

# RELATO DA EXPERIÊNCIA PORTUGUESA EM ENSAIOS DE CARGA EM ESTACAS. PARTE II: ACCÇÕES HORIZONTAIS

Report on the Portuguese experience on pile load tests. Part II: lateral loading

Jaime A. Santos\*

**RESUMO** – Este relato descreve os trabalhos de investigação desenvolvidos em Portugal nas duas últimas décadas acerca do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas no topo. Apresenta-se uma breve descrição dos campos experimentais associados aos estudos de investigação, descrevem-se os métodos de interpretação dos resultados dos ensaios e discutem-se os métodos de modelação numérica. Apresenta-se, no final, uma síntese dos ensinamentos recolhidos e os avanços atingidos no conhecimento científico sobre este tema.

**SYNOPSIS** – This state-of-the-art report describes the research work developed over the past two decades in Portugal on the behaviour of piles under lateral static loading. It contains the description of the research experimental sites and the methods of interpretation of load tests including the discussion on the methods of numerical modelling. The report concludes with a summary of the lessons learned and the scientific knowledge advances achieved on this theme.

**PALAVRAS CHAVE** – Estacas, Acções horizontais, Instrumentação, Campos experimentais.

## 1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com a generalização do uso de estacas como elemento de fundação, surgiu a necessidade de desenvolver estudos quer experimentais, quer teóricos para uma melhor compreensão dos fenómenos de interacção solo-estaca.

A análise da resposta de estacas sob acções horizontais constitui um dos problemas clássicos da engenharia de fundações que tem despertado o interesse de muitos investigadores.

Nos primeiros estudos experimentais realizados sobre estacas, o que estava em causa não era tanto a avaliação pormenorizada do comportamento das estacas, mas sim uma apreciação global do seu funcionamento. Os ensaios de carga eram realizados para fins de verificação em obra da adequabilidade da solução e de permitir um certo controlo de qualidade de execução.

Estes estudos experimentais fomentaram o desenvolvimento de novas teorias para análise do comportamento de estacas sob acções horizontais. É de citar os trabalhos pioneiros desenvolvidos nos anos 70 e 80 sobre a capacidade resistente última (Broms, 1964a e 1964b), a aplicação do méto -

---

\* Professor Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal E-mail: jaime@civil.ist.utl.pt

do das equações integrais (Poulos, 1971a e 1971b e Banerjee e Davies, 1978) e o desenvolvimento do método das curvas de transferência 'p-y' (Matlock, 1970; Reese et al., 1974; Reese e Welch, 1975 e Sullivan et al., 1980). A partir dos anos 90, o desenvolvimento expressivo dos meios computacionais, veio tornar possível a aplicação de formulações tridimensionais pelo método dos elementos finitos, permitindo estudar o problema com toda a generalidade (Randolph, 1981; Brown e Shie, 1990; Trochanis et al., 1991 e Santos, 1999).

Com o aperfeiçoamento dos métodos de análise, os ensaios de carga viriam a ser utilizados também para deduzir parâmetros de cálculo do projecto com vista à optimização da solução de fundações, trazendo assim economia para a obra.

Em Portugal, este tema tem despertado algumas atenções desde o início dos anos 70. Folque e Castro (1961) analisaram a resposta de uma sapata executada sobre um grupo de 18 estacas com 1.0m de diâmetro e cerca de 55m de comprimento, correspondente ao viaduto de Sacavém. A sapata foi cortada a meio para permitir a introdução de um macaco e aplicação de forças horizontais. O ensaio consistiu na medição das forças e dos deslocamentos relativos das duas semi-sapatas (por meio de deflectómetros) e os deslocamentos absolutos (através de teodolito).

Outro caso de estudo, interessante de referir, é o da Marina de Vilamoura – 1973. Para justificar o dimensionamento das estacas para fixação dos cais e amarração das embarcações foi realizado um estudo experimental sobre uma estaca metálica (caixotão Larssen LP IVS) com cerca de 20m de comprimento total e 12m de encastramento no terreno de fundação. O ensaio de carga foi realizado pelas Construções Técnicas baseando-se num sistema de instrumentação bastante simples. A carga horizontal era transmitida através de um perfil metálico INP30 solidarizado numa das extremidades à estaca de ensaio (Figura 1a) e na outra a um sistema de cabos com um dinamómetro intercalado em série (Figura 1b). Este conjunto era traccionado por uma máquina posicionada na margem (Figura 1c). Durante o ensaio mediram-se também os deslocamentos horizontais do perfil metálico através de uma simples fita métrica (Figura 1a).



**Fig. 1** – Ensaio de carga na Marina de Vilamoura em 1973.

Em Portugal, este tema começou a ser objecto de um tratamento mais rigoroso e sistemático, a partir de uma oportunidade de estudo, em que o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) foi solicitado a intervir para a realização de estudos experimentais quer de apoio ao projecto, quer de verificação das condições de funcionamento em obra, sobre as estacas de fundação de três pontes: a ponte sobre o rio Arade – 1988, a ponte sobre o rio Guadiana – 1985 e 1988/89 e a ponte sobre o rio Sado – 1990.

O plano de investigação apresentado por Guedes de Melo (1987) viria a ser o elemento impulsionador dos estudos experimentais e teóricos subsequentes, desenvolvidos quer no LNEC (Portugal, 1992 e Sousa Coutinho, 1995) quer nas universidades portuguesas (Santos, 1993; Varatojo, 1995; Santos, 1999 e Tuna, 2006).

Os estudos mostraram claramente a importância dos ensaios de carga, visto que os métodos de previsão fornecem soluções meramente aproximadas da realidade. Aliás esta questão é bem enfatizada no Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico, que explicita claramente a importância dos ensaios de carga no dimensionamento de estacas quer sob acções verticais, quer sob acções horizontais.

Seguindo exactamente esta linha de orientação, os ensaios de carga têm sido exigidos e realizados em obras de maior envergadura em Portugal.

Para além dos casos já referidos, citam-se, por ordem cronológica, os estudos seguintes:

- i. Oceanário de Lisboa – 1995 (Santos, 1999);
- ii. Ponte Vasco da Gama sobre o rio Tejo – 1995 (Sêco e Pinto e Oliveira, 1998);
- iii. Central termoeléctrica do Ribatejo – 2002 (Tecnasol-FGE, 2005);
- iv. Campo experimental da FEUP inserido no âmbito da conferência ISC'2 – 2003 (Tuna, 2006);
- v. IP6 – lanço Peniche/IC1, ligação à A8 – 2005 (Tecnasol-FGE, 2005);
- vi. Nova travessia do Tejo no Carregado – 2005 (Santos e Gouveia Pereira, 2005).

Apresenta-se, no capítulo seguinte, uma descrição mais detalhada dos campos experimentais que estão associados aos trabalhos de investigação que foram desenvolvidos nas duas últimas décadas.

## **2 – CAMPOS EXPERIMENTAIS**

### **2.1 – Ponte sobre o rio Guadiana**

#### **2.1.1 – Descrição geral**

A ponte internacional sobre o rio Guadiana estabelece a ligação entre Vila Real de Santo António e Ayamonte. É uma ponte suspensa com tirantes, de 660m de comprimento, com um vão central de 324m, dois vãos laterais de 135m e dois vãos curtos de 36m junto aos encontros. Foi uma obra da Junta Autónoma das Estradas, cujos trabalhos tiveram a participação da empresa Teixeira Duarte.

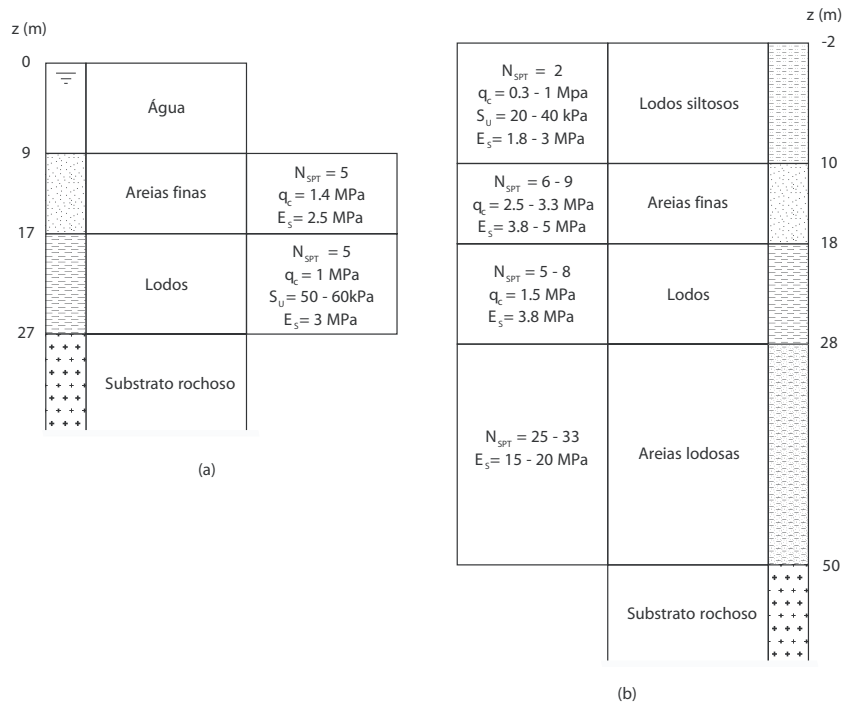
As fundações da ponte atravessam uma espessa formação aluvionar (Figura 2), constituída por alternâncias de camadas lodosas e arenosas sobrejacentes ao substrato rochoso formado por xistos e grauvaques do Carbónico. As desfavoráveis condições geotécnicas levaram os projectistas a adoptar uma solução de fundação por estacas.

Na fase de estudos de projecto foi executada uma campanha de prospecção geotécnica com o objectivo de caracterizar com maior rigor as formações aluvionares tendo sido realizados ensaios geofísicos e ensaios de caracterização mecânica tipo SPT, CPT, ensaios com pressiómetro autoper - furador e corte rotativo.

Ainda na fase de estudos de projecto foi executado um ensaio de carga de uma estaca experimental com 800mm de diâmetro, num local próximo da torre da margem direita. A armadura era constituída por 6 $\phi$ 20+6 $\phi$ 16.

O sistema de carga incluiu uma segunda estaca, a 2,40m da outra (distância entre eixos) e uma estrutura metálica que se apoiava nas duas estacas. A força horizontal era aplicada por um macaco hidráulico que traccionava os cabos que atravessavam as estacas (Figura 3).

As rotações foram medidas com um inclinómetro operando dentro de um tubo metálico embecido no betão da estaca. Os deslocamentos horizontais foram calculados, por integração das variações angulares medidas ao longo do alinhamento.



**Fig. 2** – Ponte sobre o rio Guadiana. Perfis geológico-geotécnicos interpretativos dos locais das fundações das torres. a) do rio ; b) da margem direita (Guedes de Melo, 1987).

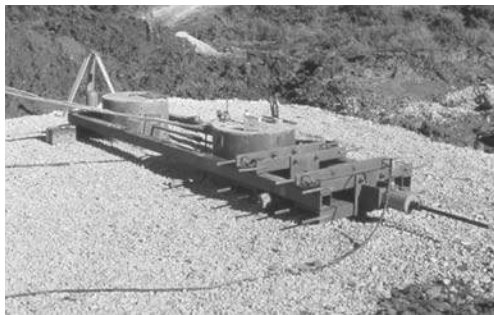
Os deslocamentos da cabeça da estaca foram também medidos através de métodos topográficos (Sêco e Pinto e Sousa Coutinho, 1991 e Sousa Coutinho, 1995).

Fez-se ainda uma tentativa para medir extensões por meio de extensómetros eléctricos colados directamente em 2 varões da armadura (Figura 4). Estes varões, cada um com 20 extensómetros afastados de 1m, foram instalados na estaca em posições diametralmente opostas e no plano das forças actuates.

Os resultados obtidos com os extensómetros eléctricos não foram satisfatórios, o que impediu qualquer interpretação (Guedes de Melo e Esteves Ferreira, 1990). Em face desta experiência, houve a necessidade de alterar o sistema de medição das extensões nas estacas.

Na fase de construção da obra foram realizados 3 ensaios, qualquer deles sobre estacas de serviço. Utilizou-se um novo sistema de medição das extensões nas estacas que será descrito no ponto seguinte.

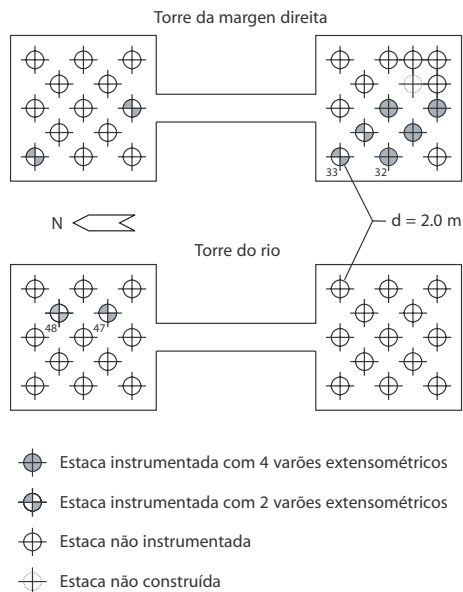
O primeiro ensaio foi realizado na torre da margem direita e consistiu em provocar a divergência entre as estacas 32 e 33 do maciço Sul, conforme mostra a Figura 5. O segundo consistiu em provocar a convergência dos maciços de fundação da torre da margem direita, onde foram instrumentadas 8 estacas. O terceiro ensaio consistiu em provocar a divergência entre as estacas 47 e 48 do maciço Norte na torre do rio.



**Fig. 3** – Ponte sobre o rio Guadiana: ensaio de carga em duas estacas experimentais.



**Fig. 4** – Pormenor de um extensómetro eléctrico colado directamente na armadura.



**Fig. 5** – Ponte sobre o rio Guadiana. Fundações das torres (Guedes de Melo, 1987 e Sousa Coutinho, 1995).

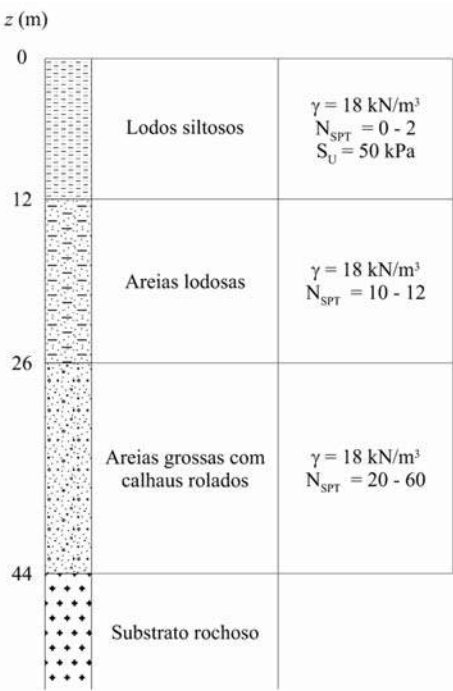
## 2.2 – Ponte sobre o rio Arade

### 2.2.1 – Descrição geral

A ponte sobre o rio Arade e respectivos viadutos de acesso atravessam os vales da ribeira de Boina e do rio Arade a cerca de 1 km a Norte de Portimão na costa Sul Algarvia. Foi uma obra da Junta Autónoma das Estradas, cujos trabalhos tiveram a participação das empresas Conduril e Construções Técnicas.

As obras de arte atravessam um vale fóssil, escavado em formações calcárias Jurássicas e basálticas. O enchimento aluvionar é caracterizado por uma alternância, mais ou menos errática de camadas lodosas e arenosas, ocorrendo na sua base, as cascalheiras. A Figura 6 ilustra as condições geológico-geotécnicas do local de ensaio. A caracterização das formações aluvionares foi feita através da realização de ensaios SPT, CPT, corte rotativo, ensaios com pressiómetro autoperfurador e ensaios geofísicos. Foram ainda realizados alguns ensaios laboratoriais correntes (análises granu-

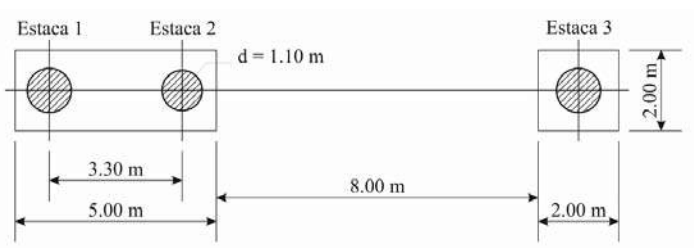
lométricas, limites de consistência e ensaios de consolidação unidimensional). Tal como no caso da ponte sobre o rio Guadiana, as formações aluvionares exibem características mecânicas muito desfavoráveis o que obrigou o recurso a fundações indirectas por estacas com comprimentos entre 30 e 45m.



**Fig. 6** – Ponte sobre o rio Arade: perfil geológico-geotécnico interpretativo do local de ensaio (Portugal, 1992 e Sousa Coutinho, 1995).

Foram realizados 2 ensaios de carga: o primeiro em estacas experimentais e o segundo em estacas de serviço.

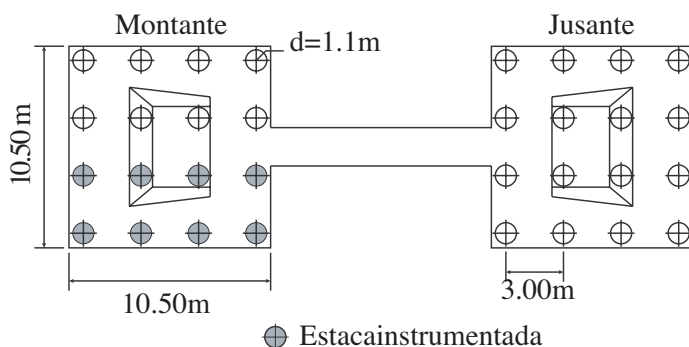
Para a realização do primeiro ensaio foram construídas 3 estacas experimentais de betão armado com diâmetro de 1,10m e cerca de 44m de comprimento. Duas delas, distanciadas de 3 diâmetros entre eixos, estavam solidarizadas no topo por um maciço rígido, enquanto que a terceira, estava a uma distância de 9 diâmetros, foi mantida com a cabeça livre, conforme mostra a Figura 7. O ensaio consistiu em provocar a divergência entre a estaca isolada e o maciço de duas estacas.



**Fig. 7** – Ensaio de carga em estacas experimentais (Portugal, 1992; Sousa Coutinho, 1995).

As estacas foram executadas com um betão da classe C25/30 e as armaduras eram constituídas por varões longitudinais 12 $\phi$ 25 e cintas helicoidais duplas de  $\phi$ 8/0.30 em aço A400 (Sêco e Pinto et al., 1989).

O segundo ensaio consistiu em provocar a convergência dos maciços de fundação da torre da margem direita, tendo sido instrumentadas 8 estacas do maciço de montante (Figura 8).



**Fig. 8** – Ponte sobre o rio Arade: Grupo de estacas (Sousa Coutinho, 1995).

### 2.2.2 – Instrumentação

A instrumentação das estacas foi concebida e planeada tendo em conta os objectivos a atingir e a experiência adquirida no ensaio preliminar da ponte sobre o rio Guadiana.

Mediram-se deslocamentos e rotações, quer ao nível da cabeça das estacas, quer ao longo do fuste das estacas e ainda as extensões para possibilitar o cálculo dos esforços nas estacas. Atendendo a que os esforços diminuem rapidamente em profundidade, os dispositivos de medição foram restringidos aos primeiros 20 m.

Para a medição ou cálculo por via indirecta das grandezas referidas foram utilizados vários tipos de equipamentos, apresentando-se no Quadro 1 a respectiva correspondência.

**Quadro 1** – Equipamentos de medição

Grandeza a medir ou a estimar por via indirecta	Equipamento de medição
Deslocamento horizontal da cabeça da estacas	1) Métodos topográficos - teodolito electrónico; distanciómetro (Figura 9) 2) Transdutores lineares
Rotação da cabeça das estacas	Clinómetro de bolha de ar (Figura 10)
Deslocamentos horizontais ao longo do fuste	1) Inclínómetro 2) Extensómetros
Rotações ao longo do fuste das estacas	1) Inclínómetro 2) Extensómetros
Esforços nas estacas	Extensómetros



Conforme atrás referido, a experiência recolhida no ensaio de carga preliminar no local da então futura ponte sobre o rio Guadiana mostrou que os resultados dos extensómetros eléctricos colados directamente sobre as armaduras não eram fiáveis, devido provavelmente à falta de protecção eficiente dos extensómetros e dos fios condutores.

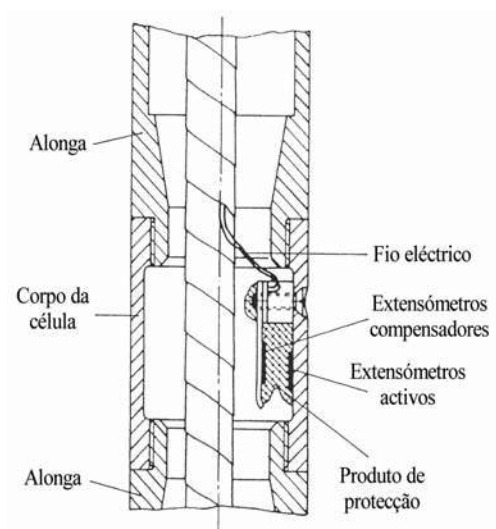
Deste modo, foi desenvolvido no LNEC um novo sistema extensométrico para medição das extensões ao longo do fuste das estacas. O sistema baseia-se na utilização de extensómetros eléctricos colados em elementos tubulares de pequeno comprimento, designados por células extensométricas. A ligação mecânica entre as células é assegurada por meio de alongas cujo comprimento correspondia à distância pretendida entre os pontos de medida (Figuras 11 e 12). O conjunto montado de células e alongas constitui o chamado varão extensométrico.



**Fig. 9** – Reflectores para leituras:  
(1) do teodolito; (2) do distanciómetro  
(Sousa Coutinho, 1995).



**Fig. 10** – Pormenor do clinómetro  
(Sousa Coutinho, 1995).



**Fig. 11** – Esquema do sistema extensométrico  
(Tavares Cardoso et al., 1989; Sousa Coutinho, 1995 e Sousa Coutinho et al., 2000).



**Fig. 12** – Pormenor de um varão extensométrico  
(Sousa Coutinho, 1995).



Este sistema foi aplicado com sucesso nos ensaios de carga das estacas das pontes do rio Arade – 1988, do rio Guadiana – 1988/89 e do rio Sado – 1990.

A sua instalação, requer contudo, a utilização de guias de médio e grande porte para a elevação do sistema de instrumentação. A Figura 13 mostra o levantamento da treliça espacial, onde estavam instalados e amarrados os varões extensométricos e os tubos de inclinómetro.



**Fig. 13** – Levantamento da treliça de amarração dos varões extensométricos e tubos de inclinómetro (Sousa Coutinho, 1995).

## **2.3 – Ponte sobre o rio Sado em Alcácer do Sal**

### **2.3.1 – Descrição geral**

A ponte de Alcácer do Sal e seus viadutos de acesso desenvolvem-se na baixa aluvionar do rio Sado com uma extensão total de cerca de 1200m. Foi uma obra da Junta Autónoma das Estradas, cujos trabalhos tiveram a participação da empresa Construções Técnicas.

Os trabalhos de reconhecimento revelaram a presença de um vale fóssil com cerca de 40m de profundidade máxima, escavado nas formações de Alcácer do Sal e da Marateca, pertencentes ao Miocénico médio e superior (Reis et al., 1989).

O enchimento aluvionar é constituído fundamentalmente por areias médias e grossas mais ou menos lodosas, seixos e calhaus rolados, intercalados com camadas espessas de lodos argilosos e silto-argilosos.

Dos trabalhos de reconhecimento e prospecção realizados foram estabelecidos os perfis geológico-geotécnicos interpretativos para os locais dos ensaios, conforme mostra a Figura 14.

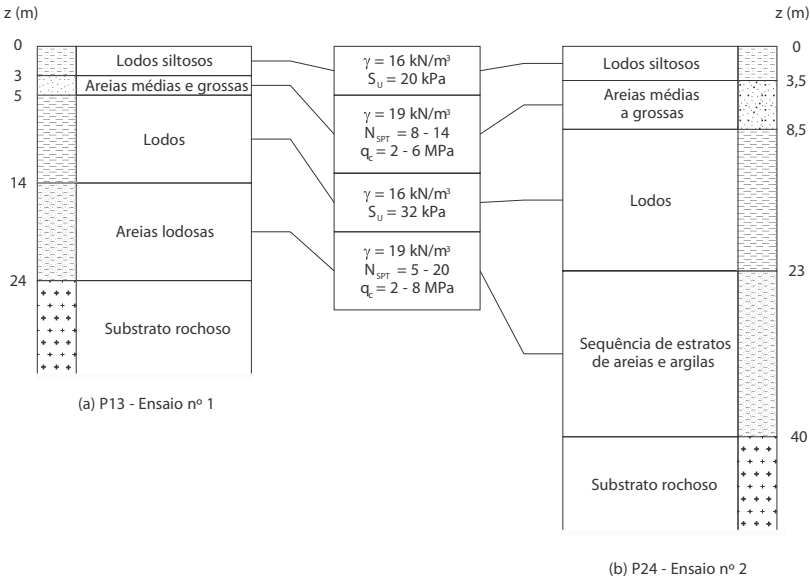
Em face das características desfavoráveis do terreno de fundação foi adoptada a solução de fundação por estacas de betão armado, moldadas *in situ*, com 1,0m e 1,2m de diâmetro para os viadutos de acesso e a ponte, respectivamente.

No projecto foi prevista a realização de ensaios de carga em estacas experimentais, com as mesmas características às executadas depois em obra. Estes ensaios tinham por objectivo, por um lado, verificar a adequação da solução adoptada face às exigências de funcionalidade da ponte e por outro, validar o processo construtivo.

Realizaram-se no total dois ensaios de carga para avaliar separadamente o comportamento das estacas dos viadutos e da ponte.

A Figura 15 apresenta as características geométricas e a disposição das estacas ensaiadas.

O primeiro ensaio foi executado junto do pilar P13 do viaduto tendo para tal, sido construídas três estacas com 1.0m de diâmetro e cerca de 24m de comprimento. Duas das estacas (estacas 2 e 3) foram solidarizadas no topo por um maciço de betão armado com uma elevada rigidez e tinham um afastamento entre eixos de 3,0m. A terceira estaca foi executada segundo o mesmo alinhamento das outras duas a uma distância de cerca de 8,0m e a sua cabeça foi mantida livre. O ensaio foi realizado forçando o afastamento entre o conjunto das duas estacas (estacas 2 e 3) e a estaca isolada (estaca 1). A linha de acção das forças aplicadas estava a uma altura de 0,10m e de 0,12m, acima da cota de soleira da estaca isolada e do conjunto das duas estacas, respectivamente.



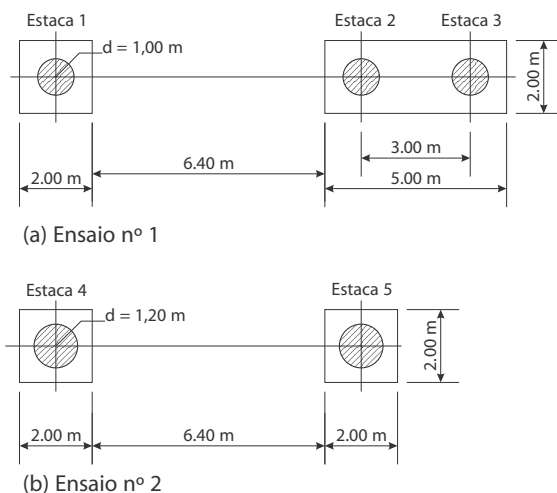
**Fig. 14** – Ponte sobre o rio Sado. Perfis geológico-geotécnicos interpretativos para os locais dos ensaios de carga (Portugal, 1992; Santos, 1993 e Sousa Coutinho, 1995).

Para o segundo ensaio foram executadas duas estacas com 1,2m de diâmetro e cerca de 40m de comprimento junto do pilar P24 da ponte. As cabeças das duas estacas foram mantidas livres e o ensaio consistiu em provocar a divergência das estacas. O espaçamento entre estacas era superior a 8,0m e a linha de acção das forças aplicadas situava-se, respectivamente, a 0,20m e 0,16m relativamente à cota de soleira das estacas 4 e 5.

A preparação da base dos maciços foi feita cuidadosamente de modo a evitar o contacto dos maciços com o terreno.

O plano de cargas foi estabelecido com base em ciclos de carga e descarga, de amplitude crescente, com escalões intermédios entre o zero e o pico de cada ciclo.

As estacas de ensaio foram instrumentadas de forma análoga à anteriormente descrita para o caso dos ensaios da ponte sobre o rio Arade.



**Fig. 15** – Ponte sobre o rio Sado. Características geométricas e disposição das estacas (Portugal, 1992; Santos, 1993 e Sousa Coutinho, 1995).

### 2.3.2 – Características mecânicas das estacas

As estacas ensaiadas eram constituídas por betão da classe C25/30. O controlo de qualidade do betão de enchimento foi feito através de ensaios à compressão simples aos 28 dias.

O Quadro 2 resume as principais características das estacas ensaiadas.

**Quadro 2** – Características das estacas

Estaca	Diâmetro (m)	Módulo de elasticidade (GPa)		Armaduras longitudinais
		Betão	Aço	
1	1.00	29.0	200	30φ20
2	1.00	29.5	200	30φ20
3	1.00	29.5	200	30φ20
4	1.20	31.5	200	35φ25
5	1.20	30.5	200	35φ25

Analisou-se ainda a resposta não linear à flexão das estacas de betão armado, recorrendo ao método preconizado pelas normas ACI, 1989; Santos, 1993).

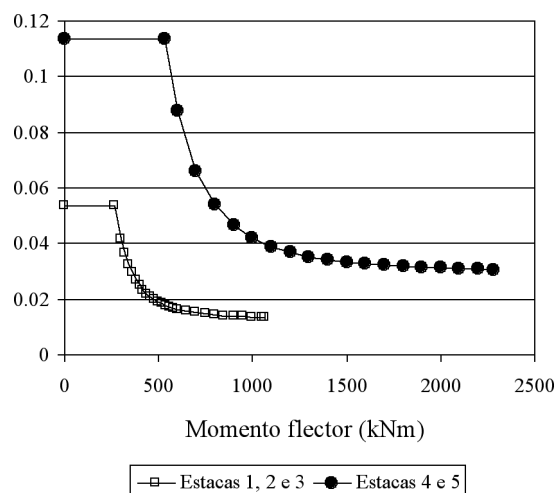
Apresenta-se na Figura 16 a variação do momento de inércia (“efectivo”) em função do momento flector aplicado, para as diferentes estacas. Como as características das estacas 1, 2 e 3 são praticamente idênticas, admitiu-se a mesma lei de variação do momento de inércia para todas elas, acontecendo o mesmo para as estacas 4 e 5.

## 2.4 – Oceanário de Lisboa

### 2.4.1 – Descrição geral

O local do ensaio situou-se na zona de implantação do Oceanário no parque da EXPO'98 em Lisboa. As estacas ensaiadas eram estacas definitivas.

Para reconhecer o terreno de fundação do Oceanário foi realizada uma campanha de prospecção que consistiu na realização de 8 sondagens à percussão e de ensaios *in situ* e em laboratório. No local foram efectuados ensaios SPT, CPT, ensaios *cross-hole* e ensaios de corte rotativo. Em laboratório, realizaram-se ensaios de identificação (granulometrias, limites de consistência, densidade das partículas sólidas), ensaios de consolidação em edómetro, ensaios para determinação do teor em água e ensaios para determinação do teor em sulfatos.



**Fig. 16** – Momento de inércia em função do momento flector aplicado (Santos, 1993).

O terreno de fundação é constituído por uma camada superficial recente formada por aluviões, sobrejacentes à formação Miocénica constituída por uma alternância de argilas siltosas e de calcários coníferos. O nível freático encontrava-se muito próximo da superfície do terreno.

Devido às precárias características mecânicas da camada superficial foi decidido pelo consórcio do empreendimento, a substituição parcial desta camada por um aterro de areia cujas condições de execução foram estabelecidas por forma a garantir a segurança à liquefacção, face às acções sísmicas (Gomes Correia et al., 1994). O trabalho incluiu o estudo em laboratório das propriedades dinâmicas da areia aplicada no aterro, que se descreve em pormenor a seguir.

Para a determinação das características dinâmicas da areia, nomeadamente, o módulo de distorção  $G$  e o coeficiente de amortecimento histerético  $x$  foram realizados ensaios de coluna ressonante, recorrendo ao equipamento do Laboratório de Geotecnia do Instituto Superior Técnico (IST).

Além disso, efectuaram-se ainda naquele Laboratório análises granulométricas por peneiração húmida, ensaios para determinação da densidade das partículas sólidas e ainda ensaios para determinação dos índices de vazios máximo (ASTM D4254-91) e mínimo (estimado com base no peso volumico seco máximo obtido no ensaio Proctor), cujos resultados mais importantes se resumem no Quadro 3.

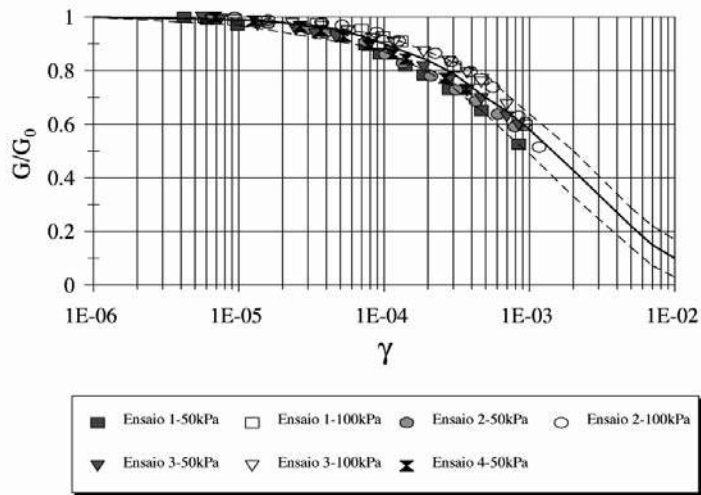
**Quadro 3 – Índices físicos da areia**

% acumulada de material que passa				G <sub>s</sub>	e <sub>mín</sub>	e <sub>máx</sub>
Peneiros ASTM						
3/8"	#40	#10	#200			
100	24 a 26	97 a 98	< 1	2,67	0,57	0,81
SP - areia mal graduada, segundo a classificação unificada ASTM						
G <sub>s</sub> – densidade das partículas sólidas ; e <sub>mín</sub> e e <sub>máx</sub> – índice de vazios mínimo e máximo, respectivamente.						

Para estudar a influência das características de compactidade nas propriedades dinâmicas da areia, procedeu-se à confecção de provetes com 3 estados diferentes de compactidade.

Com o objectivo de analisar a influência da tensão isotrópica de confinamento na resposta dinâmica do solo, os ensaios foram realizados, para cada um dos 3 diferentes estados de compactidade da areia, a tensões de confinamento de 50 e 100kPa, com excepção do ensaio 4 que foi conduzido apenas para a tensão de confinamento de 50kPa. Para cada um daqueles níveis de tensão estudou-se a variação do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento hysterético em função da distorção, na gama entre aproximadamente  $5 \times 10^{-6}$  e  $10^{-3}$ .

Os ensaios de coluna ressonante realizados permitiram obter o módulo de distorção  $G_0$  (no domínio das muito pequenas deformações), o coeficiente de amortecimento hysterético  $\xi$ , bem como a relação  $G/G_0$  em função da distorção  $\gamma$ . A Figura 17 mostra o andamento das curvas de degradação da rigidez  $G/G_0$  obtidas.



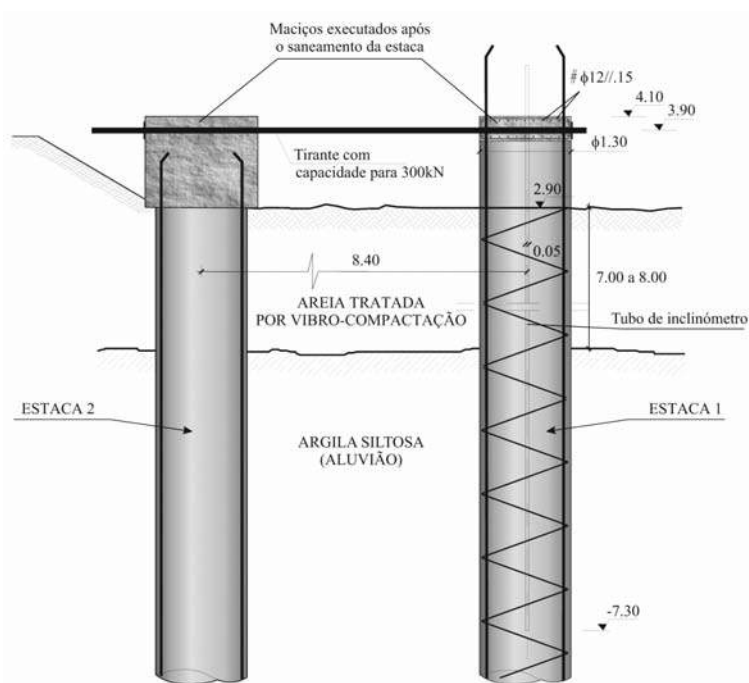
**Fig. 17 – Curvas  $G/G_0$ - $\gamma$  (Santos, 1999).**

Os trabalhos de caracterização geotécnica proporcionaram os parâmetros necessários para a modelação numérica, com particular ênfase no domínio das muito pequenas a pequenas deformações, em que o comportamento distorcional do solo é caracterizável pelos ensaios de coluna ressonante realizados (Santos, 1999).

## 2.4.2 – Procedimento experimental

O ensaio de carga foi executado pela empresa Engil com o apoio do ICIST (Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção do IST) e do CEGEO (Centro de Geotecnia) na parte da instrumentação (Santos et al., 1995). As estacas ensaiadas, ou seja, as estacas entre as quais se aplicou o carregamento horizontal, passam a ser designadas por estacas 1 e 2. Os resultados da estaca 2 não foram interpretados, visto esta estaca ter sido utilizada previamente para um ensaio de carga vertical. A força vertical de ensaio (de 6900kN) induziu uma plastificação extensa do betão armado aumentando desta forma a deformabilidade da estaca de ensaio, tornando difícil a interpretação dos resultados.

Ambas as estacas apresentavam um diâmetro exterior nominal de 1.30m e o afastamento entre eixos das estacas era de 8,40m (Figura 18). A execução destas estacas foi realizada com o recurso a lamas bentoníticas com o comprimento total de cerca de 36m. A armadura longitudinal era constituída por 48 $\phi$ 25 nos primeiros 6 m, passando a 32 $\phi$ 25 entre os 6 e os 12m e no restante comprimento 16 $\phi$ 25. Os materiais utilizados foram o betão C25/30 e o aço A400.



**Fig. 18** – Esquema geral do ensaio (Santos, 1999 e Santos, 2005).

Ambas as estacas 1 e 2, foram furadas transversalmente a fim de nelas introduzir os cabos de tracção (cota +3,90m). O macaco de tracção foi colocado na face anterior da estaca 2 encontrando-se amarrado por uma ancoragem passiva na face anterior da estaca 1, conforme mostra a Figura 19. Ambas as estacas apresentavam um comprimento livre de 1 m entre o eixo de aplicação das cargas e a superfície do terreno de fundação.

A monitorização do ensaio foi efectuada através de dois sistemas autónomos de medição:

(i) sistema automático de aquisição de dados para monitorizar os deslocamentos da cabeça das estacas e ainda a força aplicada (medições à superfície);

(ii) dois tubos de inclinómetro para determinar os deslocamentos horizontais ao longo do fuste das estacas de ensaio (medições em profundidade).

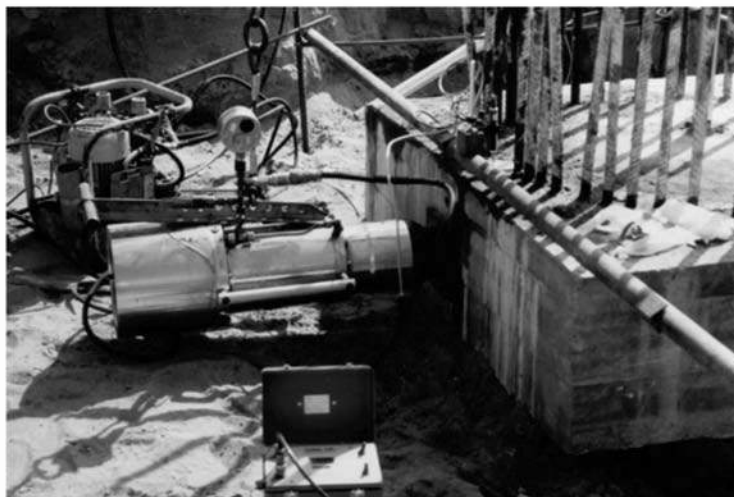
O ensaio consistiu em 3 ciclos de carga de 100, 210 e 310 kN, respectivamente, com descarga intermédia a carga nula.

Utilizaram-se, no total, 6 deflectómetros eléctricos cujas funções são as que se seguem:

- deflectómetro 1: medição do deslocamento horizontal da cabeça da estaca 2;
- deflectómetros 2-3: medição dos deslocamentos verticais na periferia da cabeça da estaca 2. A diferença destas leituras, dividida pela distância entre as suas linhas de acção, permitiu a determinação da rotação da cabeça da estaca 2;
- deflectómetro 4: medição do deslocamento horizontal da cabeça da estaca 1;
- deflectómetros 5-6: medição dos deslocamentos verticais na periferia da cabeça da estaca 1.

O processo de fixação destes deflectómetros consistiu na montagem de pórticos, construídos com tubos de andaime, transversais à direcção de aplicação da carga, aos quais foram fixas as bases magnéticas dos deflectómetros.

O transdutor de pressão foi intercalado no circuito hidráulico do macaco de tracção medindo a pressão que, multiplicada pela área do êmbolo, permitiu a sua conversão em unidades de força.



**Fig. 19** – Estaca 2: Pormenor do macaco hidráulico (Santos, 1999).

## **2.5 – Campo experimental da FEUP inserido no âmbito do ISC'2**

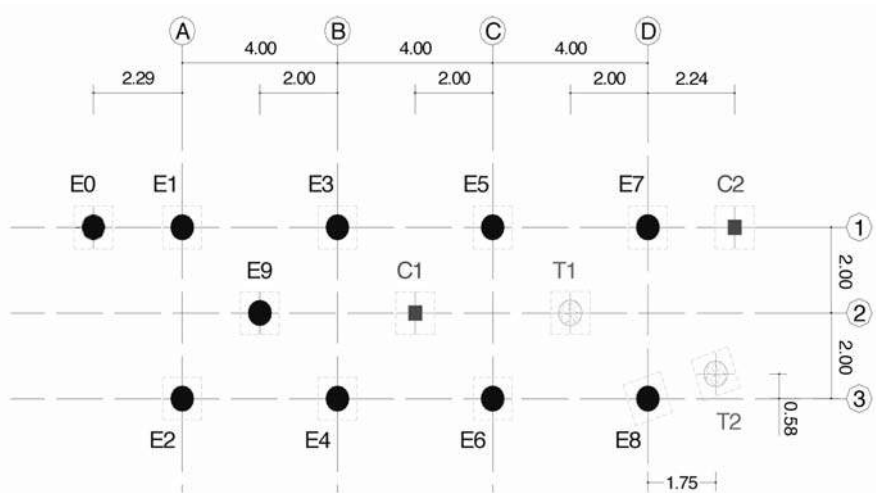
### **2.5.1 – Descrição geral**

Foi desenvolvido um campo experimental nas instalações da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), em Portugal, onde foram realizados ensaios de carga verticais e horizontais em estacas instrumentadas executadas nas mesmas condições da prática corrente nacional, precedidos da realização de um conjunto significativo de ensaios in situ e de laboratório para a caracterização deste tipo de maciço de solo residual de granito.



No Porto, onde fica situado o Campo Experimental da FEUP e cuja planta se apresenta na Figura 20, os solos residuais saprolíticos do granito são dominantes. Nos granitos, o quartzo e a mica branca são inalteráveis, pelo que o processo de alteração da rocha-mãe é efectuado ao nível do feldspato que se transforma em argila caulínica em meio ácido, e a mica preta e os minerais ferromagnesianos que se transformam mais rápida ou lentamente em argilas misturadas com óxido de ferro, constituindo os saibros. Em especial nesta região do País, as rochas graníticas são ácidas, com uma percentagem de sílica superior a 65% e com cores claras, sendo a sua alteração essencialmente do tipo caulinização dos feldspatos potássicos. Estes solos residuais, com horizontes de alteração entre 0 e 20m, mas mais comumente entre 5 e 9m, são normalmente classificados como areias siltsas, ou siltes arenosos. Geralmente o material fino é não plástico ou de baixa plasticidade e com um índice de vazios variando mais incidentalmente entre 0,6 e 0,8.

No Campo Experimental da FEUP, foi levado a cabo um programa de investigação geológica e geotécnica bastante exaustivo incluindo um grande número de ensaios *in situ* e de laboratório. Na caracterização *in situ* foram efectuadas 5 sondagens com amostragem contínua, sendo em quatro delas realizados ensaios SPT alternados de 1,5m em 1,5m, 9 CPT(U), 9 DMT, 3 PMT e vários ensaios sísmicos (CH, DH, SASW, CSWS, etc.). Em laboratório foram realizados 6 ensaios triaxiais CK0D, 4 em compressão com medição de velocidades de ondas sísmicas com recurso a *bender elements* e 2 em extensão com medição local das deformações, 2 ensaios de coluna ressonante e um ensaio edométrico (Viana de Fonseca et al. 2006). O perfil geotécnico é apresentado na Figura 21, conjuntamente com os resultados dos ensaios SPT.



**Fig. 20** – Planta do Campo Experimental: E – estacas moldadas; T – estacas de trado contínuo; C – estacas cravadas (Viana da Fonseca et al., 2004).

### 2.5.2 – Descrição das estacas ensaiadas

Três empresas da especialidade (Mota-Engil, Sopecate e Teixeira Duarte) executaram 14 estacas, com 6 ou 22m de comprimento embebido no terreno, recorrendo a técnicas diferentes, nomeadamente por betonagem *in situ* com recuperação do tubo moldador, com trado oco contínuo (com injeção de betão) e por cravação dinâmica. A preparação e colocação da instrumentação interna foi da responsabilidade da Tecnasol-FGE.

Na execução das estacas moldadas, designadas neste trabalho por estacas tipo “E”, foi aberto um furo utilizando uma máquina do tipo Soilmec R-620 e trados em hélice de 600mm de diâmetro nominal. O furo foi realizado com a protecção de um encamisamento metálico, que foi introduzido, sempre em ligeiro avanço, à medida que se extraiu o terreno. Após a abertura do furo procedeu-se à sua limpeza e colocou-se a armadura previamente montada. Posteriormente betonou-se com recurso a um *tremie* e retirou-se o tubo de protecção sequencialmente.

Nas estacas executadas com trado contínuo (estacas tipo “T”), o equipamento de furação utilizado englobou uma máquina de apoio do tipo Soilmec R412 HD e trados em hélice de 600mm de diâmetro nominal, montados sobre um tubo oco que conduziu o betão até à extremidade da estaca. À medida que o solo foi sendo extraído, procedeu-se à betonagem com injeção de betão a alta pressão (60 bar), bombando este material com grande ajuste ao solo desde o fundo do furo. Por fim, colocou-se a armadura previamente montada.

As estacas pré-fabricadas (estacas tipo “C”), com 6m de comprimento embebido no terreno e secção transversal quadrada 0,35x0,35m, foram cravadas dinamicamente.

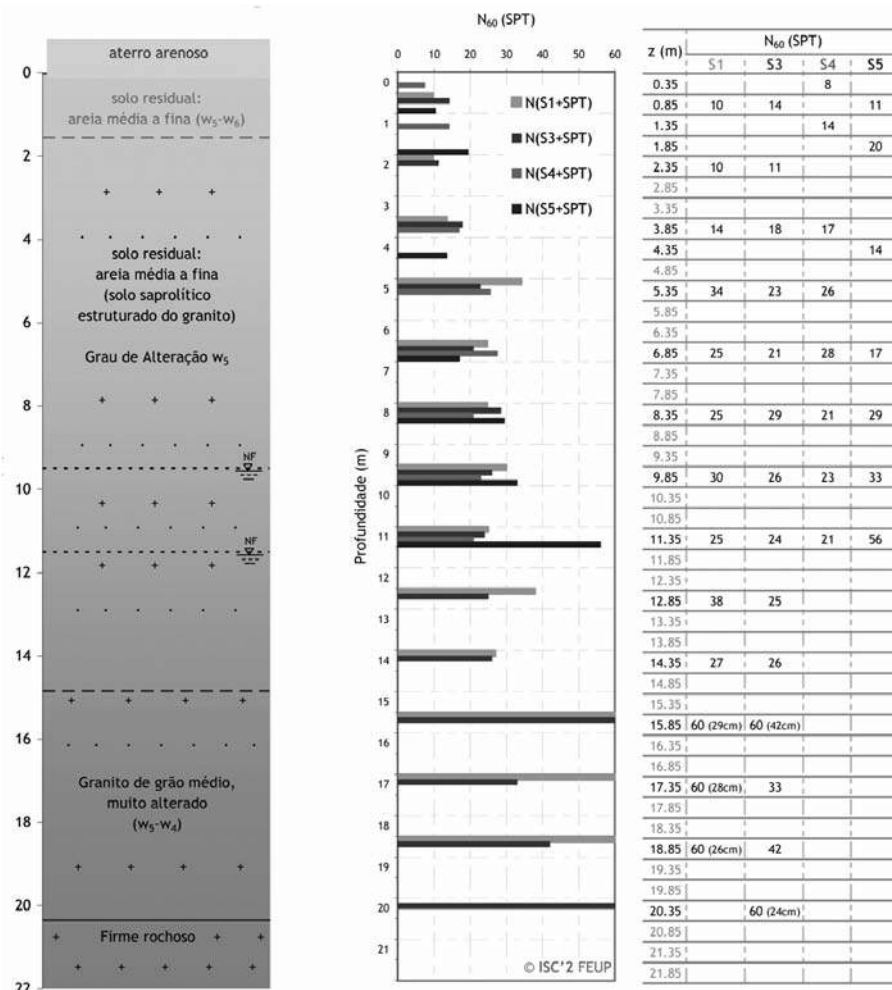


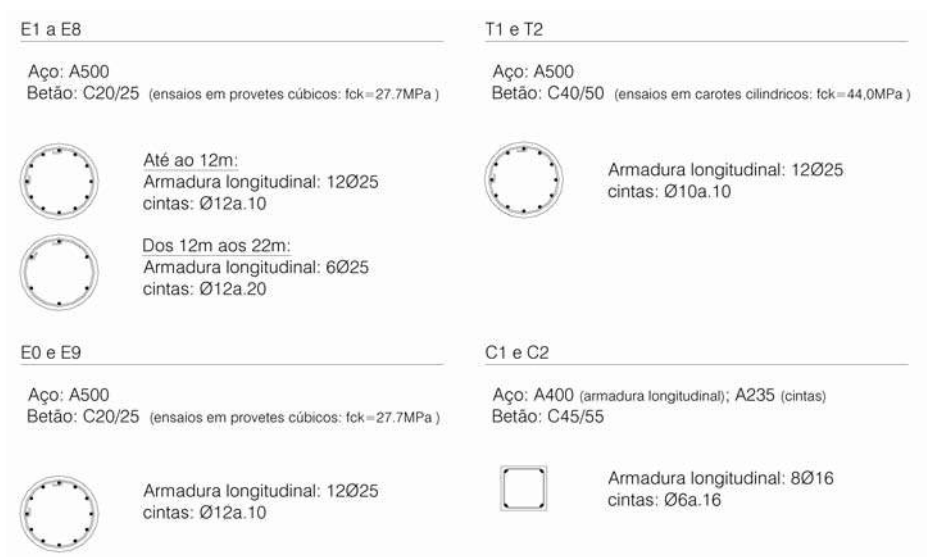
Fig. 21 – Perfil geotécnico com os resultados dos ensaios SPT (Viana da Fonseca et al., 2004).

As características das estacas, nomeadamente, a geometria, os materiais e as armaduras adoptadas estão indicadas na Figura 22.

Nas estacas cravadas os materiais utilizados na sua pré-fabricação foram o betão C45/55, o aço A400 nas armaduras longitudinais e A235 nas cintas helicoidais. Nas restantes estacas, o aço utilizado foi o A500. A resistência do betão das estacas moldadas foi determinada recorrendo a ensaios de compressão simples, tendo-se obtido os valores característicos da tensão de rotura (fck) indicados na Figura 22.

Foram realizados três ensaios de carga horizontais, um por cada tipologia de estaca de 6m de comprimento, provocando a divergência entre a estaca em estudo e a estaca de 22m mais próxima. Desta forma, no primeiro ensaio, provocou-se a divergência entre a estaca E0 e a estaca E1, no segundo, entre as estacas C2 e E7 e, no terceiro, entre as estacas T2 e E8.

Os ensaios foram conduzidos até à rotura do sistema solo-estaca, neste caso condicionado pela resistência à flexão das estacas.

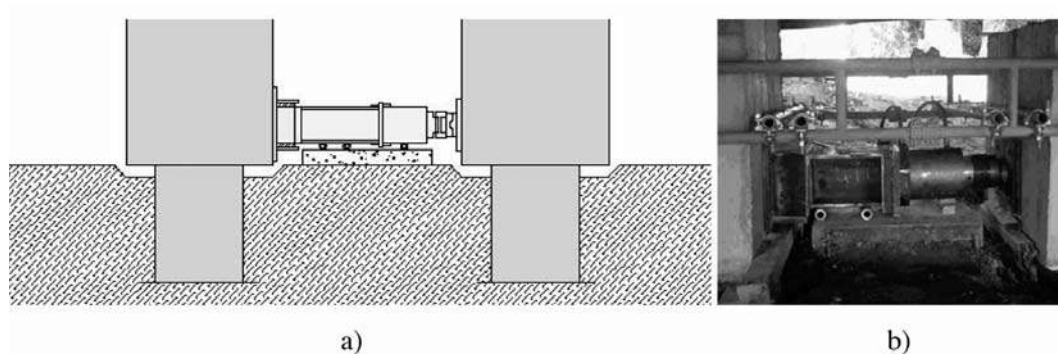


**Fig. 22** – Características das estacas ensaiadas (Tuna, 2006).

### 2.5.3 – Estrutura de aplicação de carga

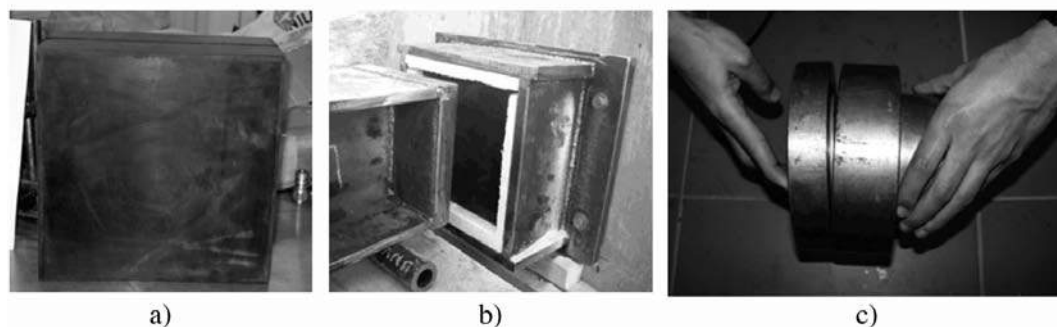
O sistema de aplicação de carga utilizado consistiu numa estrutura metálica em aço FE430 descrita em sequência e apresentada na Figura 23 e um macaco hidráulico com uma capacidade de 1000kN e 150mm de curso.

No maciço de encabeçamento de uma das estacas, uma chapa metálica de dimensões 350x350x35mm foi fixada com buchas. No maciço da outra estaca, também fixo por buchas, colocou-se um elemento metálico composto por uma chapa de 500x380x25mm e 4 cutelos soldados de 150x368(ou 300)x20mm. Neste elemento foi colocado um aparelho de apoio de neoprene cintado, constituído por dois apoios de 250x250x63mm com 45mm de espessura total de neoprene, em camadas intercaladas por chapas de aço. Contra este aparelho foi encostada uma folha de teflon, de maneira a reduzir o atrito da superfície.



**Fig. 23** – Esquema geral da estrutura de aplicação da carga: a) esquema; b) fotografia (Tuna, 2006).

Para efectuar o dimensionamento do aparelho de apoio, foi necessário prever a capacidade de carga das estacas e consequentes deslocamentos da cabeça da estaca ao nível da aplicação da carga. Como consequência da rotação da estaca previu-se um pequeno deslocamento vertical relativo entre o apoio e a aplicação da carga, e consequentemente foi considerada uma folga, preenchida com placas de esferovite, entre o apoio e o elemento metálico onde foi colocado (Figura 24).



**Fig. 24** – a) e b) Apoio de neoprene cintado; c) Rótula metálica esférica (Tuna, 2006).

O macaco tem acoplado um êmbolo, no qual encaixa a célula de carga e posteriormente uma rótula esférica metálica. Foi esta rótula que ficou em contacto com o maciço de encabeçamento da estaca na qual se fixou a chapa metálica. Para preencher o espaço restante entre as estacas foi colocado um troço de HEB240, que tinha soldado num dos topos uma chapa de 250x250x40mm que ficou em contacto com o aparelho de apoio.

A estrutura de aplicação da carga ficou apoiada numa lajeta de betão, e sob o macaco e a viga HEB240 foram colocados roletes de aço para garantir a sua mobilidade e guiamento.

#### **2.5.4 – Plano de cargas**

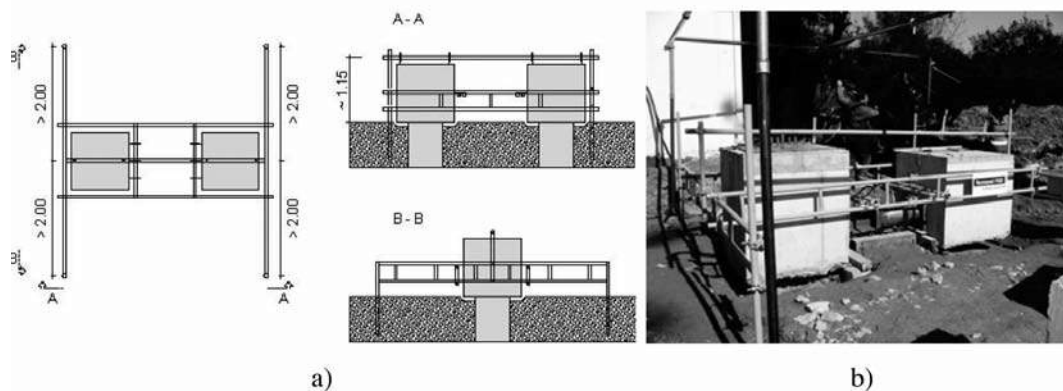
Para estabelecer o plano de cargas fez-se uma previsão da capacidade resistente última das estacas, definindo-se incrementos iguais a 1/10 daquele valor. Foram efectuados ciclos de carga e descarga de amplitude crescente, com escalões de carga intermédios de 10 minutos e escalões de extremos (de pico) de 60 minutos. Para níveis de carga próximos da rotura, reduziu-se o incremento

de carga para metade. Assim para os ensaios E0–E1 e T2–E8 foram definidos ciclos de carga com escalões de pico de 100, 200, 300, 400 e 500kN, com escalões intermédios de carga de 50 em 50kN e de descarga de 100 em 100kN. No ensaio C2–E7 os escalões de pico programados foram de 30, 60, 90, 120 e 150kN com escalões intermédios de carga de 15 em 15kN e de descarga de 30 em 30kN. Durante os ensaios procedeu-se a pequenos ajustes aos planos de carga previstos, em função do comportamento observado.

### 2.5.5 – Instrumentação

A instrumentação efectuada nestes ensaios ficou a cargo do Laboratório de Geotecnia da FEUP e da empresa Tecnasol-FGE.

A medição dos deslocamentos à superfície foi efectuada recorrendo a transdutores de deslocamento lineares com 50mm de curso. Foi necessário conceber uma estrutura de referência, admitida fixa, na qual se apoiaram estes dispositivos. Esta estrutura foi realizada em perfis tubulares, sendo constituída por dois pórticos colocados perpendicularmente à direcção de aplicação da carga, duas vigas transversais de travamento, uma viga para fixação dos transdutores de deslocamento verticais e ainda por duas pequenas vigas para a fixação dos transdutores de deslocamento horizontais. Tanto as vigas dos pórticos como as de travamento são vigas-escada. Esta estrutura está representada na Figura 25.



**Fig. 25** – a) Estrutura de referência (planta, corte longitudinal e transversal); b) Estrutura de referência e montagem da sua estrutura de protecção (Tuna, 2006).

Para obter o máximo de informação possível dos ensaios realizados, optou-se por, sempre que possível, medir além dos deslocamentos e das rotações das cabeças das estacas, a rotação ao longo dos seus fustes. A título excepcional, mediram-se também as extensões no betão em pontos diametralmente opostos na estaca E0.

Em cada estaca ensaiada foram utilizados três transdutores de deslocamento aplicados na horizontal, um no centro do maciço de encabeçamento e outros dois colaterais, um em cada extremidade de forma a medir alguma torção eventualmente induzida pelo carregamento (Figura 26).

A rotação da cabeça das estacas foi medida utilizando outros dois transdutores de deslocamento, desta vez aplicados na vertical, um em cada extremidade do maciço de encabeçamento. A diferença destas leituras, dividida pela distância entre as suas linhas de acção, permitiram determinar a rotação da cabeça da estaca.

Para definir a evolução de rotações e deslocamentos horizontais em profundidade foram utilizados inclinómetros nas estacas. Para aferir as torções aplicadas ao tubo inclinométrico durante a execução das estacas foram efectuadas leituras iniciais com um inclinómetro do tipo *spiral*. Dada a relativa morosidade das leituras do inclinómetro, apenas se procedeu à leitura deste aparelho nos extremos de cada ciclo.

Para avaliar o momento flector instalado na estaca E0 foram medidas as extensões do betão em dois pontos diametralmente opostos. Desta forma foram instalados dois tubos de PVC Hidronil  $\phi 2''$  com aproximadamente 6 m, prolongando-se até à extremidade do maciço de encabeçamento no topo da estaca. No interior de cada um dos tubos de PVC foram instalados 5 sensores (*retrievable extensometers*) a 5 níveis de profundidade (0,5/1,5/2,5/3,5/4,5m) e uma âncora de fundo a 5,5 m.

A leitura do valor da força aplicada processou-se através de uma célula de carga (Figura 26), que pela sua precisão foi considerada como o registo mais fiável, embora se dispusesse das leituras do manómetro ligado ao circuito do macaco hidráulico.

## **2.6 – Nova travessia do Tejo no Carregado**

### **2.6.1 – Descrição geral**

Encontra-se, em curso, a construção da nova travessia do Tejo, entre o Carregado e Benavente, integrada na A10 – Auto-estrada Bucelas/Carregado/IC3. É uma obra da Brisa, cujos trabalhos estão a ser executados pelo consórcio constituído pelas empresas BPC, Construtora do Tâmega, Lena Construções, MSF, Novopca e Zagope. Participam ainda as empresas SPFE e OPCA na execução das estacas de fundação.

Com uma extensão total de 11670 metros constituída por uma ponte e dois viadutos, esta infraestrutura irá fechar o anel de acessibilidades em redor da Área Metropolitana de Lisboa, desempenhando um papel estruturante, nas ligações entre o norte e o sul e entre o Ribatejo e a Região Oeste de Portugal.

Tendo em conta a importância da obra e a necessidade de executar cerca de 1260 estacas de grande diâmetro (2,2m na ponte e 1,5m nos viadutos) com comprimento de até 56m, foi programada uma série de ensaios de carga verticais e um ensaio de carga horizontal para aferir os pressupostos considerados no projecto e validar o método executivo. A monitorização dos ensaios foi da responsabilidade do ICIST e da CÊGÊ.

Para caracterizar os terrenos de fundação ao longo do traçado foram executadas várias campanhas de prospecção que incluíram a realização de sondagens, ensaios geofísicos, ensaios SPT, CPT, CPTU, corte rotativo e um vasto conjunto de ensaios de laboratório. Nos locais dos ensaios de carga foram executadas sondagens complementares acompanhadas de ensaios SPT e SCPTU.

O ensaio de carga horizontal consistiu em provocar a divergência entre duas estacas experimentais: uma de 800mm de diâmetro (designada por E800H-1) que não foi perturbada por nenhum tipo de ensaio, e uma de 1500mm previamente utilizada num ensaio de carga vertical (E1500H-1). A Figura 27 mostra uma vista geral das estacas de ensaio.





**Fig. 27** – Vista geral (Santos e Gouveia Pereira, 2005).

O plano de cargas consistiu na aplicação de incrementos de carga de 75kN com patamares de fluência de 30 minutos, até se mobilizar um deslocamento horizontal de 8cm.

A carga de ensaio foi aplicada através de um macaco hidráulico instalado entre as duas estacas. A medição da carga foi feita através de uma célula de carga colocada entre o macaco e a estaca E800H-1. Entre o macaco hidráulico e a estaca E1500H-1 foi colocado um perfil metálico. Nos extremos foram colocadas placas de neoprene para permitir que o sistema de carga acompanhe a rotação das estacas. Além disso, os elementos estavam assentes sobre tubos cilíndricos para permitir o “livre” movimento na direcção horizontal.

### **2.6.2 – Instrumentação**

A monitorização dos deslocamentos horizontais foi feita através de duas vias independentes: i) através de transdutores de corda vibrante; ii) através do inclinómetro.

No topo da estaca E800H-1 foram instalados 4 transdutores de corda vibrante (Figura 28). Os transdutores estavam apoiados sobre uma estrutura de suporte composta por varões e perfis metálicos.

Para monitorizar os deslocamentos ao longo do fuste da estaca E800H-1, instalou-se previamente um tubo de inclinómetro em PVC com um comprimento de selagem de 12m abaixo da ponta da estaca. O tubo ficou danificado após a betonagem da estaca, pelo que houve a necessidade de carotar e de instalar um novo tubo de aço, que foi instalado próximo do eixo da estaca (Figura 29).

Para determinar os momentos flectores na estaca E800H-1, foram colocados dois tubos de aço (Figura 29), diametralmente opostos, para instalação de sensores de corda vibrante amovíveis – retrievable extensometers (os mesmos que foram utilizados nos ensaios de carga verticais). Vê-se,

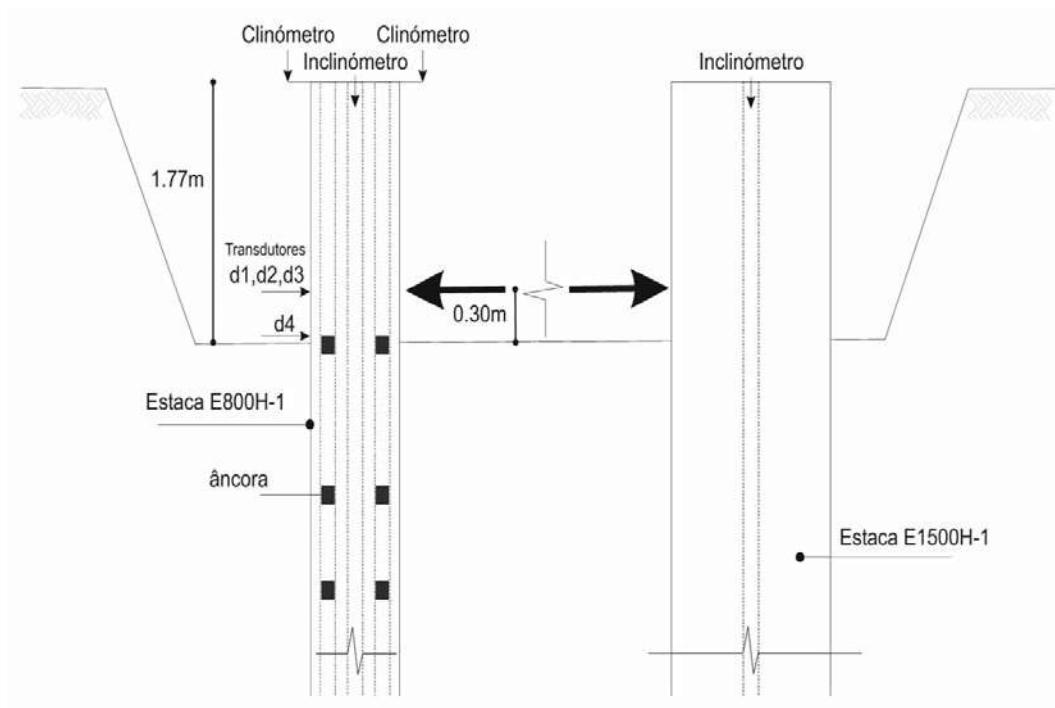




**Fig. 28** – Disposição dos transdutores na estaca E800H-1 (Santos e Gouveia Pereira, 2005).



**Fig. 29** – Disposição do tubo do inclinômetro e das placas de apoio do clinômetro (Santos e Gouveia Pereira, 2005).

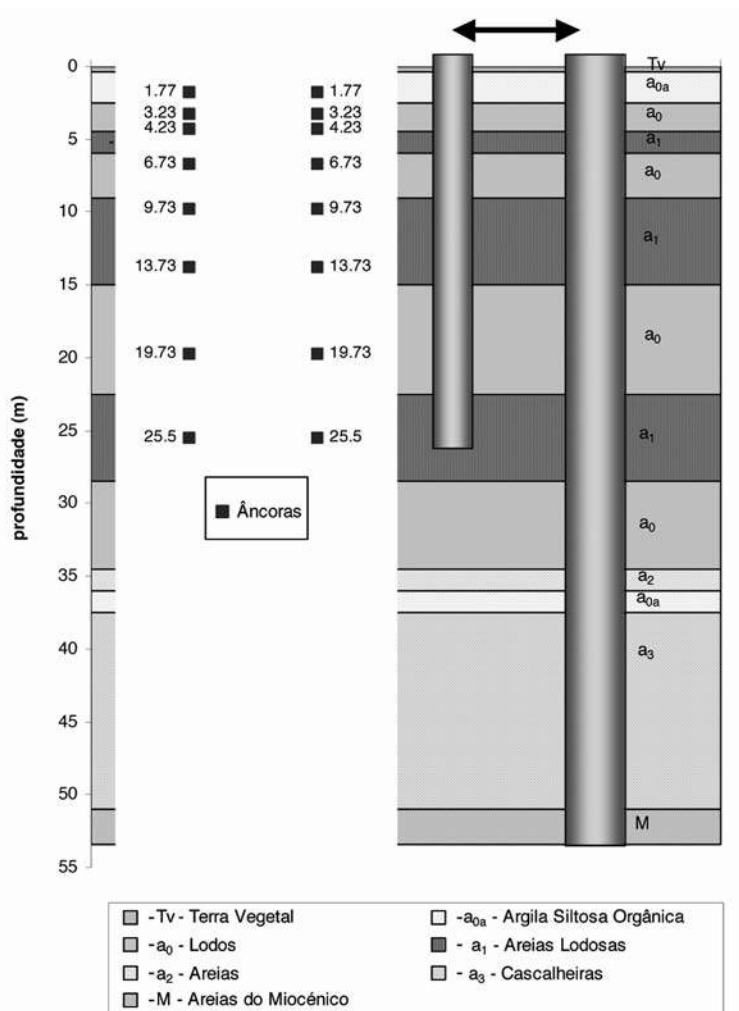


**Fig. 30** – Esquema do ensaio de carga (Santos e Gouveia Pereira, 2005).

ainda, na Figura 29 as placas de apoio do clinômetro para medição da rotação do topo da estaca, bem como, o macaco hidráulico e a célula de carga.

A Figura 30 representa o esquema do ensaio com a numeração das âncoras do sistema dos sensores de corda vibrante. A Figura 31 mostra as condições geológico-geotécnicas e a localização das âncoras.

Relativamente à estaca E1500H-1, foi instalado apenas um tubo de inclinômetro para monitorização dos deslocamentos horizontais.



**Fig. 31** – Perfil geológico-geotécnico e localização das âncoras na estaca E800H-1 (Santos e Gouveia Pereira, 2005).

### 3 – ENSINAMENTOS RECOLHIDOS

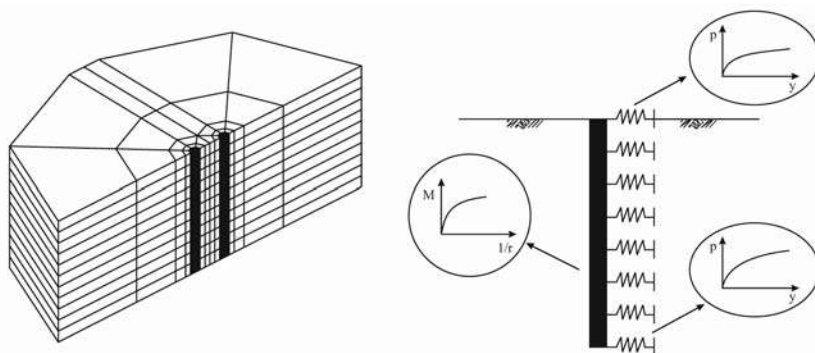
#### 3.1 – Breves considerações sobre os métodos de análise

O dimensionamento de uma estaca isolada sob ações horizontais estáticas no topo é conduzido tradicionalmente por duas verificações separadas: i) uma visando a avaliação da capacidade resistente do solo; ii) e outra procurando avaliar os movimentos e os esforços ao longo do fuste da estaca.

Na prática, o comprimento das estacas é condicionado pela necessidade da transmissão das cargas axiais aos estratos competentes mais profundos, o que leva a que as estacas exibam, em geral, um comprimento elevado. Deste modo, a resistência lateral disponível é, em geral, bastante elevada, e o estado limite último associado à insuficiente capacidade resistente do solo raramente é condicionante no dimensionamento.

No que respeita à avaliação dos deslocamentos e dos esforços internos nas estacas as análises podem ser feitas recorrendo, quer a modelos do meio contínuo, quer a modelos do meio discreto (Figura 32):

- i) os primeiros são do ponto de vista teórico os mais correctos e versáteis permitindo analisar o problema com toda a generalidade. Com o grande desenvolvimento dos meios computacionais, tornou-se possível uma abordagem geral do problema, através da aplicação de formulações tridimensionais pelo método dos elementos finitos (Santos e Gomes Correia, 1997) ou por outros métodos alternativos (Varatojo e Parreira, 1993) e, analisar o efeito de interacção num grupo de estacas. Nestes modelos é ainda possível simular a interface solo-estaca e também admitir leis de comportamento elastoplástico para o solo envolvente (Santos, 1999);
- ii) os modelos do meio discreto baseiam-se no conceito do coeficiente de reacção em que o meio envolvente é modelado por um conjunto de molas infinitamente próximas, mas sem ligação entre elas, e exibem comportamento elástico linear (modelo de Winkler) ou elástico não linear, traduzido pelas curvas 'p-y'. É de citar os trabalhos de Hetenyi (1946) e de Vesic (1956), que contemplam o desenvolvimento de um conjunto de soluções teóricas com inegável interesse prático. Os modelos do meio discreto são, sem dúvida, os mais utilizados no dimensionamento corrente dada a sua simplicidade e facilidade de utilização. Porém, não reproduzem o carácter contínuo do meio envolvente, nem atendem aos efeitos tridimensionais do problema sendo, por isso, fortemente criticados por parte de alguns investigadores.



**Fig. 32** – Métodos de análise (Gomes Correia e Santos, 1994a).

### 3.2 – Aspectos principais do problema de interacção solo-estaca

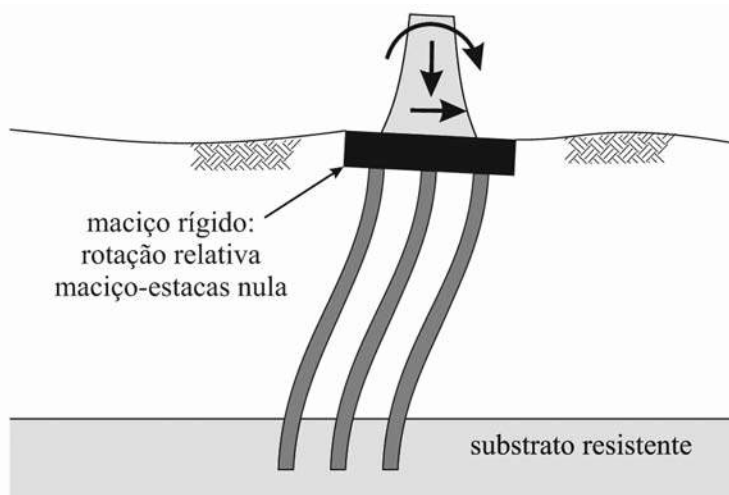
Apresenta-se algumas reflexões para, por um lado, evidenciar os aspectos principais ligados à análise do comportamento de estacas sob acções horizontais no topo e, por outro, referir as incertezas e as dificuldades inerentes à modelação numérica.

A análise do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas no topo suscita à partida três aspectos principais que se relacionam com:

- as condições de rotação na cabeça;
- o comportamento flexível das estacas;
- o comportamento não linear do sistema.

As estacas são, em geral, agrupadas e solidarizadas no topo por um maciço de encabeçamento de betão armado de elevada rigidez. Quando necessário, os vários maciços podem ainda estar interligados por vigas de fundação, com o objectivo de transformar os momentos flectores provenientes da superestrutura em forças axiais equivalentes nas estacas.

Salienta-se que, os momentos ao nível da cabeça das estacas não são nulos, visto que devido à elevada rigidez à rotação do sistema, surgem momentos de fixação que impedem a rotação relativa maciço-estacas, rodando o conjunto como um corpo rígido (Figura 33). Se ao nível da ligação maciço-estacas houver uma boa disposição de armaduras que permita tal idealização, então, do ponto de vista de cálculo os esforços que surgem na cabeça das estacas aproximam-se da situação considerando a condição de rotação nula, hipótese essa muitas vezes considerada ao nível de modelação numérica.

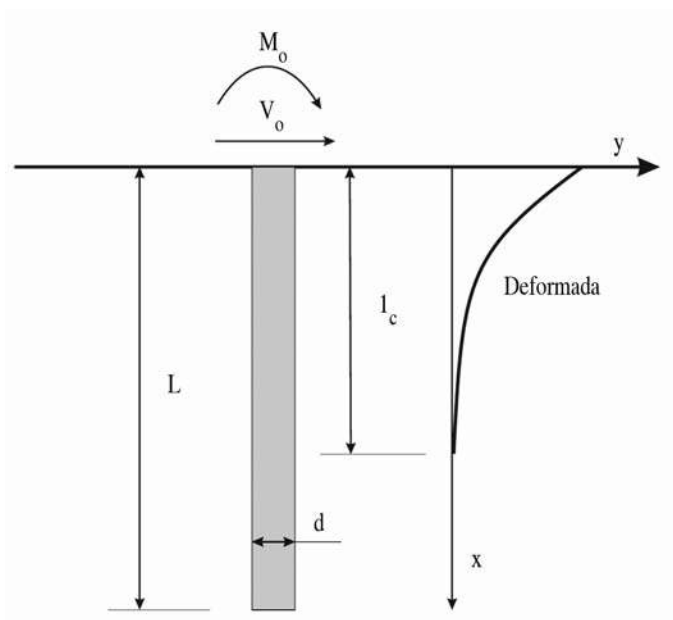


**Fig. 33** – Comportamento do sistema maciço estacas (Santos, 1999).

O outro aspecto importante a destacar, prende-se com o comportamento flexível das estacas. Verifica-se que, a partir de uma determinada profundidade, a designada profundidade crítica  $l_c$ , o aumento do comprimento da estaca não traz nenhum benefício e não influi praticamente nos deslocamentos e nos esforços na zona da estaca acima da profundidade crítica (Figura 34).

As estacas com comprimento  $L$  superior a  $l_c$  comportam-se, assim, como estacas flexíveis infinitamente longas em que os deslocamentos e os esforços deixam de ser dependentes do comprimento total da estaca. Nestas condições, algumas simplificações podem ser introduzidas ao nível de cálculo, porque o comprimento deixa de ser um parâmetro relevante na definição das soluções. Citam-se, neste contexto, as soluções algébricas de Randolph (1981) bem como as soluções do modelo do meio discreto compiladas em Varatojo (1986), Santos e Gomes Correia (1992), Santos (1993) e Santos (1999), para casos particulares simples em que a rigidez do solo é constante ou varia linearmente com a profundidade.

De referir, que essas soluções particulares embora apresentem as limitações óbvias inerentes ao comportamento elástico e linear assumido para os materiais, elas constituem sem dúvida uma ferramenta de análise com grande interesse prático, e permitem evidenciar alguns aspectos da maior relevância para a compreensão do problema de interacção solo-estaca devido às acções horizontais aplicadas no topo.



**Fig. 34** – Comportamento flexível das estacas (Santos, 1999).

Para o caso particular de uma estaca circular embebida num meio discreto com módulo de reacção constante em profundidade ( $k=cte$ ), a profundidade crítica, ou seja, a profundidade a partir da qual a estaca exhibe comportamento flexível é dada por:

$$l_c = \frac{3}{\lambda} = \frac{3d}{\sqrt[4]{\frac{16k}{\pi E_p}}} \quad (1)$$

Imagine-se uma estaca de betão armado com módulo de elasticidade  $E_p=29\text{GPa}$  embebida num meio relativamente compressível com  $k=10000\text{ kPa}$ . Aplicando a equação (1) obtém-se para a profundidade crítica um valor da ordem de 15 diâmetros. De referir novamente que o comprimento das estacas é geralmente condicionado pelas acções verticais e, por conseguinte, pela localização do substrato resistente. Isto leva a concluir que, em grande parte das situações práticas, o comprimento das estacas excede o valor daquela profundidade crítica exibindo assim comportamento flexível relativamente às acções horizontais aplicadas na cabeça.

Valor semelhante para a profundidade crítica seria obtido na aplicação da solução de Randolph (1981) para meio elástico contínuo.

Por outro lado, demonstra-se que a interacção solo-estaca é apenas importante numa zona relativamente concentrada junto do topo da estaca. Aliás, Kagawa e Kraft (1980) mostraram que 70% do deslocamento lateral da estaca é devido à deformação da massa de solo a um diâmetro de distância.

A influência da rigidez do meio envolvente também pode ser analisada recorrendo novamente ao modelo do meio discreto. Considere-se, então, uma estaca flexível sujeita a uma força horizontal. A redução do módulo de reacção  $k$  para metade (mantendo constante o módulo de flexão da

estaca), conduz em termos de momento flector máximo a um aumento de apenas 19%, enquanto que o deslocamento horizontal sofre um acréscimo de 68%, conforme mostra a equação (2) seguinte:

$$k_2 = 2k_1$$

$$\frac{M_{máx1}}{M_{máx2}} = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} = \sqrt[4]{\frac{k_2}{k_1}} = 1.19 \quad (2)$$

$$\frac{y_{o1}}{y_{o2}} = \frac{k_2 \lambda_1}{k_1 \lambda_2} = \frac{k_2}{k_1} \sqrt[4]{\frac{k_2}{k_1}} = 1.68$$

Isto mostra, que a solução em termos de deslocamentos é bastante sensível à rigidez do meio envolvente, enquanto que em termos de esforços o mesmo não acontece.

A mesma expressão (2) pode servir para evidenciar a influência do comportamento não linear das estacas de betão armado. A redução do módulo de rigidez à flexão da estaca  $E_p I_p$  para metade (mantendo constante o módulo de reacção  $k$ ), conduz apenas a um acréscimo de 19% no deslocamento horizontal da estaca (equação 3), o que mostra que a rigidez transversal do sistema solo-estaca é mais sensível à rigidez do solo envolvente do que às características mecânicas da própria estaca:

$$(E_p I_p)_2 = 2(E_p I_p)_1$$

$$\frac{M_{máx1}}{M_{máx2}} = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} = \sqrt[4]{\frac{(E_p I_p)_1}{(E_p I_p)_2}} = 0.84 \quad (3)$$

$$\frac{y_{o1}}{y_{o2}} = \frac{k_2 \lambda_1}{k_1 \lambda_2} = \sqrt[4]{\frac{(E_p I_p)_2}{(E_p I_p)_1}} = 1.19$$

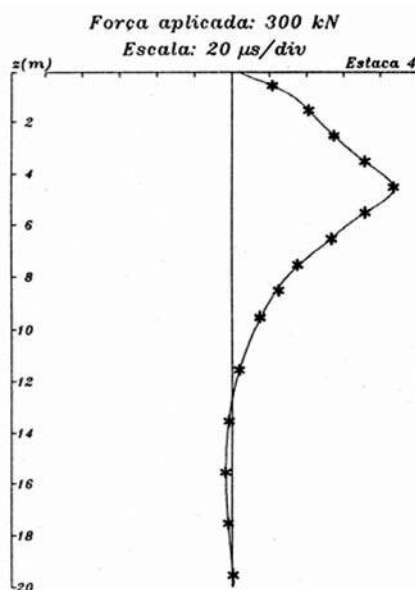
### 3.3 – Evidências experimentais

A nível experimental, avanços importantes foram atingidos no âmbito da instrumentação, observação e interpretação dos resultados de ensaios de carga horizontal em estacas de betão armado (Sousa Coutinho, 1995 e 2006).

O sistema extensométrico desenvolvido no LNEC permitiu medir com nível apreciável de fiabilidade e eficiência as extensões ao longo do fuste das estacas nos ensaios de carga das pontes do rio Arade – 1988, do rio Guadiana – 1988/89 e do rio Sado – 1990.

Existem, hoje em dia, diversos sistemas comerciais equivalentes, constituídos por sensores embutidos no betão ou que operam no interior de tubos metálicos embebidos no betão da estaca.

Sousa Coutinho (1995) apresentou uma metodologia de interpretação dos ensaios tendo como base os resultados das extensões medidas. A modelação matemática da distribuição das extensões é feita por meio de funções spline-B. Estas funções de polinómios de ajustamento seccional condicionado permitem acompanhar as variações localizadas de comportamento quer do solo (meio estratificado e comportamento não linear), quer da estaca (comportamento à flexão não linear) e impor, com grande facilidade, as condições de fronteira. A Figura 35 ilustra um exemplo de aplicação desta metodologia para uma das estacas de ensaio da ponte sobre o rio Sado.



**Fig. 35** – Extensões lidas e aproximadas por splines-B na estaca 4, após início da fendilhação. Ponte sobre o rio Sado (Sousa Coutinho, 1995).

Para determinar os momentos flectores nas estacas ensaiadas a partir da distribuição em profundidade das curvaturas, é necessário recorrer-se a um modelo de comportamento não linear do betão. A consideração do comportamento não linear do betão é igualmente relevante quando se pretende avaliar os deslocamentos do sistema solo-estaca (Gomes Correia e Santos, 1994c). Para a modelação da estaca, as relações constitutivas das secções de betão armado podem ser expressas sob a forma de momento de inércia (“efectivo”) – momento flector (Santos, 1993) ou momento flector – curvatura (Sousa Coutinho, 1995; Santos, 1999 e Tuna, 2006).

Quanto às reacções do terreno, os estudos desenvolvidos mostraram que se deve rejeitar a via de cálculo por dupla derivação dos momentos flectores, devido à instabilidade que os valores assim obtidos exibem (Portugal, 1992). É preferível antes, executar o seu cálculo por integração dos momentos flectores, resolvendo numericamente uma equação integral do tipo de Volterra de primeira espécie por meio de funções spline-B (Sousa Coutinho, 1995). Com base neste procedimento é possível deduzir as curvas de transferência de carga experimentais (curvas 'p-y'). Uma forma de aferir a razoabilidade destas curvas de transferência de carga consiste em calcular os momentos flectores induzidos na estaca modelando o solo através das ditas curvas, e compará-los com os momentos flectores calculados directamente dos resultados dos ensaios. Esta metodologia permite estabelecer as curvas de transferência de carga na zona superior da estaca (da ordem dos 5 diâmetros), uma vez que os deslocamentos e as reacções se tendem a anular muito rapidamente, impossibilitando assim qualquer interpretação para maiores profundidades.

Os trabalhos experimentais desenvolvidos permitiram confirmar os aspectos de interacção solo-estaca atrás referidos:

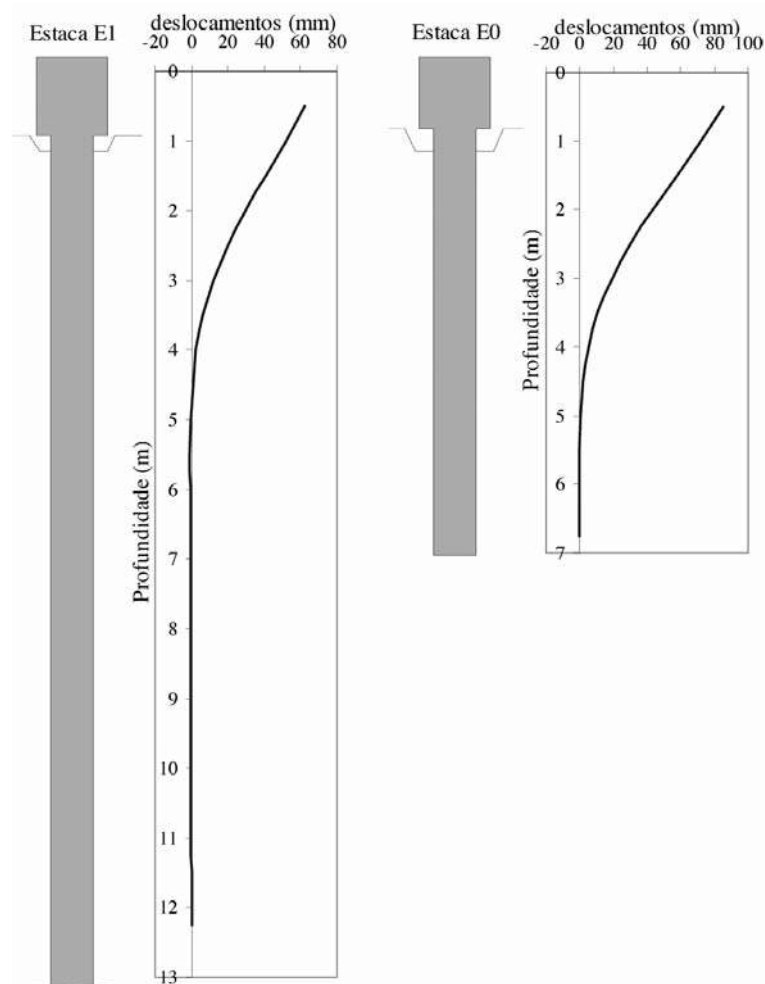
- i) os deslocamentos (e os esforços) só são significativos nos primeiros 5 a 10 diâmetros de profundidade. O campo experimental da FEUP-ISC'2 é um bom exemplo ilustrativo. A Figura 36 mostra os deslocamentos em profundidade das estacas E0 (L=6m) e E1 (L=22m), podendo-se observar que o solo estava a ser solicitado apenas até os 5m de profundidade,



sendo ambas flexíveis mesmo para um nível de carga próximo da rotura estrutural da estaca.

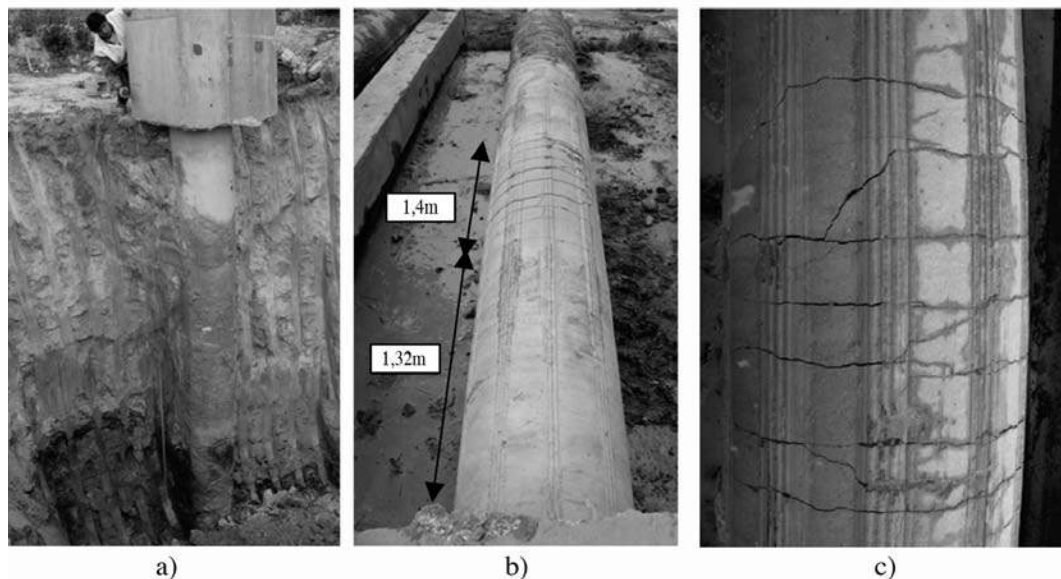
- ii) as estacas exibem, em geral, comportamento flexível, sendo a carga última condicionada pela resistência estrutural à flexão da estaca. Referindo-se, ainda, ao campo experimental da FEUP-ISC'2, após os ensaios de carga procedeu-se a uma escavação generalizada do solo em torno das estacas ensaiadas para confirmar as dimensões e para verificar a integridade das estacas. A Figura 37 retrata a estaca E0, onde é bem visível a rótula plástica que tem uma extensão de 1,14m e inicia-se a 1,32m da face inferior do maciço de encabeçamento;
- iii) nos casos correntes o modelo de comportamento elástico e linear pode ser suficiente para efeitos de dimensionamento estrutural das estacas de fundação.

Para fundamentar melhor o último ponto, mostram-se os resultados experimentais bem como os de modelação numérica de um dos ensaios de carga horizontal realizado na ponte sobre o rio Sado (Santos, 1993).

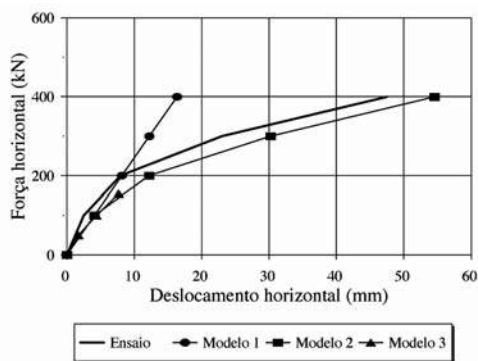


**Fig. 36** – Deformada das estacas E0 e E1 para a carga de 475 kN (próximo da carga última da E0).  
Campo experimental da FEUP-ISC'2.

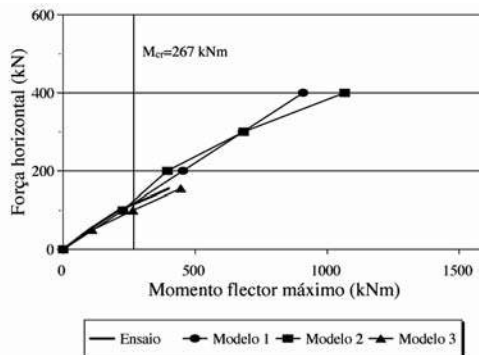
As Figuras 38 e 39 mostram, respectivamente, o deslocamento horizontal da cabeça da estaca e o momento flector máximo em função da força horizontal aplicada.



**Fig. 37** – Estaca E0: a) estaca a ser extraída do terreno; b) localização da rótula plástica; c) pormenor da rótula. Campo experimental da FEUP-ISC'2 (Tuna 2006).



**Fig. 38** – Estaca 1: deslocamento horizontal em função da carga aplicada. Ponte sobre o rio Sado (Santos, 1993).



**Fig. 39** – Estaca 1: momento flector máximo em função da carga aplicada. Ponte sobre o rio Sado (Santos, 1993).

Em termos de modelação numérica, foi aplicado o modelo do meio discreto considerando várias idealizações acerca do comportamento dos materiais:

- modelo 1 (Santos, 1993) – tanto a estaca como o solo apresentam comportamento elástico e linear;
- modelo 2 (Santos, 1993; Gomes Correia e Santos, 1994b; Santos e Gomes Correia, 1995b e 1995c) – tanto o solo como a estaca apresentam comportamento não linear. O solo é mode -

lado através de curvas 'p-y' bi-lineares com um troço inicial recto até se atingir a resistência última do solo, a partir da qual admite-se que o solo exhibe comportamento perfeitamente plástico. Para a estaca foi utilizada a metodologia preconizada pelas normas ACI para peças de betão armado sujeitas a flexão simples (ver ponto 2.3.2);

- modelo 3 (Portugal, 1992; Portugal e Sêco e Pinto, 1993 e Portugal, 1994) – a estaca apresenta comportamento elástico e linear e o solo é modelado através de curvas 'p-y' propostas por Matlock (1970) e Reese et al. (1974).

A análise das Figuras 38 e 39 permite reforçar as ideias apontadas anteriormente acerca da importância da consideração do comportamento não linear do solo e da estaca no dimensionamento de estacas sob acções horizontais no topo:

- o modelo de comportamento elástico e linear traduz de forma satisfatória os esforços (momento flector máximo) na estaca, o mesmo não acontecendo para os deslocamentos, em virtude do comportamento não linear do solo e da estaca;
- a perda de rigidez transversal do conjunto solo-estaca é particularmente notória para níveis de carga que conduzem a momentos flectores superiores ao momento de fissuração do betão. De facto, para estes níveis de carga conjugam-se os efeitos da não linearidade do solo e da estaca;
- de acordo com a resposta da estaca observada no ensaio, a partir da carga de 400kN verificou-se a dificuldade em aplicar mais força à estaca sem que esta apresentasse deslocamentos importantes (Sousa Coutinho, 1995). Aplicando um coeficiente de segurança global de 3 à carga última referida, obtém-se uma carga admissível de cerca de 133kN. Para este nível de carga pode-se observar que a resposta do sistema solo-estaca é praticamente linear (Figuras 38 e 39), isto é, as deformações envolvidas são compatíveis com a consideração do comportamento elástico e linear para os materiais.

### 3.4 – Comportamento não linear do solo

Conforme referido, a consideração do comportamento não linear quer do solo, quer da estaca, só se torna necessário nos casos em que a perda de rigidez transversal do sistema seja factor determinante no dimensionamento estrutural.

A análise rigorosa do problema é, de facto, bastante complexa, visto que envolve o estudo da interacção solo-estaca, interacção essa que depende de vários factores e requer uma análise tridimensional do problema, envolvendo o comportamento não linear dos materiais. Além disso, o efeito de perturbação no solo provocado pelo processo executivo está longe ser compreendido e não existem propostas bem fundamentadas para o quantificar. Deste modo, é difícil apontar um dos métodos de análise como sendo o mais aconselhável.

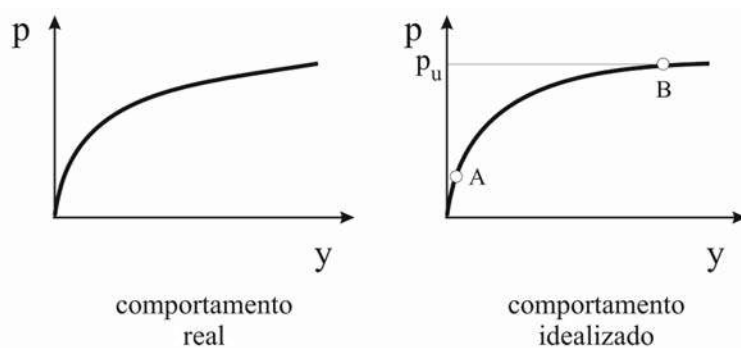
O método de análise baseado no modelo do meio discreto, embora conceptualmente menos correcto, é indiscutivelmente o método com maior aceitação prática, devido à sua facilidade de utilização. A grande dificuldade reside, de facto, na parametrização. Se admitir que os materiais exibem comportamento elástico e linear é possível estabelecer relações entre os parâmetros elásticos do meio discreto com os do meio contínuo (Santos, 1993).

No modelo do meio discreto, o comportamento não linear do solo é simulado, habitualmente, recorrendo ao conceito das curvas 'p-y'. Porém, as propostas existentes na bibliografia revestem-se de um elevado grau de empirismo, visto que elas foram calibradas para determinadas condições

específicas. Tornou-se evidente a necessidade de desenvolver uma metodologia mais racional para o estabelecimento das curvas 'p-y'.

Santos (1999) apresentou uma metodologia baseando-se num modelo de comportamento idealizado constituído por três zonas, conforme mostra a Figura 40:

- zona 1 (até ao ponto A): trecho linear correspondente ao comportamento elástico e linear do solo (domínio das muito pequenas deformações);
- zona 2 (até ao ponto B): trecho definido por uma parábola correspondente ao comportamento do solo no domínio das pequenas a grandes deformações (Kubo 1965, Bureau of Ports and Harbours, 1980; Blaney e O'Neill, 1986; Terashi et al., 1989 e Prakash e Kumar, 1996);
- zona 3 (após o ponto B): trecho horizontal, correspondente à resistência última do solo (domínio das grandes deformações).



**Fig. 40** – Curva 'p-y' derivada do modelo dos três troços (Santos, 1999).

Esta idealização é do ponto de vista conceptual coerente e de acordo com os estudos recentes acerca do comportamento dos solos. Os parâmetros necessários para a sua completa definição são correlacionáveis com parâmetros geotécnicos que podem ser obtidos numa caracterização geotécnica corrente, deixando assim o carácter empírico que tem prevalecido nas metodologias desenvolvidas no passado.

De referir, que o modelo não contempla situações que possam envolver o enfraquecimento do solo envolvente. No entanto, o modelo pode ser facilmente modificado para contemplar estas situações.

O modelo dos três troços foi aplicado com sucesso para reproduzir a resposta das estacas do Oceanário de Lisboa (Santos, 1999) e do campo experimental da FEUP-ISC'2 (Tuna, 2006).

Para uma análise mais rigorosa e detalhada do problema de interação solo-estaca, desenvolveram-se também estudos com base em modelos do meio contínuo tridimensionais.

Varatojo (1995) desenvolveu um modelo numérico que recorre à compatibilização do método dos elementos de fronteira com o método dos elementos finitos. Com o primeiro é descrito o semi-espaço (o solo) e através do segundo é considerada a dimensão finita dos elementos de fundação (as estacas). O modelo apresenta a limitação de considerar apenas o comportamento elástico e linear dos materiais, mas permite considerar interfaces estaca-terreno com comportamento elastoplástico.

Santos (1999) recorreu a um modelo numérico tridimensional baseado no método dos elementos finitos. Adoptou uma lei constitutiva elástica perfeitamente plástica. A lei de fluxo é não associada e o critério de rotura adoptado foi o de Mohr-Coulomb.

Este modelo foi utilizado para simular a resposta das estacas do Oceanário de Lisboa. Na análise crítica dos resultados numéricos e de observação deste caso de obra, atribuiu-se uma atenção acrescida ao comportamento do sistema solo-estaca no domínio das muito pequenas a pequenas deformações, onde o comportamento distorcional do solo foi caracterizado pelos ensaios de coluna ressonante realizados (ver ponto 2.4.1).

O modelo apesar de não ter conseguido reproduzir com rigor toda a evolução da resposta não linear do solo, contribuiu para uma melhor compreensão do problema de interacção solo-estaca, através da análise das tensões e das deformações induzidas no solo.

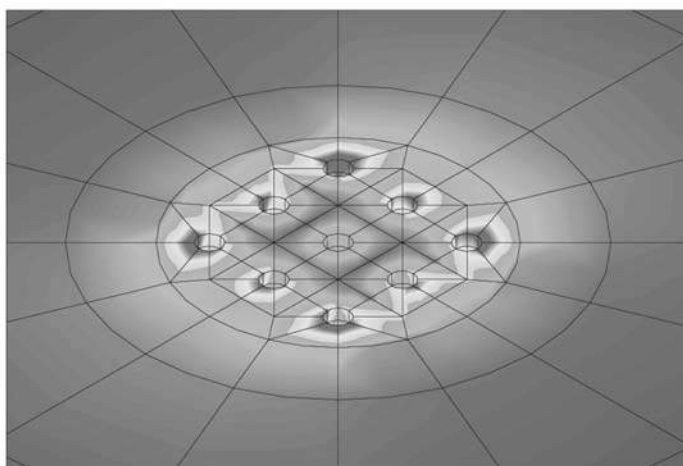
As análises efectuadas mostraram que para níveis de carga inferiores a um terço da carga horizontal última, a plastificação do solo ocorre apenas para uma zona relativamente restrita junto do topo da estaca. Assim, tal como no caso de estudo da ponte sobre o rio Sado, a aplicação de um coeficiente de segurança global de 3 em relação ao estado limite último por insuficiente capacidade resistente do terreno ou da própria estaca, deverá ser suficiente para garantir que as deformações induzidas no solo sejam relativamente modestas ( $<10^{-3}$ ) e compatíveis com a aplicação da teoria da elasticidade. Esta constatação é particularmente interessante, pois o mesmo tipo de comportamento tem sido observado, já há bastante mais tempo, nas fundações superficiais. Considera-se importante que esta verificação seja tida em conta no dimensionamento corrente.

### 3.5 – Efeito de grupo

Os ensaios realizados em grupos de estacas das pontes sobre o rio Arade, o rio Guadiana e o rio Sado, bem como as análises numéricas com base em modelos tridimensionais permitiram extrair alguns ensinamentos acerca do efeito de grupo.

A determinação experimental e teórica da distribuição dos esforços na cabeça das estacas permitiu confirmar a existência do fenómeno denominado por efeito de sombra.

Mostra-se na Figura 41 a imagem da distribuição das tensões de corte máximas no solo para um grupo de 9 estacas com maciço rígido no topo (não se representam as estacas nem o maciço, por razões de maior clareza). Esta imagem refere-se a uma situação de cálculo considerando o solo como um meio elástico homogéneo.



**Fig. 41** – Efeito de grupo (Santos, 1999).

A Figura 41 ilustra bem o efeito de sombra nas estacas interiores. Verifica-se, com efeito, uma maior concentração de tensões de corte nas estacas periféricas dos cantos, o que leva a que estas sejam mais solicitadas devido ao efeito de interacção. Num grupo muito numeroso de estacas, este efeito pode ser muito significativo e a sua omissão pode conduzir a um dimensionamento das estacas contra a segurança (Santos e Gomes Correia, 1995a).

Uma análise rigorosa do efeito de grupo envolve um volume de cálculos muito significativo, mesmo em elasticidade linear, o que inviabiliza a sua utilização prática a nível de projecto para a grande maioria das situações. Estas análises tridimensionais efectuadas a nível de investigação são, no entanto, úteis pois permitem a aferição de métodos simplificados baseados no conceito do factor de interacção (Poulos e Davis, 1980; Randolph, 1981; Varatojo, 1995; Santos, 1999 e Sousa Coutinho, 2000).

De referir ainda, que os métodos baseados no modelo elástico linear podem fornecer previsões aceitáveis em termos de deslocamentos, mas quanto à repartição da carga pelas estacas a questão é bastante discutível. Na realidade, os resultados experimentais (McVay et al., 1995) indicam que as estacas da fila da frente são as mais carregadas, e não as dos cantos como mostra o modelo elástico linear. Isto deve-se fundamentalmente ao comportamento não linear do terreno que não é devidamente considerado no cálculo.

Não obstante estas reservas, julga-se que, no estado actual dos conhecimentos, os métodos baseados na teoria da elasticidade linear do meio contínuo são ainda os mais apropriados para o dimensionamento corrente de grupos de estacas, desde que as deformações envolvidas não sejam demasiadamente elevadas de modo a invalidar as hipóteses de base do modelo.

Há que salientar, ainda, que os métodos simplificados baseados no conceito do factor de interacção conduzem a soluções sistematicamente mais flexíveis que as análises rigorosas tridimensionais, e portanto mais desfavoráveis do ponto de vista de dimensionamento. A diferença acentua-se com o aumento do número de estacas e com a redução do espaçamento entre elas.

Recorda-se que, nos métodos simplificados, o problema de interacção é resolvido por sobreposição das interacções correspondentes às diferentes estacas, ignorando a sua presença no meio envolvente. Por outro lado, os factores de interacção são deduzidos a partir de estudos do efeito de grupo entre apenas duas estacas.

Na verdade, a presença das estacas deve contribuir para o aumento da rigidez do sistema, sendo este efeito tanto mais importante quanto maior for o número de estacas, justificando assim as discrepâncias dos resultados.

Nos ensaios de carga realizados constatou-se a não existência de diferenças muito significativas entre os esforços absorvidos pelas diversas estacas de grupo (Sousa Coutinho 1995). Na realidade, os resultados experimentais indicaram uma distribuição de esforços bastante mais homogénea do que aquela que seria expectável obter-se através dos métodos simplificados baseados nos factores de interacção.

Este assunto carece ainda de mais investigação em termos de modelação numérica (utilizando leis constitutivas que melhor reproduzem o comportamento dos solos), mas necessita sobretudo de resultados experimentais para validação dos modelos numéricos.

#### **4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS E PERSPECTIVAS FUTURAS**

A análise do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas no topo é um tema que tem despertado a “paixão” de muitos investigadores.

Tentou-se relatar de forma sucinta, mas de modo a realçar os aspectos mais relevantes, os trabalhos desenvolvidos em Portugal nas duas últimas décadas. Citam-se novamente, por ordem cronológica, os trabalhos de investigação apresentados por Varatojo (1986), Guedes de Melo (1987), Portugal (1992), Santos (1993), Sousa Coutinho (1995), Varatojo (1995), Santos (1999) e Tuna (2006) que contribuíram para o avanço do conhecimento nesta área.

É um tema com alguma complexidade, visto que envolve o estudo dos fenómenos que ocorrem na zona crítica em torno da estaca, interacção essa que depende de múltiplos factores e requer uma análise tridimensional do problema considerando o comportamento não linear dos materiais, incluindo a própria estaca.

No estado actual dos conhecimentos, parece que ainda não é possível, para a problemática em estudo, obter-se soluções com elevado grau de aproximação, quando se pretende estimar a rigidez do sistema solo-estaca. Deste modo, a realização de ensaios de carga continua a ser um instrumento indispensável em projectos que exigem um estudo rigoroso e detalhado da resposta do sistema solo-estaca.

Em termos de modelação numérica, grandes avanços foram atingidos nos últimos tempos. No entanto, os aspectos ligados à modelação do processo executivo das estacas terão que ser investigados com maior aprofundamento.

A investigação deverá prosseguir fundamentalmente no domínio da modelação física quer em protótipo, quer em modelo reduzido. Estes estudos experimentais deverão envolver uma caracterização geotécnica do solo adequada e um plano de instrumentação suficientemente detalhado, caso contrário, os trabalhos não terão grande interesse científico. A modelação física com recurso à centrífuga parece ser uma boa via de prosseguimento dos estudos. De referir, que estas experiências laboratoriais executadas em condições bem controladas poderão proporcionar ensinamentos e informações vitais para a aferição dos modelos numéricos.

A investigação também deverá incidir-se sobre o efeito de interacção num grupo de estacas. Os estudos realizados e a informação disponível na bibliografia não são totalmente consensuais e esclarecedoras. De referir, que os resultados experimentais das pontes do rio Arade e do rio Guadiana relativos aos maciços de estacas poderão ser úteis em trabalhos futuros, para validação de modelos numéricos tridimensionais.

## **5 – AGRADECIMENTOS**

Especiais agradecimentos à Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica e à Sociedade Portuguesa de Geotecnia, pela oportunidade proporcionada para a realização deste relato.

Os agradecimentos gerais às empresas e entidades citadas ao longo do texto, pelo excelente nível dos trabalhos realizados nos campos experimentais e disponibilização dos dados para os estudos de investigação.

Os agradecimentos a todos os colegas que apoiaram o autor na recolha da informação, essa que nunca será perfeita, mas sim o que foi possível, dos quais merece destacar o Eng. José Mateus de Brito pelos elementos relativos ao ensaio de carga da Marina de Vilamoura, o Eng. Fernando Guedes de Melo e o Prof. Pedro Guedes de Melo pelas fotografias do ensaio de carga preliminar da ponte sobre o rio Guadiana, o Eng. António Sousa Coutinho pelos elementos acerca da instru-



mentação utilizada nas pontes do rio Guadiana, do rio Arade e do rio Sado e a Eng<sup>a</sup> Catarina Tuna pela selecção e preparação da informação acerca do campo experimental da FEUP-ISC'2.

Por fim, uma especial palavra de amizade e gratidão ao Prof. António Viana da Fonseca, com quem o autor tem desenvolvido trabalhos de investigação nos últimos anos.

Este trabalho insere-se na actividade de investigação do ICIST, unidade da Fundação para a Ciência e a Tecnologia do Ministério da Ciência, Tecnologia e Ensino Superior.

## 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Manual of Concrete Practice (1989). *Deflections of continuous concrete beams*. ACI 435.5 R-73, part 4.
- ASTM-D4254-91 (1991). *Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density*. 674-681.
- Banerjee, P. K. e Davies, T. G. (1978). *Behavior of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils*. *Géotechnique* 28, 309-326.
- Blaney, G.W. e O'Neill, M. W. (1986). *Measured lateral response of mass on single pile in clay*. JGE, ASCE, vol. 112, 443-448.
- Broms, B.B. (1964a). *Lateral resistance of piles in cohesionless soils*. JSMFD, ASCE, vol. 90, no. 3, 123-156.
- Broms, B.B. (1964b). *Lateral resistance of piles in cohesive soils*. JSMFD, ASCE, vol. 90 nº 2, 27-63.
- Brown, D.A. e Shie, C-F (1990). *Three dimensional finite element model of laterally loaded piles*. Computers and Geotechnics, vol. 10, no. 1, 59-79.
- Bureau of Ports and Harbours (1980). *Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan*. Ministry of Transport.
- Folque, J.B. e Castro, G. (1961). *Essais de chargement horizontal de pieux très longs*. Proc. 5th ICSMFE, Paris, vol. 2, 55-57.
- Gomes Correia, A. e Santos,, J.A. (1994a). *Métodos de dimensionamento de uma estaca isolada sob acções horizontais*. Revista Geotecnia da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, no. 71, 51-64.
- Gomes Correia, A. e Santos,, J.A. (1994b). *Behaviour of the foundation piles of Alcácer do Sal bridge under lateral loading*. 3rd International Conference on Deep Foundation Practice, Piletalk International '94, Singapore, 69-75.
- Gomes Correia, A. e Santos,, J.A. (1994c). *Influence of non-linear behaviour of concrete in laterally loading piles design*. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu - Paraná, Brasil, vol. 1, 231-238.
- Gomes Correia, A.; Oliveira, C. S. e Santos,, J.A. (1994). *Metodologia para análise das condições de execução do aterro na fundação do Oceanário-Expo'98*. Nota técnica complementar. Relatório do Centro de Geotecnia do IST.
- Guedes de Melo, F.A. (1987). *Comportamento de estacas e de grupo de estacas sob acção de sollicitações horizontais estáticas*. Programa de Investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de Investigador-Coordenador, LNEC, Geotecnia.

- Guedes de Melo, F.A. e Esteves Ferreira, M. (1990). *Ensaio de carga horizontal no topo livre duma estaca*. Revista Geotecnia, SPG, no. 59, 37-43.
- Hetenyi, M. (1946). *Beams on elastic foundations*. Ann Arbor, Mich.: Univ. of Mich. Press.
- Kagawa, T. e Kraft, L.M. (1980). *Lateral load-deflection relationships of piles subjected to dynamic loadings*. Soils and Foundations, JSSMFE, vol. 20, 19-34.
- Kubo, K. (1965). *Experimental study of the behavior of laterally loaded piles*. Proc. of the 6th ICSMFE, vol. 2, 275-279.
- Matlock, H. (1970). *Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay*. Proc. 2nd Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, vol. 1, 577-594.
- McVay, M.; Casper R. e Shang, T-I (1995). *Lateral response of three-row groups in loose to dense sands at 3D and 5D pile spacing*. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 121, no. 5, 436-441.
- Portugal, J.C. (1992). *Análise e dimensionamento de estacas sujeitas a cargas laterais*. Dissertação apresentada à FCT-UNL para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos.
- Portugal, J.C. (1994). *Dimensionamento de estacas solicitadas lateralmente. O método das curvas p-y*. Revista Geotecnia da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, no. 71, 29-47.
- Portugal, J.C. e Sêco e Pinto, P.S. (1993). *Analysis and design of piles under lateral loads*. Proc. on the 2<sup>nd</sup> Int. Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles - BAP II, Ghent, 309-312.
- Poulos, H.G. (1971a). *Behaviour of laterally loaded piles: I-single piles*. JSMFD, ASCE, vol. 97, no. 5: 711-731.
- Poulos, H.G. (1971b). *Behaviour of laterally loaded piles: II-pile groups*. JSMFD, ASCE, vol. 97, no. 5: 733-751.
- Poulos, H.G. e Davis, E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. John Wiley and Sons.
- Prakash, S. e Kumar, S. (1996). *Nonlinear lateral pile deflection prediction in sands*. JGE, vol. 122, no. 2, 130-138.
- Randolph, M. F. (1981). *The response of flexible piles to lateral loading*. Géotechnique 31, 247-249.
- Reese, L. C.; Cox, W. R. e Koop, F. D. (1974). *Analysis of laterally loaded piles in sand*. Proc. 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, paper OTC 2080, 473-483.
- Reese, L.C. e Welch, R.C. (1975). *Laterally loading of deep foundations in stiff clay*. JGED, ASCE, vol. 101, no. 7, 633-649.
- Reis, A.J.; Brito, J.M.; Pereira, A.P. e Correia, P.S. (1989). *Interacção solo-estrutura sob acções sísmicas. O caso da nova ponte sobre o rio Sado e seus viadutos de acesso em Alcácer do Sal*. Encontro sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, LNEC, 451-478.
- Santos, J.A. (1993). *Comportamento de estacas verticais sob acção de cargas horizontais estáticas*. Dissertação apresentada à FCT-UNL para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos.
- Santos, J.A. (1999). *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas*. Tese submetida ao IST-UTL para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.

- Santos, J.A. (2005). *Comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas*. Revista Geotecnia da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 103, 7-47.
- Santos, J.A. e Gomes Correia, A. (1992). *Uniformização dos limites de comportamento flexível e rígido das estacas sob a acção de cargas horizontais com vista ao respectivo dimensionamento*. 3º Encontro de Mecânica Computacional, FCT-Universidade de Coimbra, vol. 1, G4.1-G4.14.
- Santos, J.A. e Gomes Correia, A. (1995a). *Efeito de interacção num grupo de estacas flexíveis sob acções horizontais*. 5º Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra, vol. 2, 277-286.
- Santos, J.A. e Gomes Correia, A. (1995b). *Importância da consideração do comportamento não linear do solo e do betão no dimensionamento de estacas sob acções horizontais*. IV Encontro Nacional de Mecânica Computacional, vol. 2, 877-886, LNEC.
- Santos, J.A. e Gomes Correia, A. (1995c). *Analysis of lateral loading piles behavior using small computers*. International Conference on Education, Practice and Promotion of Computational Methods in Engineering Using Small Computers, EPMESC V, Macau, vol. 2, 1353-1358.
- Santos, J.A. e Gomes Correia, A. (1997). *Estacas sob acções horizontais estáticas e sísmicas. Modelação tridimensional através do M.E.F*. 6º Congresso Nacional de Geotecnia, vol. 1, 465-474, IST, Lisboa.
- Santos, J.A. e Gouveia Pereira, J. (2005). *A10-Auto-Estrada Bucelas/Carregado/IC3, Sublanço Carregado-A1-Benavente, Travessia do Tejo no Carregado. Ensaio de Carga em Estacas Experimentais*. Relatório de Análise – EP 40/05.
- Santos, J.A.; Proença, J.M.S.F.M.; Gomes Correia, A.; Branco, F.A.B. e Guerra, N.M.C. (1995). *Ensaio de Carga Horizontal em Estacas da Fundação do Oceanário, Expo'98*. Relatório do Centro de Geotecnia do IST (CG/95/2).
- Sêco e Pinto, P.S. e Oliveira, R. (1998). *A recent difficult foundation problem: the case of the new Tagus bridge*. 4<sup>th</sup> Int. Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Missouri, paper no. SPL-2.
- Sêco e Pinto, P.S. e Sousa Coutinho, A.G. (1991). *Single pile and pile group tests under lateral loads performed in Gadiana bridge*. Proc. of 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, 539-542.
- Sêco e Pinto, P.S.; Guedes de Melo, F. e Sousa Coutinho, A.G. (1989). *Ensaio de estacas submetidas a cargas horizontais*. 3º Encontro Nacional de Geotecnia, vol. 2, Porto, G-41 a G-55.
- Sousa Coutinho, A.G. (1995). *Comportamento de estacas verticais carregadas lateralmente à superfície do terreno*. Tese submetida para obtenção de grau de Doutor em Engenharia Civil pelo IST-UTL no âmbito do protocolo de cooperação entre o IST e o LNEC.
- Sousa Coutinho, A.G. (2000). *Prediction of horizontal load/displacement curves of pile groups based on results of single pile tests*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, nº 5, 951-962.
- Sousa Coutinho, A.G. (2006). *Data reduction of horizontal load full scale tests on bored concrete piles and pile groups*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, June (in press).
- Sousa Coutinho, A.G.; Toco Emílio, F.; Almeida Garrett, J. e Tavares Cardoso, E. (2000). *Instrumentation of bored-and-cast-in-place concrete piles for horizontal load tests*. Geotechnical Testing Journal, American Society for Testing and Materials, Volume 23, nº 3, 327-337.

- Sullivan, W. R.; Reese, L. C. e Fenske, C. W. (1980). *Unified method for analysis of laterally loaded piles in clay*. Numerical Methods in Offshore Piling, The Institution of Civil Engineers, London, 135-146.
- Tavares Cardoso, E.; Toco Emílio, F. e Almeida Garret, J.L. (1989). *Instrumentação de estacas para a realização de ensaios sob cargas horizontais*. 3º Encontro Nacional de Geotecnia, vol. 2, Porto, G-27 a G-40.
- Tecnasol-FGE (2005). *Ensaio de carga em estacas de betão armado*. Documentação interna.
- Terashi, M.; Kitazume, M. e Kawabata, K. (1989). *Centrifuge modeling of a laterally loaded pile*. Proc. of the XII Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 991-994.
- Trochanis, A. M.; Bielak, J. W. e Christiano, P. (1991). *Three Dimensional Nonlinear Study of Piles*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 117, nº 3, 429-447.
- Tuna, C. (2006). *Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Acções Horizontais*. Dissertação de mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP.
- Varatojo, A.P.C. (1986). *Solicitações horizontais estáticas aplicadas a estacas verticais*. Dissertação apresentada à FCT-UNL para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos.
- Varatojo, A.P.C. (1995). *Estacas carregadas horizontalmente. Análise e dimensionamento*. Tese apresentada para obtenção do grau de Doutor em Geotecnia, especialidade de Mecânica dos Solos, pela FCT-UNL.
- Varatojo, A.P.C. e Parreira, P. (1993). *Laterally loaded pile analysis using a 3D BEM formulation*. Proc. on the 2nd Int. Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles - BAP II, Ghent, 323-326.
- Vesic, A. (1956). *Contribution à l'étude des fondations sur pieux verticaux et inclinés*. Annales des Travaux Publics de Belgique, no. 6.
- Viana da Fonseca, A., Carvalho, J., Ferreira, C., Santos, J. A., Almeida, F., Pereira, E., Feliciano, J., Grade, J. e Oliveira, A. (2006). *Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical, and mechanical testing techniques*. Geotechnical and Geological Engineering, Springer, vol.24, 1307-1348.
- Viana da Fonseca, A.; Tuna, C. e Santos, J.A. (2004). *Ensaio de carga horizontais em estacas executadas em solo residual de granito*. V Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. Simpósio Brasileiro de Investigação de Campo – BIC 2004, vol. 2, 69-81, São Paulo, Brasil.