estacas ensaiadas tinham 800mm de diâmetro e profundidades compreendidas entre os 30,8 m e os 57,8 m. Em todas as estacas, foi aplicada uma carga máxima de 7000 kN, com recurso a macacos hidráulicos, sendo a reacção garantida por um sistema de 8 ancoragens ao solo (ver Figura 17).



Fig. 17 – Ensaios de estacas na Ponte sobre o Tejo em Santarém (Salgueiro-Maia).

Durante os ensaios foram retirados os valores de assentamento da cabeça da estaca através da utilização de 4 deflectómetros e da deformação ao longo do fuste da estaca com recurso a 2 extensómetros do tipo amovível (extensómetros amovíveis – LPC, Bustamante et al., 1990) com dez níveis de leituras em profundidade (Figura 17). A carga aplicada foi aferida pela utilização de uma célula de carga eléctrica. Dada a duração dos ensaios, foi também usado um sensor de temperatura para caracterização da sua evolução.

Os resultados destes ensaios constam de um relatório específico da autoria da AGISCO– LCPC no âmbito da empreitada e, por isso, confidencial, e foi considerado na aferição das soluções de projecto, traduzidas nos termos finais da execução. Espera-se para breve uma publicação sobre estes resultados.

4.7 – Casa da Música (Porto 2001)

Os ensaios de carga vertical executados pela Tecnasol FGE para o consórcio Somague/ A Mesquita / ECOP, sobre estacas de fundações do edifício dos auditórios, foram coordenados pelos projectistas ARUP e AFA Associados e tiveram como objectivo a optimização do projecto de fundações especiais da Casa da Música (esquema da estrutura na Figura 18 e fotos em www.casadamusica.pt).

De uma forma genérica pode-se referir que as estacas foram realizadas em granito muito alterado (W5), sendo o seu encastramento feito em granito medianamente alterado (W3). Numa publicação de

Gaba et al. (2004) detalha-se o volume de ensaios com penetrómetros dinâmicos (DPSH/SPT) e a análise estatística sobre eles realizada e que permitiu ter um modelo geotécnico para enquadramento dos resultados dos ensaios de estacas.

Em Novembro de 2000, segunda a descrição que nos foi cedida pela Tecnasol FGE, foram ensaiadas duas estacas. Uma estaca com 1300 mm de diâmetro e 11,3 metros de profundidade, executada pela metodologia a adoptar em todas as estacas definitivas e uma estaca de 800 mm de diâmetro e 9,0 metros de comprimento em que foi utilizada uma camisa perdida ao longo do fuste da estaca, à excepção da zona de encastramento (3 vezes o diâmetro). Esta camisa não se encontrava solidária ao terreno envolvente de forma a anular a capacidade resistente da estaca por atrito lateral. Com recurso a macacos hidráulicos, foi aplicada uma carga máxima de 10.000 kN e 5.000 kN, respectivamente na estaca de 1300 e 800 mm, sendo em ambos os casos a reacção garantida por um sistema de 12 ancoragens ao solo (Figura 19).

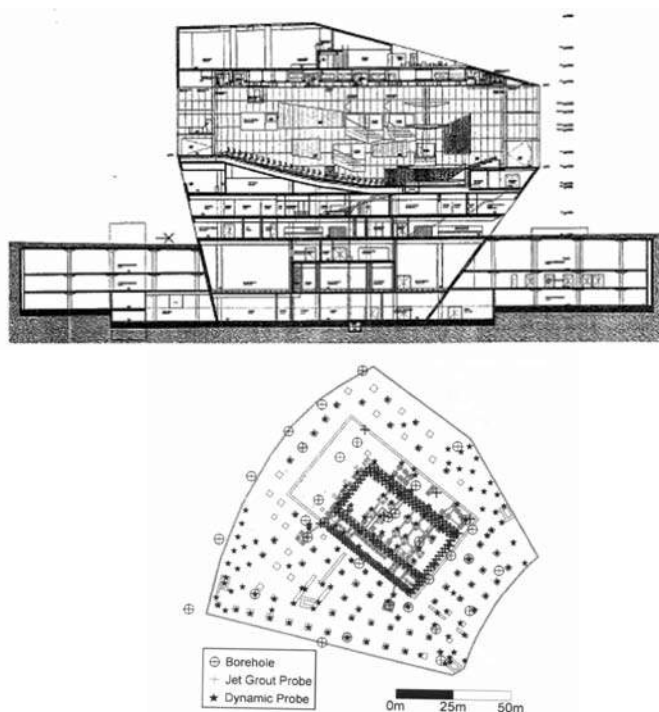


Fig. 18 – Estrutura e ensaios in situ da Casa da Música, Porto (Gaba et al., 2004).

Durante os ensaios foram retirados os valores de assentamento da cabeça da estaca através da utilização de 4 deflectómetros uniformemente distribuídos no maciço de encabeçamento das estacas (ver Figura 19). No local de implantação de cada ensaio foi realizada uma sondagem de forma a recolher todos os elementos necessários à completa definição do ensaio a executar, bem como, permitir a melhor interpretação do mesmo.

Estes ensaios, embora tenham mobilizados meios excepcionais tanto de carga como instrumentação, e tenham sido precedidos de um volume significativo de ensaios *in situ*, não seriam conclusivos em termos de informação paramétrica, dado que não se chegaram a mobilizar deslocamentos suficientes para se estimarem transferências de carga ao longo do fuste. Tiveram, no entanto, o condão de permitir ao projectista identificar com segurança as relações entre cargas e



Fig. 19 – Ensaio de carga vertical – Casa da Música, Porto (Tecnasol FGE).

assentamentos para cargas até às cargas nominais limites (estado limite de utilização), e, ainda, o assentamento sob a carga máxima de ensaio, que permitiu avaliar se o assentamento da estaca realmente em serviço era comparável com o assentamento previsto, e se aquele era compatível com os limites tolerados pela superestrutura.

4.8 – IP6 Viadutos na ligação Peniche – A8 (Instituto de Estradas de Portugal, IEP)

No âmbito da empreitada de execução das fundações integrada no projecto de construção do IP6 –Lanço Peniche/IC1 – Ligação à A8, com o objectivo de aferir o dimensionamento das estacas segundo o critério de carga-assentamento, procedeu-se entre os dias 26/01 e 11/02 de 2005 à realização de três ensaios de carga vertical e dois ensaios de carga horizontal em “estacas de ensaio” de Ø800mm. Estes ensaios foram realizados pela Tecnasol FGE para o Empreiteiro geral Somague Engenharia, com a colaboração do gabinete de projecto do Dono de Obra – A2P, na pessoa do Eng. Sousa Coutinho, responsável pelas fundações da equipa.

Obteve-se a informação sobre estes ensaios, para este relato, a partir de uma nota fornecida pela Tecnasol FGE, complementada por parte da exaustiva apresentação e bem fundamentada análise recolhida da Aula Síntese das Provas de Agregação apresentadas pelo Eng. Sousa Coutinho na FEUP, ele mesmo o projectista dessas estacas. Refere-se sucintamente o sistema de carga, a instrumentação instalada, as observações gerais do interesse para interpretação dos resultados obtidos e a esquematização dos patamares das diversas fases de ensaio.

Os ensaios de carga vertical propostos consistiram na aplicação em cada estaca de ensaio (Ø800mm) de uma carga axial de compressão com um valor máximo de 5500kN. As estacas tinham comprimentos compreendidos entre os 14,5 e os 21,5 m.

A localização dos ensaios foi escolhida, com base no estudo geotécnico existente, de forma a retratar os vários cenários geotécnicos do local, existindo ensaios feitos em estacas encastradas em argilas margosas e outros em areias.

A carga ministrada na estrutura a ensaiar (estaca) foi conseguida através do recurso a 4 macacos hidráulicos uniformemente distribuídos na área da superfície de aplicação de carga (maciço de coroamento). A aplicação da carga na estaca foi possível pelo recurso a uma estrutura de reacção fixa ao terreno por intermédio de ancoragens (Figura 20).

A monitorização das estacas de ensaio foi feita recorrendo-se aos seguintes instrumentos:

- 4 deflectómetros para controle de deslocamentos verticais do maciço de coroamento, fixos a uma estrutura de suporte ligeira fixada e travada fora da área de influência do campo de tensão actuante no terreno durante o ensaio (Figura 21);
- 2 deflectómetros instalados no capacete metálico para controle de deslocamentos do mesmo durante o ensaio;
- Barras extensiométricas (strain-gauges – Figura 22) para registo da variação das tensões actuantes na armadura da estaca. Estes instrumentos foram instalados a diferentes profundidades do corpo das estacas.



Fig. 20 – Ensaio de carga vertical - IP6 Viadutos na ligação Peniche-A8 (Tecnasol FGE).

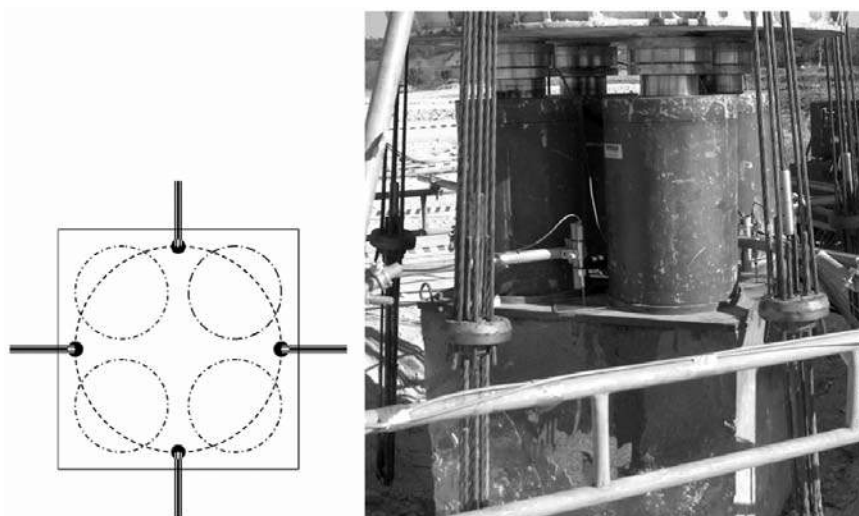


Fig. 21 – Posicionamento dos deflectómetros electrónicos no maciço de encabeçamento (IP6, Viadutos sobre os rios Galvão e Real. A2P/IEP/Tecnasol, 2005).

Os extensómetros e os deflectómetros, encontraram-se ligados a uma “terminal box”, tendo a tomada de leituras sido feita recorrendo-se à caixa de leitura Data Mate MP.

O valor da carga aplicada nos diferentes estágios, ciclos de carga e ciclos de descarga, foi efectuado através do controlo (leituras) das células de carga colocadas entre a estrutura de reacção e os macacos hidráulicos, conhecendo-se a pressão transmitida, quer à saída do grupo hidráulico quer à entrada dos macacos (com recurso a manómetros), e a área de pressão.

Dada a duração dos ensaios, e a variação de temperatura expectável ao longo dos mesmos, foi também usado um sensor de temperatura para caracterização da sua evolução.

Os resultados destes ensaios foram considerados na aferição das soluções de projecto, traduzidas nos termos finais da execução e apresentadas nas provas de agregação do Eng. Sousa Coutinho, a que o autor deste relato teve acesso. Nesta exposição, foram detalhadas de forma didáctica os potenciais das relações obtidas entre cargas e assentamentos, e a fluência destes nos patamares de carregamento para boa definição de cargas nominais limites (estado limite de utilização), e, ainda, o assentamento sob a carga máxima de ensaio, que permitiu avaliar se o assentamento da estaca realmente em serviço era comparável com o assentamento previsto, e se aquele era compatível com os limites tolerados pela superestrutura. O responsável concluiu que a obtenção das resistências ao longo do fuste em cada estrato intersectado, das resistências de ponta e das cargas de fluência, permitiram a calibração e a validação de modelos ou métodos que tinham sido utilizados no dimensionamento (base). Tal foi feito seguindo a metodologia do Eurocódigo 7, versão de 2004, deduzindo-se as resistências características dos estratos interessados a partir dos valores medidos, seguindo depois o cálculo nos moldes habituais (sic). Pela sua relevância, espera-se para breve uma publicação sobre estes resultados.



Fig. 22 – Extensómetros eléctrico e de corda vibrante soldados a um varão da armadura (IP6, Viadutos sobre os rios Galvão e Real. A2P/IEP/Tecnasol, 2005).

4.9 – Campo experimental de Santo Estêvão - Pegões (IST/FCT-POCTI/ECM/36057/ 99)

Este caso resulta de um trabalho de investigação inserido num projecto liderado pelo Instituto da Construção do IST-UTL e financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) – organismo do Ministério de Ciência e Ensino Superior do governo português, com fundos comunitários europeus – de referência POCTI/ECM/36057/99 e designado por “Dynamic Load Test: its implementation in Portugal”. O investigador responsável por este projecto era o Prof. António Gomes Correia, tendo o Prof. Jaime Santos orientado uma tese de mestrado realizada pelo licenciado José Jorge Gouveia Pereira, intitulada “Avaliação da Capacidade Resistente de Estacas através do ensaio de Carga Dinâmico” (Gouveia Pereira, 2003). O trabalho contou com a colaboração da empresa

SOPECATE, SA, que construiu as estacas e a estrutura de carga, bem como deu toda a assistência aos ensaios que aqui se desenvolveram. Foram executadas 5 estacas moldadas, uma que viria a ser ensaiada em compressão estática e as outras quatro de reacção, que, no entanto, viriam a ser também ensaiadas em compressão por carga dinâmica (ver Figura 23).

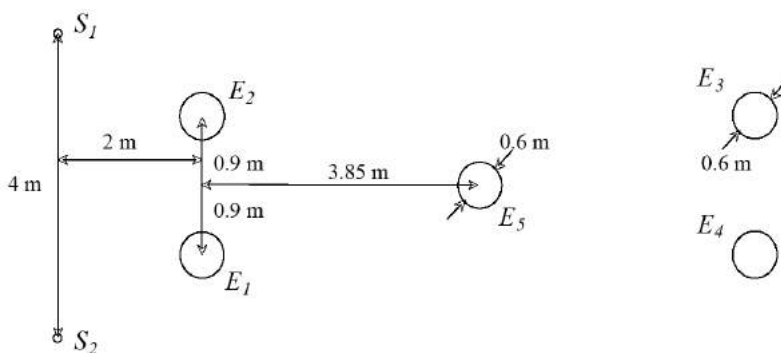


Fig. 23 – Geometria do local de ensaio (Gouveia Pereira, 2003).

Para a execução das estacas foram usados tubos moldadores com diâmetro de 600mm, até aos 17m de profundidade, num maciço de aluviões areno-siltosas-argilosas, sobrejacentes a solos fortemente sobreconsolidados (margosos) de formações miocénicas.

Para caracterização destes maciços (Gomes Correia, 2002) foram executadas sondagens com SPT, com identificação física de amostras integrais, pela empresa SOPECATE, e, ainda, ensaios sísmicos entre furos, “cross-hole”, pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Gouveia Pereira, 2003; Gouveia Pereira, et al., 2004; Gomes Correia et al., 2006).

Os ensaios de carga dinâmicos (Santos e Gouveia Pereira, 2002; Gouveia Pereira, 2003; Gouveia Pereira, et al., 2004) foram executados nas quatro estacas que fariam reacção ao ensaio estático, pela empresa Terratest (associada da Sopecate), usando um equipamento “Pile Dynamics Inc.”. Foram fixos dois conjuntos de acelerómetro e extensómetro e amortecedores, sendo os ensaios executados com um martelo com uma massa de 7900kg (ver Figura 24).

Para a realização do ensaio de carga estático foi desenvolvida uma estrutura, cuja descrição é feita por Gouveia Pereira (2003) e que se ilustra na Figura 25. A instrumentação da incluiu transdutor de pressão e deflectómetros (ambos com o objectivo de registo da resposta à cabeça), para além de um transdutor de força colocado na ponta da estaca e de extensómetros fixados à armadura em doze níveis diferentes – quatro por nível – para avaliar a transferência de carga ao longo do comprimento da estaca e na base – em redundância (Figura 24).

A interpretação dos ensaios dinâmicos foi feita pelo método CASE, com o fim de avaliar as capacidades resistentes mobilizadas, bem como com recurso a um método de cálculo desenvolvido no âmbito da tese acima referida, tendo os resultados sido muito compatíveis (Gouveia Pereira, 2003). Dos resultados do ensaio de carga estático foi possível estabelecer a curva tensão-deformação e de distribuição de carga em profundidade. O facto de não se ter conseguido conduzir os ensaios até à rutura, inviabilizou uma análise comparativa plena, mas fez-se recurso a um programa de simulação de ensaios com base nas respostas preliminares, tendo-se verificado um bom enquadramento, tanto na curva carga-deslocamento no topo da estaca, com na da distribuição dos esforços normais em profundidade (Gouveia Pereira, 2003; Gouveia Pereira, et al., 2004).

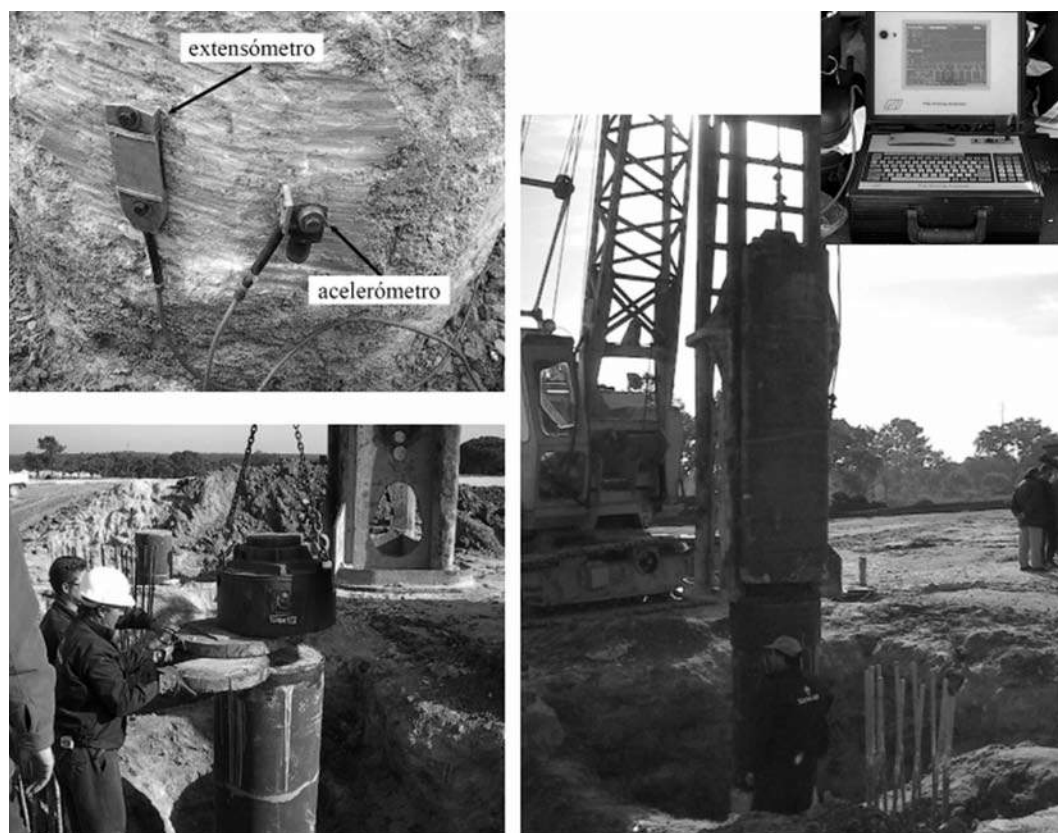


Fig. 24 – Ensaio dinâmico das estacas de reacção – Santo Estevão (Gouveia Pereira, 2003).



Fig. 25 – Vista geral e pormenores da instrumentação do ensaio estático com a estrutura de reacção – Santo Estevão (Gouveia Pereira, 2003).

4.10 – Viaduto de Santana do Cartaxo – Modernização da linha do norte (REFER)

Este ensaio de carga vertical foi realizado sobre uma estaca construída pelo empreiteiro para o fim único de verificação de critérios de projecto. Foi realizado pelo empreiteiro adjudicatário, Mota-Engil, SA, no âmbito do projecto realizado pela Viaponte, Proj. e Cons. de Eng^a, Lda, para a REFER, do Viaduto de Santana do Cartaxo, enquadrado no Projecto de Modernização da Linha do Norte – Subtroço 1.4 – Azambuja / Vale de Santarém. O autor deste relato integrou a equipa de projecto.

O Viaduto Ferroviário de Santana do Cartaxo, que decorre da necessidade de aumentar os raios de curvatura, para possibilitar velocidades de circulação de 220 km/h dos comboios da linha do Norte, obrigou à passagem numa zona de planície aluvionar formada por um vale muito plano e aberto e preenchido por materiais geologicamente muito recentes. O viaduto em questão é constituído por dois encontros, sete pilares de transição e entre estes por cinco pilares intermédios. O vão entre pilares de transição é de 30m, enquanto que entre pilares de transição e intermédios de cerca de 25m. As fundações dos pilares intermédios são constituídas por duas estacas moldadas de tubo perdido com diâmetro igual a 1,5m, constituindo o seu maciço de encabeçamento o próprio pilar. Devido ao seu espaçamento e nomeadamente o seu número considera-se que as estacas actuam individualmente, i.e., o efeito de grupo é negligenciável.

Segundo as especificações do projecto da Viaponte (2003), o ensaio de carga – dito preliminar – seria realizado sobre uma estaca de 800mm de diâmetro, cumprindo os requisitos dos termos “regulamentares” seguidos do Eurocodigo 7, de que “a(s) estaca(s) ‘preliminare(s)’ deverão ter diâmetros nunca inferiores a 50% das projectadas” (de 1500mm). Enfatizava-se na Memória Descritiva do Projecto que “As Estacas de Ensaio Preliminares são as estacas executadas antes início da execução das Estacas Estruturais, de modo a verificar-se os equipamentos e métodos construtivos propostos pelo Empreiteiro e se as respectivas dimensões satisfazem os requisitos das Especificações (...). De facto, entende-se por estaca ‘preliminar’ uma estaca que é executada para fins exclusivos de ensaio prévio e que, por que deverá ser carregada até à sua carga última, não integrará a estrutura definitiva (...). E (...) terão que ser executadas pelo mesmo equipamento (ou semelhante) e seguindo os mesmos processos construtivos, em todas as suas vertentes, que serão usados na construção, segundo os termos definidos pelo projectista”.

Segundo as especificações do projecto da Viaponte (2003), o ensaio deveria ser conduzido até 2 vezes a carga de trabalho. Ainda de acordo com as indicações dos projectistas, a carga de trabalho deveria ser estimada considerando uma tensão normal de 5,5 MPa. Para a estaca de $\phi 800\text{mm}$, tal corresponderia, a uma carga de trabalho de cerca de 2800 kN. Felizmente, decidiu-se que o ensaio iria ser conduzido até à carga de 8000kN (2,86 vezes a carga de trabalho), valor esse condicionado pela resistência da treliça metálica, o que viria a permitir atingir resistências últimas, em particular as laterais dos horizontes atravessados, assim identificando parâmetros específicos para ajuste do projecto, com ganho no rigor da solução estrutural final (em particular, a optimização dos encastramentos nas bases miocénicas).

O ensaio seria conduzido sob supervisão dos projectistas e, sob sua própria sugestão ao Dono de Obra, coordenação independente do ICIST do Instituto Superior Técnico, na pessoa do Prof. Jaime Santos. A análise incidiria sobre uma zona tipificada no perfil do Pilar P2 do Viaduto V4, que se inclui na Figura 6. Como se vê, a caracterização base inclui ensaios com SPT e CPT, para além de outros – como ensaios com o cone sísmico –, que não são directamente usados neste exercício de correlacionamento (que será detalhado em publicação próxima, em desenvolvimento pelos responsáveis deste estudo). Uma zona superficial sobreconsolidada por dissecação, resistências muito baixas das argilas intercaladas com areias muito soltas e para lá de uma zona de transição, materiais muito rijos ou muito compactos, são alguns dos aspectos a realçar (não sendo negligenciável a grande heterogeneidade do maciço).

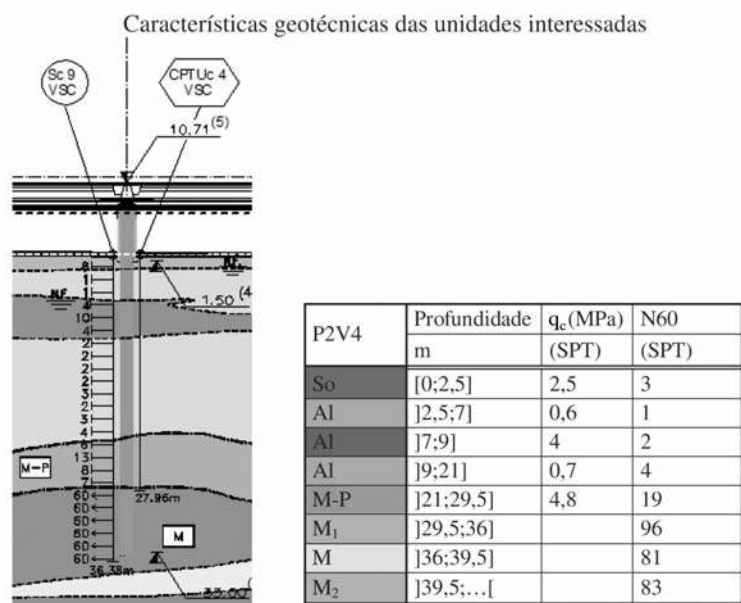


Fig. 26 – Perfil transversal da zona interessada pelo pilar P2V4 (Santos, 2005).

O ensaio de carga foi realizado com recurso a uma treliça dimensionada pelo empreiteiro Mota-Engil (ver Figura 27) e executado em duas etapas principais: carregamento até uma carga de trabalho de 2800 kN, correspondente a uma tensão média de serviço de 5,5 MPa; descarga seguida de carregamento até à carga máxima de 8000 kN, limitada pela resistência do sistema de reacção (Figura 28).

Os critérios de estabilização dos assentamentos foram de que a taxa de assentamento não devia exceder 0,05mm/hora (na leitura de 30min ou 1h ou 2h ou ...) ou a diferença entre duas leituras consecutivas de assentamentos corresponder a, no máximo, 5% do assentamento havido no mesmo estágio, tendo-se admitido o tempo de estabilização máximo para as leituras nos patamares de carga de 4h.

O ensaio foi devidamente instrumentado ao nível da medição da carga, medição dos deslocamentos ou extensões e esforço axial. Houve o cuidado de, sempre que possível, executar as medições por, pelo menos, duas vias independentes procurando dessa forma confirmar os valores observados e precaver possíveis anomalias num deles.

A carga de ensaio foi aplicada através de dois macacos hidráulicos (ver Figura 27). A medição da carga foi efectuada através de um manómetro de pressão e de uma célula de carga colocada entre o maciço de encabeçamento da estaca e os macacos hidráulicos.

A monitorização dos deslocamentos verticais do maciço de encabeçamento da estaca foi efectuada através de deflectómetros e transdutores, por um lado, e nivelamento geométrico, por outro. O uso de nivelamento geométrico permitiu, igualmente, verificar que não ocorreram deslocamentos relativos entre a estrutura de suporte e o nível de referência. A instrumentação ao longo do fuste da estaca permitiu a determinação da evolução do esforço axial e das resistências mobilizadas (ver Figura 27).

Para essa avaliação da transferência (evolução) do esforço axial e das resistências mobilizadas, foram instalados 8 níveis de 3 extensómetros de corda vibrante (Figura 29) para monitorização do esforço axial. Só foi possível determinar o esforço axial em 5 dos 8 níveis instrumentados, o que representa uma perda de 37,5%. Esta perda significativa pode dever-se ao facto de ter sido utilizada uma armadura muito



Fig. 27 – Ensaio de carga em estaca experimental – Santana do Cartaxo.

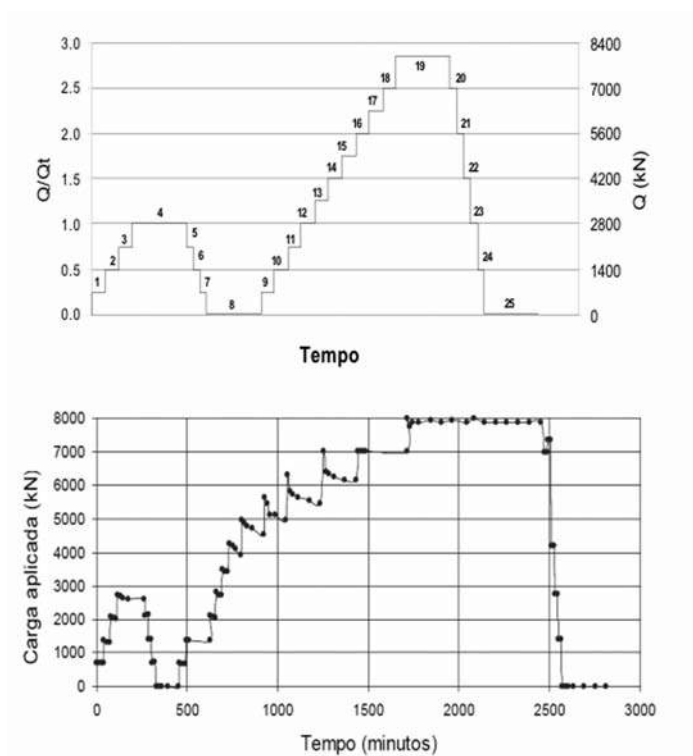


Fig. 28 – Plano de cargas (Q e Q_t são a carga aplicada e a de trabalho) e efectivamente realizadas.

densa na estaca experimental. Factor que poderá ter prejudicado a leitura dos resultados. Rejeitaram-se os registos anormais e os picos anómalos de magnitude significativa. Para o cálculo do esforço normal admitiu-se a secção teórica da estaca igual a 800mm e um módulo de elasticidade de 33,5GPa.

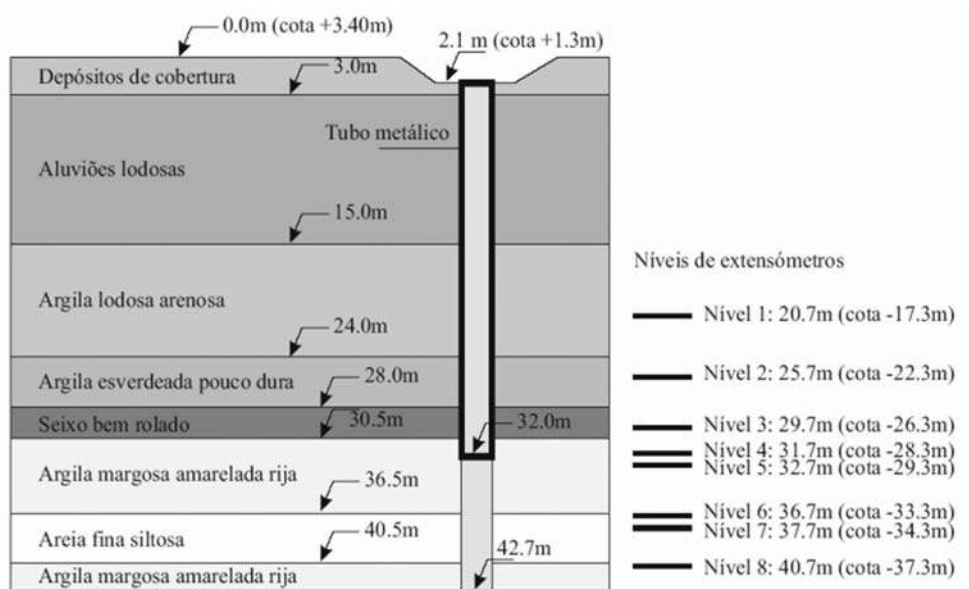


Fig. 29 – Instrumentação implementada na estaca do ensaio de carga para identificação da transferência de carga ao longo do fuste e ponta (extensômetros – Sisgeo, S.r.l.).

O ensaio, apesar de ter induzido um assentamento de 63mm ($s/b=7,9\%$ - Figura 30) não conseguiu mobilizar a resistência total disponível do terreno, como a resistência lateral das duas últimas camadas e a última de ponta. O diagrama carga-assentamento não apresentou uma assíntota sub-horizontal manifestando a proximidade da rotura. Assim, os valores últimos foram extrapolados através do método de Décourt (1996). Neste método a “rigidez” (Q/s , kN/mm) é extrapolada até ao valor nulo, assumindo-se que a rotura se dará quando a tangente ao diagrama carga-assentamento for horizontal. Deste modo obteve-se o valor de 8417 kN para a carga última.

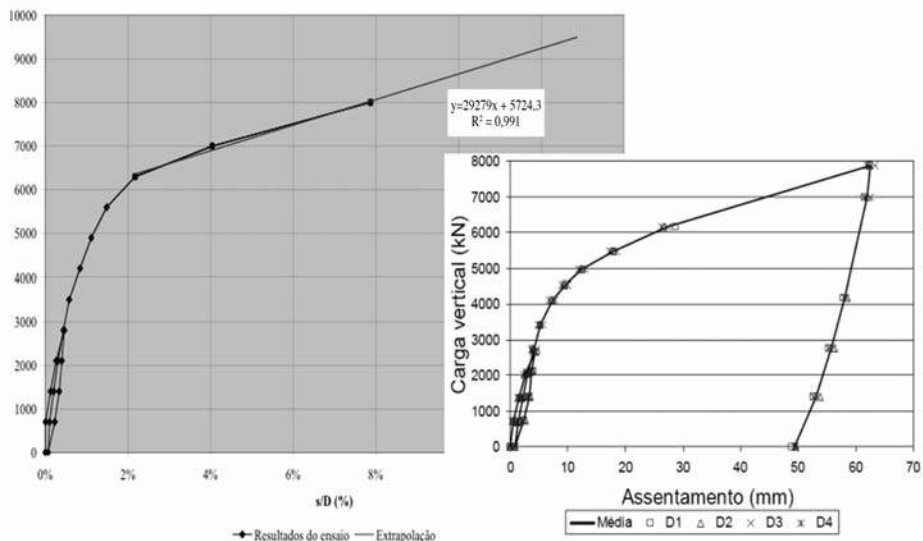


Fig. 30 – Diagrama carga-assentamento e extrapolação para um assentamento de 12,5%.

Por outro lado, como a proximidade da rotura não é evidente, estimou-se a carga para um assentamento da ordem de 12,5%. Na estimativa admitiu-se que a tendência das últimas 3 observações se mantinha. Por esta via calculou-se uma carga de 9384 kN.

Do tratamento dos dados obtidos do ensaio, importa apresentar, como exemplo da importância destes exercícios paramétricos, o confronto de valores para a resistência lateral unitária última, estimadas pelas metodologias clássicas (tipo Meyerhof, Skempton,...), por um lado, e semi-empíricas com base nos ensaios in situ (Bustamante e Frank, 1999 – LCPC-DTU), por outro, com os obtidos no ensaios pela instrumentação descrita e cuja interpretação se faz em Santos (2005). Na camada mais coerente do miocénico, identificada como uma argila siltosa muito rija ou por vezes como sendo uma marga calco-gresosa, e que poderá ser uma zona de transição do material residual para um material rochoso, foi ainda considerada uma análise das resistências desse estrato, tendo como referência a metodologia expressa pelo documento britânico da CIRIA (Gannon et al. 1999), nomeadamente o capítulo referente a rochas brandas (“Design of piles in weak rock”). Dessa forma, foi efectuada uma análise conjugada com a metodologia DTU. Na Figura 31 faz-se esse confronto.

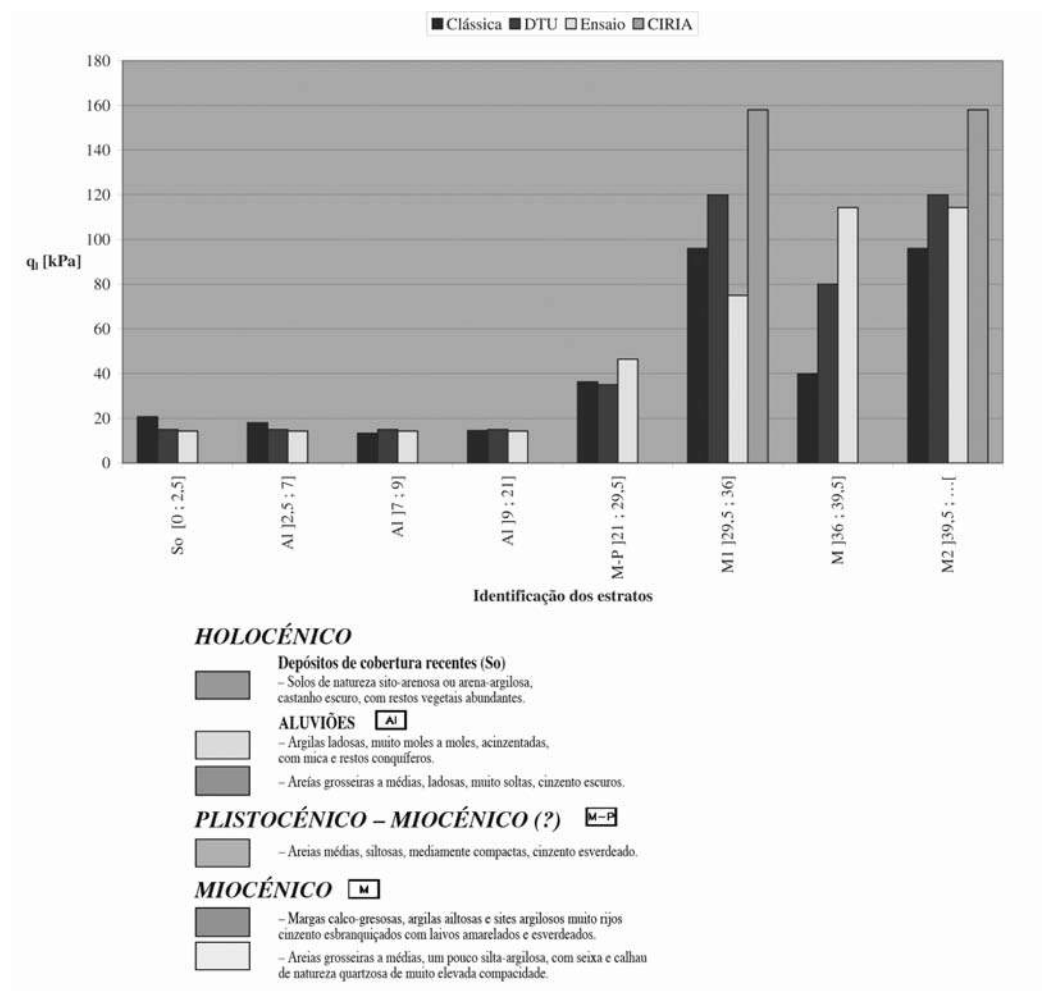


Fig. 31 – Horizontes e unidades litoestratigráficas identificadas nas campanhas de sondagens e comparação das resistências laterais unitárias estimadas e observadas.

Daqui se depreende que, para a resistência lateral unitária, parece haver uma boa semelhança das resistências obtidas pela norma DTU com as resistências “características” do ensaio de carga. Os resultados da metodologia britânica revelam-se um pouco desadequados. O método clássico apresenta valores muito próximos do ensaio e da DTU para a zona das aluviões, mas para as zonas mais profundas e determinantes para o dimensionamento os valores são manifestamente desajustados.

Sem detrimento de uma análise mais aprofundada destas considerações, pode-se expressar conclusivamente que os métodos disponíveis para a análise da capacidade de carga vertical nesta natureza de maciços terrosos traduzem uma grande dispersão de resultados. Facto que vem evidenciar o papel determinante que os ensaios de carga desempenham, aspecto que é bastante realçado pela pré-norma prEN 1997-1:2004. Muitas vezes, por factores económicos ou pela menor dimensão da obra, não é possível a realização de ensaios desta natureza. Nesse caso, métodos baseados nestes ensaios, como por exemplo a norma francesa DTU que apresenta uma grande variabilidade de casos, são relativamente fiáveis para esta natureza de maciços. A metodologia britânica, baseada em ensaios de compressão uniaxial não confinada, revela algum potencial para este tipo de terrenos margosos.

4.11 – Nova travessia do Tejo no Carregado - ponte e viaduto (BRISA)

A Construção da Travessia do Rio Tejo no Carregado, no Sublanço A1 / Benavente, da A10 – Auto-Estrada Bucelas / Carregado / IC3, ponte e viaduto, tem uma extensão global de cerca de 11km, sendo 800 m em água (rio) e 10.200m em terra. Esta empreitada constitui no momento o maior empreendimento público em curso em território nacional, estando a cargo do consórcio “TACE – Construção da Travessia Rodoviária do Tejo, ACE”, constituído pelas empresas MSF, Construtora do Tâmega, Lena Construções, BPC, Novopca e Zagope, tendo, como Projectista, a empresa COBA, SA. As fundações foram concebidas e estão a ser executadas em estacas de grande diâmetro (1500mm) – cerca de 1260 estacas – e com comprimentos até 56m. Por razões ambientais não se recorreu a lamias bentónicas, tendo as estacas sido executadas com recurso a tubo moldador metálico recuperado.

A caracterização dos maciços envolveu sondagens com SPT, ensaios com o piezocone (CPTU) e com o piezocone sísmico (SCPTu), ensaios de corte rotativo (Vane Test), ensaios sísmicos entre furos (vulgo Cross-Hole) e um significativo número de ensaios em laboratório (identificação, triaxiais, coluna ressonante, cíclicos de torção, cíclicos de torção, etc.). Tendo em vista a importância da obra e das fundações, em particular, foram programados e realizados uma série de ensaios de carga vertical estáticos (3 ensaios em zonas distintas) e dinâmicos (9 ensaios de carga dinâmicos verticais de compressão, sendo dispostos nas três zonas tipificadas pelos estáticos numa distribuição de 4, 2 e 3, respectivamente), para verificação do projecto e validação da solução de execução das estacas. Foram realizados ensaios com estacas de diâmetro igual ao projectado (1500mm) e com diâmetro reduzido (800mm), cumprindo os termos expressos no eurocódigo (Figura 32). Todas as estacas foram verificadas na sua integridade pela realização de ensaios de diagrfias sónicas. Estes ensaios foram preparados e conduzidos pelo consórcio construtor, sob supervisão de uma equipa do Instituto Superior Técnico, da Universidade de Lisboa, liderada pelo Prof. Jaime Santos e com a colaboração do Eng. Sérgio Paraíso, da empresa Brasileira Geomec, e do Eng. Gouveia Pereira.

A descrição dos ensaios e a interpretação dos resultados é feita em relatório específico (Santos et al., 2006), ilustrando-se na figura que se segue a montagem de um dos ensaios de carga estático e um dos dinâmicos.



Fig. 32 – Ensaios estáticos e dinâmicos em estacas na Nova Travessia do Tejo no Carregado.

4.12 – Edifícios altos e infra-estruturas em MACAU (acompanhamento do LECM)

Neste território de administração portuguesa durante 250 anos e que é agora de novo uma província chinesa, foram durante as últimas décadas do século passado feitos grandes empreendimentos de Obras Públicas e privadas, que conduziram a volumes ímpares de fundações, na sua grande maioria estacas de grande dimensão, em número e volume muito relevante.

Segundo Novais-Ferreira (2004), os grandes edifícios construídos em Macau nas zonas recuperadas ao mar, são geralmente fundados sobre estacas cravadas tipo PHC. O controlo de qualidade envolve diversos estudos e ensaios, incluindo, durante a execução: (a) ensaios estáticos (*Static Load Test – SLT*); (b) ensaios dinâmicos com ajustamento de sinal (*Dynamic load test with signal matching – DLT-SM*); (c) medição da nega (*final set on the piles – SET*).

Segundo aquele autor, muito raramente o ensaio estático (SLT), é levado até à “rotura” do solo, sendo em regra realizado por ciclos até duas vezes a carga admissível definindo o diagrama de assentamento da cabeça da estaca em função da carga aplicada. Segue-se a norma ASTM D1143. Embora este ensaio seja considerado preferencial, requer muito tempo e uma preparação cuidada e dispendiosa, pelo que o ensaio dinâmico com ajuste de sinal (DLT-SM) - que requer somente um equipamento de cravação e registo, e implica uma análise expedita – aparece como alternativa interessante. Os resultados permitem avaliar: a integridade da estaca; a resistência atrítica na interface estaca-solo em cada camada de solo; a resistência de ponta da estaca; naturalmente, a resistência geotécnica total da estaca; a curva de assentamento da estaca, com estimativa do assentamento total e do assentamento residual; e, a curva de carga ao longo da estaca. Este ensaio não é, porém, um ensaio directo, requer várias hipóteses para a interpretação dos resultados, sendo vantajosa a execução de ensaio(s) estático(s) simultâneo(s) em algumas estacas, para calibração local, tanto para o tipo de solo como para o processo de execução (Novais-Ferreira, 2004).

Por outro lado, a nega da cravação das estacas (“final set”) é verificada em todas elas, e a baixo custo, permite avaliar o comportamento daquela e uma estimativa de um valor da carga de rotura, usando uma equação de cravação (tipo equação de Hiley, por exemplo). Estas equações são muito criticáveis para cálculo, mas podem ser objecto de calibração.

Nesta perspectiva de congregação de ensaios, o autor descreveu um sistema de controlo implementado, envolvendo os três métodos:

- Diagrama de cravação com especial atenção aos valores finais e à nega (set);
- Ensaios DLT-SM em 3% das estacas;
- Ensaios de SLT em cerca de 33% das estacas ensaiadas por DLT-SM (1% do total das estacas).

Estes estudos são descritos por Novais-Ferreira (2004), em particular os realizados no Centro Cultural de Macau. Confirmando a grande dispersão dos resultados da nega, neste trabalho estabelecem-se as correlações entre os resultados dos ensaios estáticos de carga (SLT) e ensaio dinâmicos com ajustamento de sinal (DLT-SM), no que se refere à capacidade de carga e aos assentamentos. Discute-se a correlação entre as capacidades de carga estimadas pelo ensaio DLT-SM e pela fórmula de Hiley (DTu vs PTu). Apresentam-se três formas de ajustar a fórmula de Hiley às condições da obra, tendo presente que a dispersão de resultados será sempre grande. Sugere-se uma estratégia para ampliar o método de controlo de qualidade de estacas cravadas, e o conhecimento global da população estatística.

Uma das abordagens que tem sido adoptada em Macau, sob supervisão do Laboratório de Engenharia Civil, pela mão do mesmo autor, num vasto conjunto de empreendimentos que se vêm desenvolvendo naquele território (antes e depois da administração Portuguesa), consiste na avaliação da distribuição de cargas em profundidade a partir do registo do número de pancadas ao longo ao longo do processo de cravação. Assim mesmo, como descreve Novais Ferreira (2003), pelo registo do número de pancadas por metro de penetração, obtém-se uma curva com o número das pancadas por metro (n_i) a cada profundidade (d_i) (diagrama diferencial ou de densidade de cravação) – $n_i = f(d_i)$. O número n_i é correlacionável com a energia dispendida na cravação de (d_{i-1}) a (d_i) metros. A soma do número das pancadas por metro de penetração fornece uma curva de número acumulado de pancadas por metro até à profundidade (d_i), obtendo-se o diagrama cumulativo de cravação da estaca – $N_i = \sum n_i = F(d_i)$. O número N_i é correlacionável com a energia total gasta para a penetração desde 0 a d_i metros.

O ensaio destas estacas, por carga dinâmica com ajustamento de sinal (DLT-SM), permite ter uma ideia da tensão de atrito de cada camada e de ponta. Os resultados são apresentados normalmente indicando a tensão mobilizada no fuste, por camada, fsi e a carga de ponta F_b .

A avaliação da curva de cargas na estaca [$F_{ei} = f(d_i)$] é considerada por alguns autores (Axelsson e Hintze, 2000; Balech e Aoki, 2000) a partir da curva de F_{ei} vs n_i . Contudo, exemplos de aplicação usando resultados de ensaios de estacas, permitiram aconselhar o uso de N_i (Novais-Ferreira, 2003). Segundo o autor, pode ser considerada uma equação exponencial generalizada:

$$F_{ei} = \{F_t * [(F_b / F_t)]^{(N_i/N_t)b}\}$$

correspondendo os valores de F_{ei} e de N_i à mesma profundidade d_i .

O diagrama de densidade de cravação (n_i vs profundidade) define bem as várias camadas do maciço no local da estaca, mas é menos apropriado para correlação com a distribuição de carga em profundidades. O diagrama cumulativo de cravação (N_i vs profundidade) parece menos apropriado para calcular as diferenças geológicas entre solos locais atravessados por estacas cravadas, mas os valores de F_{ei} , calculados a partir de N_i (valores dos diagramas cumulativos, N_i versus a profundidade), ajustam bem aos valores medidos.

4.13 – Sobre a experiência em ensaios de estacas dinâmicos (dos dois campos experimentais IST- Pegões e FEUP-ISC'2 ao acervo da SOPECATE)

Neste parágrafo são apontados os dois únicos casos de investigação em Portugal – que conheço - com o cariz que os termos normativos – expostos nos parágrafos 3. - exigem para potenciar os ensaios de carga dinâmicos, como boa alternativa para os mais onerosos, mas imprescindíveis ensaios estáticos.

Únicos porque neles se cruzaram, em condições similares, ensaios dinâmicos, com medição de deformação e aceleração versus tempo, para avaliação da capacidade resistente de estacas para carregamento vertical, e ensaios estáticos em estacas do mesmo tipo, com o mesmo comprimento, mesma secção transversal e mesmas condições geotécnicas dos maciços (que foram bem caracterizadas).

Estes ensaios foram realizados nos campos experimentais descritos nos parágrafos 4.9, 4.1 e 4.11, respectivamente os relativos a:

- Campo Experimental de Santo Estêvão - Pegões (Gouveia Pereira, 2003 – Figura 24);
- Campo Experimental da FEUP (ISC'2) - International Prediction Event (Viana da Fonseca e Santos, 2006) – ver Figura 33;
- Nova Travessia do Tejo no Carregado - ponte e viaduto (Santos et al., 2006 – Figura 32).

Não podia deixar de citar o trabalho prático de duas empresas que já implementaram estes ensaios em obras da sua responsabilidade, a Teixeira Duarte, com a colaboração da empresa Geosolve, na empreitada da Auto-estrada A14, do Dono de Obra Brisa, e a Sopecate, a empresa que vem - em colaboração com a sua empresa associada, a Terratest - acumulando um bom acervo de casos de obra, de que recebi informação detalhada, por gentil informação da Sr. Eng^a Teresa Nogueira Simões, Directora da empresa Sopecate, dos seguintes casos (que constam de relatórios internos):

- Lisboa, Dez. 1996 – Parque das Nações-Expo-Lote 304 – Cliente: S.D.I; 6 ensaios sob estacas de secção quadrada de B= 270, 300 e 350mm em aluviões argilosas e base miocénica; caracterização: sondagens com SPT;
- Oeiras, Dez. 1996 - Centro Desportivo do Jamor, Cliente: Soares da Costa; 6 ensaios sob estacas de secção quadrada de B= 350mm em depósitos colúvio-aluvionares e base basáltica; caracterização: sondagens com SPT;
- V. R. Sto. António, Nov. 1996 a Fev. 1997 - Porto de Pesca – Cliente: Soares da Costa e Etermar; 11 ensaios sob estacas de secção quadrada de B = 300 e 350mm em areias e “sem base rija”; caracterização: sondagens com SPT;
- Castanheira, Jan. 1999 - Armazéns e Escritórios na Castanheira do Ribatejo – Cliente: Largiro; 3 ensaios sob estacas de secção quadrada de B = 235 e 300mm em aluviões argilosas e base jurássica; caracterização: sondagens com SPT;
- Póvoa de Sta Iria, Ago. a Out. 2000 - Fábrica Solvay; Cliente: ABB; 24 ensaios sob estacas de secção quadrada de B= 350mm em aluviões argilosas e base miocénica; caracterização: sondagens com SPT;
- Barcelos, Maio 2001- Estádio Municipal de Barcelos; Cliente: Soares da Costa; 6 ensaios sob estacas de secção quadrada de B= 270, 300 e 350mm em depósitos colúvio-aluvionares areno-siltosos e base em granitos decompostos; caracterização: sondagens com SPT.



Fig. 33 – Ensaio estático e dinâmico em estacas no Campo Experimental da FEUP (ISC'2).

O crescente interesse e relevância prática destes ensaios, em consonância com os ensaios estáticos – preferencialmente conduzidos com medição independente de transferência de carga ao fuste e base – realizados no mesmo ambiente, preconiza um futuro promissor, na tentativa de generalização do controlo das premissas do projecto e das condições de execução destas estruturas geotécnicas.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por tudo o que se expôs, compreende-se que os ensaios de carga sejam considerados elementos preferenciais e mesmo, parafraseando Xavier (1997), de excelência para reduzir as margens de incerteza. Sendo caros e morosos, os campos experimentais, sejam eles lançados com o exclusivo propósito de investigação, ou sejam decorrentes da possibilidade de obter resultados de qualidade, interpretação em correspondência, em obras de grande dimensão em que o Dono de Obra e o Empreiteiro (eventualmente assessorados por um consultor especialista e, ou, académico), são uma oportunidade única para solidificar e bem fundamentar aqueles métodos nas condições locais, regionais e nacionais. Estes campos constituirão bases para a construção de um “acervo paramétrico” que os engenheiros da prática de projecto e construção de estacas poderão usar com confiança.

Este trabalho não foi, infelizmente, exaustivo e, muito menos, sistemático no passado em Portugal, mas é hoje (e, mais uma vez, graças à entrada dos códigos europeus) retomado e acalentado (ainda que moderada e insuficientemente), podendo já aspirar-se para um futuro “científico” da engenharia de fundações em Portugal.

6 – AGRADECIMENTOS

Muito particulares às Direcções e Engenharia Geotécnica da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Sociedade Portuguesa de Geotecnia, pelo convite para fazer este relato e confiança manifestada ao autor. Os agradecimentos gerais a tantas empresas, que se designaram ao longo do texto, que permitiram este trabalhos – primeiro pela seu excelente trabalho no apoio às várias iniciativas que se relataram e depois pelo fornecimento de muitos dados – e muito especiais às que permitiram a prossecução deste trabalho na FEUP (Mota-Engil, SA – Direcções de Fundações Especiais e de Geotecnia; Teixeira Duarte SA; Sopecate, SA e Tecnasol FGE, SA). Uma gratidão pessoal a todos os colegas que comigo colaboraram nesta recolha, dos quais me permitirei denominar o Prof. Jaime Santos, com quem nestes últimos anos venho trabalhando para o relevo destes trabalhos de generalização da investigação e prática de ensaios em estacas, excepcionais meios de dimensionamento; a Eng^a e Mestre Elisabete Costa Esteves, pela ajuda no arranque desta selecção, e a Eng^a Catarina Tuna, ambas pelos trabalhos de tese (esta última em finalização) que tão competentemente conduziram os trabalhos neste domínio no CEFEP-ISC². Este trabalho integra-se na actividade de investigação do CEC da FEUP, sub-centro de “Estacas em Solos Residuais”, unidade da Fundação para a Ciência e para a Tecnologia do MCES.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2005). *Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio. BR 12131:2005*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo. Texto preliminar em
<<http://www.abms.com.br/novo/integra.aspx?id=74>>

AGISCO (1995). *Pite tests results. New road Crossing of the Tagus in Lisboa*.

- ASTM D1143-81 (1994) – *Piles Under Static Axial Compressive Load. Standard Test Method*. Annual Book of ASTM Standards. Filadélfia. Vol. 04.08, pp. 96-106.
- Axelsson, G. e Hintze, S. (2000) – *Evaluation of pile set-up from penetration per blow* - Proceedings of the sixth conference – Applications of stress-wave theory to piles - São Paulo, Brasil, 11/13 September – A A Balkema, Rotterdam, Netherlands: 665/672.
- Baguelin, F. e Venon, J. P. (1971) – *Influence de la compressibilité des pieux sur la mobilisation des efforts résistants*, C. R. des Journées Nationales de Mécanique des Sols, Paris, Mai 1971, Bull. Liaison labo. P. Et. Ch., n° special, Juin 1972.
- Balech, J. e Aoki N (2000) – *Load transfer analysis from increasing energy dynamic load tests in concrete piles driven in very soft clay formation* - Proceedings of the sixth conference. “Applications of stress-wave theory to piles”. São Paulo, Brasil, 11/13 September. A A Balkema, Rotterdam, Netherlands; 241/248.
- Briaud, J.L e Tucker, L.M. (1988) – *Measured and predicted axial response of 98 piles*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114(9): 984-1001.
- Bustamante, M. e Gianceselli, L. (1981) – *Prevision de la capacité portante des pieux isolés sous charge vertical, règles pressiométriques et pénétrométriques*, Bull. liaison Labo. P. et Ch., 113, Paris.
- Bustamante, M. e Gianceselli, L. (1983) – *Calcul de la capacité portante des pieux à partir des essais au pénétromètre statique*. Bull. liaison Labo. P. et Ch., 127, Paris.
- Bustamante, M. e Gianceselli, L. (1996) – *Recommandations pour la préparation d'un essai de chargement statique de pieu instrumenté à l'aide d'un extensomètre LPC*. Méthode d'essai n° 45. Min. de L'eq. et du Logement, LCPC, Paris.
- Bustamante, M. e Frank, R. (1999) – *Current French design practice for axially loaded piles*. Ground Engineering.
- Bustamante, M., Jézéquel, J.-F. e Gianceselli, L. (1990) – *La mesure des déformations à l'aide de extensomètres amovible LPC*. Méthode d'essai LPC n° 34. LPC, n° 31. Min. de L'eq. et du Logement, Pub. LCPC, Paris.
- Câmara, I. (1997) – *Dimensionamento de estacas carregadas verticalmente com base em ensaios de carga*. Dissertação de Mestrado, FCT, UNL.
- Cambeftort, H. (1964) – *Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux*. Annales de l'ITBTP, 204, Décembre, 1964.
- Costa Esteves, E. F. M. (2005) – *Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Acções Verticais*. Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Dez. FEUP.
- De Cock, F., Legrand, C. e Huybrechts, N. (2003) – *Axial Static Piles Load Test (ASPLT) in compression or in tension* – Recommendations from ERTC3-Piles, ISSMGE Subcommittee. *Proceedings of the XIII ECSMGE, Vanicek et al. (eds)*. CGTS, Praga. Vol. 3, pp. 717-741.
- Décourt, L. (1996) – *A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez*. SEFE III, Vol. I, pp. 215-224, São Paulo.
- CEN ENV 1997-1 (1994) – *Eurocódigo 7. Projecto Geotécnico. Parte 1: Regras Gerais*. (EC7) Pré-norma europeia. 1995 PT. Comis, Europeia de Normalizações, Bruxelas.
- CEN prEN 1997-1 (2004) – *Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General Rules*. (EC7). Final Draft. Eur. Com. for Standardization (CEN), Brussels,

- Fellenius, B. H., Santos, J. A. e Viana da Fonseca, A. (2007) – *Analysis of piles in a residual soil – The ISC'2 prediction*. *Canadian Geotechnical Journal*. 44, pp. 201-220.
- Gaba, A.R.; Pickles, A.C. e Oliveira, R. (2004) – *Casa da Música do Porto: site characterisation*. Geotechnical and Geophysical Site Characterization Vol.2 pp.1089-1096. Millpress Publication, Nth (Ed. P. Mayne & A. Viana da Fonseca).
- Gannon J.A., Masterton, G.G.T., Wallace, W.A. e Muirwood, D. (1999) – *Pile Foundations in Weak Rock*. Report 181. Ciria, London.
- Gomes Correia, A. (2002) – *Caracterização geotécnica para o projecto de estacas*. Curso de Projecto e Ensaios de Estacas sob Acções Estáticas e Dinâmicas, FUNDEC, DECivil, Instituto Superior Técnico.
- Gomes Correia, A., Santos, J. A., Gouveia Pereira, J. J. e Simões, T. N. (2006) – *Ensaios de carga dinâmico em estacas – um caso de estudo*. (Submetido à Revista Geotecnia da Sociedade Portuguesa de Geotecnia).
- Gouveia Pereira, J. J. (2003) – *Avaliação da capacidade resistente de estacas através do ensaio de carga dinâmico*. Dissertação apresentada ao Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa para a obtenção do grau de Mestre.
- Gouveia Pereira, J.J., Santos, J. A., Gomes Correia, A. e Simões, T. N., (2004) – *Interpretação do ensaio de carga dinâmico em estacas através do ensaio de análises tipo CAPWAP*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro, Abril 2004.
- Hurtado, J. (1984) – *Le nouveau DTU 13.2 : Fondations Profondes et ses applications en matière de calcul*. Annales de l'ITBTP, 429, Paris.
- ISSMFE (1985) – *Axial Pile Loading Test – Part 1: Static Loading. Suggested Method*. Subcommittee on Field and Laboratory Testing. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 8, N.º 2, pp. 79-90.
- LCPC (1989) – *Essai statique de pieu isolé sous charge axiale*. Méthode d'essai. LPC, nº 31. Min. de L'eq. et du Logement, LCPC, Paris.
- Lousada Soares (1992) – *Artes e Letras, na tradição da Gentes da Casa*. Ed. OPCA, Lisboa.
- Magro, J. e Veloso, J. (1987) – *Análise e previsão do comportamento de fundações profundas sob cargas axiais*. 2º Encontro Nacional de Geotecnia. Volume (56 pgs) anexo às actas da SPG, editado pela empresa Teixeira Duarte, Lda. Lisboa.
- Marques, M. A. L. (1997) – *Teoria e prática do pressiómetro autoperfurador. Novos desenvolvimentos em solos rijos e rochas brandas*. Dissertação de Mestrado, FCT, UNL.
- Massad, F. (1992)– *Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas*, Considerando a Reversão do Atrito Lateral e a Carga Residual na Ponta. Boletim Técnico do Departamento e Engenharia de Estruturas e Fundações da EPUSP, N. BT-PEF 9202, de Fevereiro de 1992. Republicada na Revista Solos e Rochas, vol. 15, n. 2, Outubro de 1992.
- Massad, F. (2002) – *Novo Método para a interpretação de Provas de Carga Cíclicas Estáticas e Dinâmicas, em Estacas Verticais*. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,, 2002, S. Paulo.
- Massad, F. e Lazo G. (1998) – *Método Gráfico para Interpretar a Curva Carga-Recalque de Provas de Carga Verticais em Estacas Rígidas ou Curtas*. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, vol III:1407-1414, Brasília, Brasil.

- Matos Fernandes, M. (1996) – *Nova Ponte sobre o rio Tejo em Santarém. Memória descritiva do projecto de fundações.*
- Matos Fernandes, M. (1997) – *Nova Ponte sobre o rio Tejo em Santarém.* Nota técnica interpretativa dos ensaios de carga vertical das estacas.
- Muir Wood, D. (2004) – *Geotechnical Modelling.* Applied Geotechnics Series. Taylor & Francis, Inc. London. 488pp
- Novais-Ferreira, H. (2003) – *Estimation of applied loads on a driven pile at different depths.* EPMESC IX, University of Macau, Macau, paper No 257.
- Novais-Ferreira, H. (2004) – *Correlação entre resultados de ensaios de estacas cravadas, SLT, DLT/SM e nega.* Geotecnia – nº 100, nº especial. SPG, Lisboa.
- Oliveira, R. (1997) – *Estudos geológicos e geotécnicos para o Projecto da Ponte Vasco da Gama, em Lisboa.* Conferência Especial no 6º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, que contou com a colaboração de Seco e Pinto, P.; Rebelo, V. e Rodrigues, V. Actas do Congresso, Volume 3, pp. 1467 – 1500. SPT / IST, Lisboa.
- Poulos, H. G. e Davis, E. H. (1980) – *Pile foundation analysis and design.* John Wiley and Sons.
- Proença, J. M., Gomes Correia, A., Branco, F. e Ferreira, J. (1995) – *Ensaio de Carga Vertical em Estaca do Oceanário na EXPO'98.* Relatório CMEST, EP 3/95.
- Proença, J. M., Gomes Correia, A., Branco, F. e Santos, J. (1997) – *Ensaio de Carga em Estacas do Oceanário na EXPO'98.* Actas do 6º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol.2, pp. 675-684, IST e SPG, Lisboa.
- Santos J. (2005) – *Relatório do Ensaio de Carga numa Estaca Experimental no âmbito do Projecto de Modernização da Linha do Norte, Viaduto de Santana do Cartaxo.* ICIST, IST.
- Santos, J. A. e Gouveia Pereira, J. J. (2002) – *Dimensionamento de estacas sob acções verticais estáticas.* Curso de Projecto e Ensaio de Estacas sob Acções Estáticas e Dinâmicas, FUNDEC, DECivil, Instituto Superior Técnico.
- Santos, J. A., Leal Duarte, R. J., Viana da Fonseca, A. e Costa Esteves, E. F. M. da. (2005) – *ISC'2 experimental site – prediction & performance of instrumented axially loaded piles.* Proc. XVIth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka. Sept., Millpress Pub., Nth, Vol. 4, pp.2171-2174.
- Santos, J. A., Viana da Fonseca, A. e Costa Esteves, E. F. M. (2006) – *Campo Experimental do ISC'2 – previsão e desempenho de estacas instrumentadas solicitadas axialmente.* Artigo submetido em Março à revista “Geotecnia”, SPG, Lisboa.
- Sêco e Pinto, P.; Oliveira, R. (1998) – *A recent difficult foundation problem: The case of the New Tagus Bridge.* Special Lecture 3 of the Fourth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Luis, Missouri (USA), Ed. Univ. Missouri.
- Sousa Coutinho, A. G. (1995) – *Comportamento de estacas verticais carregadas lateralmente à super-fície do terreno.* Dissertação de Doutoramento, IST, UTL, LNEC, Lisboa.
- Sousa Coutinho, A. (2006) – *Dimensionamento de estacas com base em ensaios de carga estáticos.* Lição síntese das Provas de Agregação na FEUP. Porto
- Sousa Coutinho, A. G., Toco Emílio, F., Almeida Garrett, J. L. e Câmara, I. (1997) – *Ensaio de carga vertical em estacas da fundação do Pavilhão de Portugal da EXPO'98.* Relatório Final. Relatório 95/97, LNEC, Lisboa.

- Sousa Coutinho, A. G. F., Toco Emílio, F., Almeida Garrett, J. L. e Câmara, I. (2000). *Ensaio de Carga Vertical em Estacas de Fundação do Pavilhão de Portugal da EXPO'98*. Actas do 7º Cong. Nacional de Geotecnia, Vol.1, pp. 665-674, FEUP, Porto, e SPG, Lisboa.
- Tejoprojecto (1993a) – *New Tagus Crossing*. Complementary Geotechnical Program. GATEL, Lisboa.
- Tejoprojecto (1993b) – *Estudo experimental de estacas. Novas Travessias Rodoviárias sobre o Tejo em Lisboa*, GATEL, Lisboa.
- Tejoprojecto (1995) – *Nova Travessia Rodoviária sobre o Tejo em Lisboa*. Relatórios Geotécnicos Finais. 5 conjuntos de volumes.
- Tuna de Sousa, C. (2006) – *Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo residual do Granito sob Acções Horizontais*. Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Abril. FEUP.
- Viana da Fonseca, A. (1996) – *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios de dimensionamento de fundações directas*. Dissertação apresentada na Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Viana da Fonseca, A. (2003) – *Characterizing and deriving engineering properties of a saprolitic soil from granite, in Porto*. “Characterization and Engineering Properties of Natural Soils”. Tan et al. (Eds.), pp.1341-1378. Swets & Zeitlinger, Lisse.
- Viana da Fonseca, A. e Santos, J. (2006) – *International Prediction Event on the Behaviour of Bored, CFA and Driven Piles in CEFEP/ISC'2 experimental site – 2003*. General Report. Em finalização para Edições FEUP, Porto.
- Viana da Fonseca, A., Matos Fernandes, M., Cardoso, A. S. e Martins, J. B. (1994) – *Portuguese experience on geotechnical characterisation of residual soils from granite*. Proc. 13th Int. Conf. Soil Mechanics Foundation Engineering, New Delhi. Vol. 1, 377-380. Rotterdam: Balkema.
- 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, Vol. 47, 3: 633-651.
- Viana da Fonseca, A.; Carvalho, J.; Ferreira, C.; Tuna, C.; Costa, E. e Santos, J. (2004a) – *Geotechnical characterization of a residual soil profile: ISC'2 experimental site*. “Geotechnical & Geophysical Site Characterization”. A. Viana da Fonseca & P.W.Mayne (Eds.). Vol. 2, 1361-1369. Millpress, Rotterdam.
- Viana da Fonseca, A., Costa Esteves, E. e Santos, J. A. (2004b) – *Ensaio de carga verticais em estacas executadas em solos residual do granito*. SEFE V – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. S. Paulo, 22-24 de Novembro. Vol. 2, pp. 57-68. ABEP/ABMS. Brasil.
- Viana da Fonseca, A., Carvalho, J., Ferreira, C., Santos, J. A., Almeida, F., Pereira, E., Feliciano, J., Grade, J. e Oliveira, A. (2006a) – *Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques*. Geotechnical & Geol. Engineering, Kluwer-Springer (em impressão).
- Viana da Fonseca, A., Costa Esteves, E. e Ferreira, C. (2006b) – *Classificações de solos residuais do granito do Porto com base em ensaios SPT, CPT(U), DMT e CH: novas tendências*. Actas do 10º Cong. Nacional de Geotecnia, Vol.1, pp. 187-196, SPG, Lisboa.
- Viana da Fonseca, A., Santos, J. A., Costa Esteves, E., Massad, F. (2007) – *Analysis of piles in residual soil from granite considering residual loads*. Vol. 30, nº 1, pp. 63-80. São Paulo.

Viaponte (2003). Memória Descritiva e Justificativa – Obra de Arte, Documento nº PE27.5 MDa 0, vol.10 Viaduto de Santana do Cartaxo, *Projecto de Modernização da Linha do Norte – REFER – Sub-troço 1.4: Azambuja (excl.) – Vale de Santarém (incl.)*.

Xavier, B. da R. (1977) – *Dimensionamento de estacas com base em ensaios de campo*. Eurocódigo 7. Projecto Geotécnico. Actas da Ses. Com. Dos 25 anos da SPG, pp. II.69-II.91. LNEC, Lisboa.