

# COMPORTAMENTO DE ESTACAS SOB ACÇÕES HORIZONTAIS ESTÁTICAS E DINÂMICAS

## Behaviour of piles under static and dynamic loadings

Jaime Alberto dos Santos<sup>\*</sup>

**RESUMO** – Neste trabalho investiga-se o comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas. A análise baseia-se fundamentalmente na aplicação de modelos do meio discreto. Para o caso das acções estáticas, é proposta uma nova metodologia para a construção das curvas  $p-y$ . Para as acções sísmicas, investiga-se o efeito de interacção cinemática solo-estaca recorrendo ao modelo BDWF (*Beam on Dynamic Winkler Foundation*). Os modelos do meio discreto são aferidos através de comparações com formulações tridimensionais do meio contínuo, bem como com os resultados de um ensaio estático de carga horizontal na cabeça de duas estacas.

**SYNOPSIS** – In this work the behaviour of piles under lateral static and dynamic loadings is investigated. The analysis is based fundamentally on discrete mean models. For static loading a new approach to define  $p-y$  curves is proposed. For seismic loading the kinematic soil-pile interaction problem is investigated by means of the BDWF model (*Beam on Dynamic Winkler Foundation*). The discrete mean models are calibrated by comparison of results with tridimensional continuum mean models and also with a static horizontal load test on two piles' head.

## 1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este artigo traduz a investigação desenvolvida pelo autor no seu trabalho de doutoramento, no período entre 1995 e 1999.

O interesse do autor pela área da Engenharia Sísmica Geotécnica nasceu durante o curso de mestrado em Mecânica dos Solos da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Posteriormente, a instalação de equipamentos para ensaios cíclicos no Laboratório de Geotecnia do Instituto Superior Técnico, abriu a possibilidade de desenvolver investigação no domínio da Dinâmica dos Solos.

Este facto permitiu, então, o desenvolvimento do trabalho em torno de dois objectivos principais: a caracterização dinâmica de alguns solos da região de Lisboa e o desenvolvimento de métodos de cálculo para o dimensionamento de estacas sob acções horizontais, sobretudo no que diz respeito às acções sísmicas.

No início dos trabalhos, ocorreu um sismo de elevada magnitude em Kobe causando perdas humanas e estragos significativos em muitas estruturas, algumas delas com fundações por estacas. As observações então realizadas apontaram claramente para a necessidade de uma reavaliação dos métodos de dimensionamento de estacas sob acções horizontais em zonas sísmicas, reforçando assim o interesse do tema de investigação.

---

<sup>\*</sup>Professor Auxiliar do Instituto Superior Técnico, E-mail: jaime@civil.ist.utl.pt

O trabalho desenvolvido pretendia, pois, conciliar o interesse em promover a investigação na área da Dinâmica dos Solos e estabelecer a sua ligação a problemas de interacção solo-estrutura focando, em particular, as estacas de fundação sob acções sísmicas.

Pretende-se, com este artigo, evidenciar as contribuições desenvolvidas, no que se refere à análise do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas.

## 2 – INTRODUÇÃO

Devido a condicionamentos de índole geológica e geotécnica, as fundações indirectas por estacas são frequentemente utilizadas para suporte de pontes, viadutos e outras estruturas importantes. Essas estruturas estão, muitas vezes, sujeitas a acções horizontais significativas provocadas por diversas origens, tais como: ventos, sismos, impulsos de terras, movimentos laterais do solo, frenagens de veículos, ondas do mar, variações térmicas, etc.

Essas acções podem ser classificadas em dois grupos quanto aos efeitos que elas provocam sobre as estacas:

- acções que podem ser consideradas como forças aplicadas à superestrutura - essas forças são transmitidas até ao nível das fundações dando origem a cargas horizontais e momentos concentrados aplicados ao nível da cabeça das estacas;
- acções que induzem movimentos laterais do solo envolvente - devido à presença das estacas o solo é impedido de se deformar livremente originando assim um problema de interacção entre o solo e as estacas ao longo do seu comprimento.

A análise do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas pode ser feita recorrendo, quer a modelos do meio contínuo, quer a modelos do meio discreto:

- os primeiros são do ponto de vista teórico os mais correctos e versáteis permitindo analisar o problema com toda a generalidade, recorrendo a formulações 3-D utilizando o método dos elementos finitos ou outros métodos de resolução alternativos;
- 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. 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.

Na opinião do autor, estes modelos simples não devem ser encarados meramente como ferramentas "primitivas". Cita-se, a este propósito, a visão de J. P. Wolf acerca das fases de evolução dos métodos de análise, conforme mostra a Fig. 1:

- Fase I - caracterizada pelo desenvolvimento de métodos de análise rudimentares, que não reproduzem adequadamente a realidade. São, contudo, simples e exigem um reduzido custo de cálculo;
- Fase II - caracterizada pelo desenvolvimento de métodos cada vez mais complexos que melhor reproduzem a realidade. Em contrapartida, exigem potentes ferramentas de cálculo e envolvem grandes custos computacionais;
- Fase III - caracterizada pelo regresso e reavaliação dos métodos simples, os quais através de aferições por comparação directa, quer com os métodos rigorosos, quer com as observações experimentais, permitem oferecer o mesmo grau de confiança à custa de um esforço de cálculo consideravelmente menor.

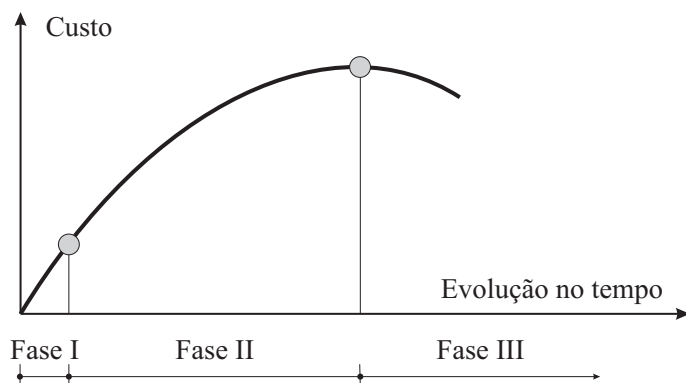


Fig. 1 – Fases de evolução dos métodos de análise.

É com base no mesmo espírito, que os modelos do meio discreto são aplicados neste trabalho. Para o caso das acções horizontais estáticas, o modelo é calibrado através de comparações directas, quer com o modelo do meio contínuo tridimensional, quer com os resultados de observação de um caso de obra, referente ao ensaio de carga de duas estacas de fundação do Oceanário de Lisboa. Para as acções sísmicas a calibração limita-se apenas no plano numérico.

Estas comparações permitem calibrar os modelos do meio discreto, que pela sua maior facilidade de utilização e menor custo computacional, evidenciam melhores potencialidades para serem adoptados a nível de dimensionamento.

### 3 – ESTACAS SOB ACÇÕES HORIZONTAIS ESTÁTICAS NO TOPO

#### 3.1 – Considerações gerais

A análise rigorosa do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas no topo é bastante complexa, 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.

Nos últimos anos, assiste-se a um progressivo desenvolvimento de métodos de cálculo cada vez mais elaborados com base em modelos matemáticos que melhor reproduzem a realidade, não se verificando, contudo, o mesmo acompanhamento no domínio da caracterização geotécnica do meio de fundação, de modo a disporem-se dos parâmetros necessários para a modelação numérica.

Desta forma, pode tornar-se algo discutível a adopção de métodos de cálculo muito sofisticados, porque exigem um grande número de parâmetros que à partida não é possível obter-se com rigor através de uma caracterização geotécnica corrente. Em vez disso, talvez se justificaria mais a utilização de métodos aproximados que a experiência prática tem demonstrado conduzir a resultados razoavelmente satisfatórios.

Para o dimensionamento de estacas sob acções horizontais, vários métodos de análise foram desenvolvidos. Praticamente, em todos estes métodos, a estaca é assimilada a uma peça linear caracterizada por uma dada rigidez à flexão  $EI$ . A principal diferença entre os vários métodos desenvolvidos reside na modelação do solo envolvente. Essa modelação pode ser feita através de modelos do meio contínuo ou do meio discreto (Fig. 2).

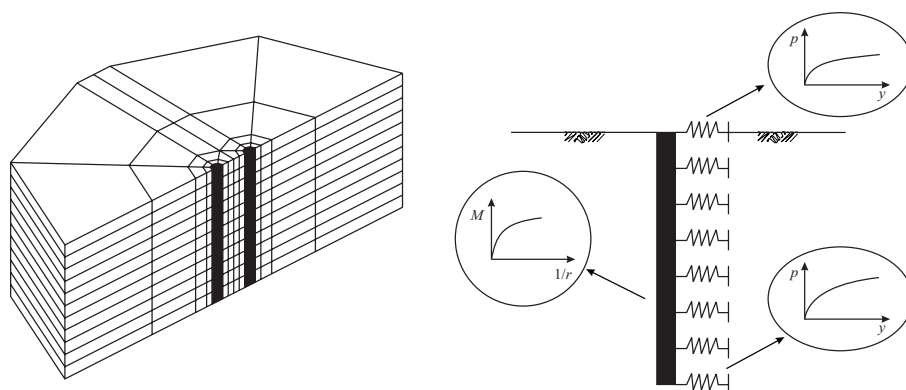


Fig. 2 – Métodos de análise (Gomes Correia e Santos, 1994a).

1) nos modelos do meio contínuo o solo é, em geral, considerado como um meio elástico. Recentemente, com o aparecimento de computadores cada vez mais eficientes, tornou-se possível uma abordagem mais geral do problema, através da aplicação de formulações tridimensionais pelo método dos elementos finitos ou por outros métodos alternativos, permitindo analisar o efeito de interação 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;

2) nos modelos do meio discreto o solo é assimilado a uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear (modelo de Winkler) ou elástico não linear, traduzido pelas curvas  $p-y$ . O modelo permite, de uma forma expedita, simular a estratificação do terreno, variando as características das curvas  $p-y$  em profundidade. Este modelo é severamente criticado por diversos investigadores, dado que os parâmetros intervenientes não são grandezas fisicamente mensuráveis e a construção das curvas  $p-y$  baseia-se muito na experiência empírica adquirida em número restrito de ensaios de carga. No entanto, dada a sua simplicidade, é largamente utilizado na prática e tem sido objecto de sucessivos refinamentos.

É de referir, que esta problemática tem cativado a atenção de inúmeros investigadores, quer a nível internacional, quer a nível nacional. A nível nacional, citam-se, por ordem cronológica, os trabalhos desenvolvidos por Varatojo (1986), Guedes de Melo (1987), Portugal (1992), Santos (1993), Sousa Coutinho (1995), Varatojo (1995) e Santos (1999).

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

### 3.2 – Curvas $p-y$ generalizadas

Conforme atrás referido, os métodos de previsão baseados nas curvas  $p-y$  têm sido objecto de severas críticas por parte de muitos investigadores, devido essencialmente ao seu carácter semi-empírico. A precisão destes métodos é difícil de ser avaliada *a priori*, visto que os parâmetros do modelo foram calibrados para determinadas condições específicas.

Torna-se claro, que é necessário proceder a uma investigação mais aprofundada no sentido de desenvolver metodologias mais racionais com suporte teórico e experimental que permita fundamentar um tipo de modelo do meio discreto não linear com maior generalidade.

Observa-se, em primeiro lugar, o andamento da curva  $p-y$  para o modelo de comportamento idealizado na Fig. 3. Trata-se de uma idealização constituída por três zonas distintas:

- zona 1 (até ao ponto A): troço linear correspondente ao comportamento elástico e linear do solo (domínio das muito pequenas deformações);
- zona 2 (até ao ponto B): troço definido por uma parábola correspondente ao comportamento do solo no domínio das pequenas a grandes deformações;
- zona 3 (após o ponto B): troço horizontal, correspondente à resistência última do solo (domínio das grandes deformações). O modelo não contempla, portanto, situações que possam envolver o enfraquecimento do solo envolvente.

Esta idealização é do ponto de vista conceptual coerente e de acordo com os estudos recentes acerca do comportamento dos solos.

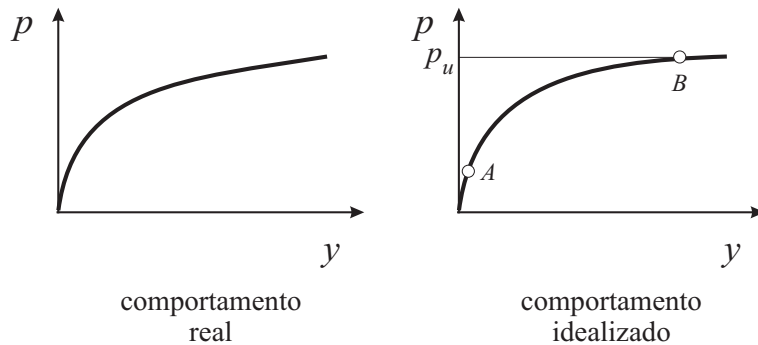


Fig. 3 – Curva  $p-y$  baseado no modelo idealizado com três zonas distintas de comportamento.

A dificuldade maior reside em encontrar uma metodologia bem fundamentada para o traçado daquela curva não linear  $p-y$ . Para tal, recorrem-se aos trabalhos de Mwindo (1992), Prakash e Kumar (1996), Terashi et al.(1991) e Kubo (1965), referentes às areias.

Mwindo (1992) (citado por Prakash e Kumar, 1996) com base na compilação dos resultados de 22 ensaios de carga horizontal realizados em areias, propôs uma equação geral para a quantificação da redução normalizada do módulo de reacção com o nível de distorção:

$$\frac{k}{k_{m\acute{a}x}} = a \gamma^{-b} \quad (1)$$

O parâmetro  $k_{m\acute{a}x}$  representa o valor de  $k$  para uma distorção de  $2 \times 10^{-3}$ . Os valores de  $a$  e de  $b$  dependem da compactidade do solo e também do tipo de estaca (Quadro 1).

Quadro 1 – Parâmetros  $a$  e  $b$  de acordo com Mwindo (1992).

Compacidade da areia	Tipo de Estaca	$A$	$b$
Média	Madeira	0,12	0,36
Solta	Madeira	0,009	0,77
Média	Tubo metálico	0,07	0,43
Média	Perfil metálico com secção 'H'	0,05	0,50
Média	Pré-fabricada em betão armado pré-esforçado	0,035	0,54

Estabelecendo a analogia entre uma estaca solicitada lateralmente e uma fundação superficial contínua apoiada sobre um meio elástico contínuo, pode-se avaliar a deformação normal média segundo a direcção e o sentido do carregamento através da expressão seguinte:

$$y = z\bar{\varepsilon} \Rightarrow \bar{\varepsilon} \approx \frac{y}{2,5B} \quad (2)$$

em que  $y$  é o deslocamento,  $z$  é a profundidade da zona de influência,  $\bar{\varepsilon}$  é a deformação normal média e  $B$  é a largura da fundação.

Na direcção ortogonal como a deformação normal é igual a  $-\nu\bar{\varepsilon}$  (sendo  $\nu$  o coeficiente de Poisson do meio elástico contínuo), deduz-se então que a distorção máxima  $\gamma$  é igual a:

$$\gamma = (1 + \nu)\bar{\varepsilon} = \frac{1 + \nu}{2,5B}y \quad (3)$$

A expressão (3) é sugerida por diversos autores (Kagawa e Kraft, 1980; Blaney e O'Neill, 1986) e evidencia dois aspectos importantes:

- a existência de uma relação linear entre a distorção e o deslocamento;
- essa relação é afectada pelo efeito de escala, ou melhor, depende da dimensão transversal da estaca, devido ao aumento do bolbo de tensões.

Prakash e Kumar (1996) propuseram uma equação de ajustamento aos resultados anteriores de Mwindo (1992), obtida por aplicação do método dos mínimos quadrados. A relação obtida, aplicável às areias, é dada por:

$$\frac{k}{k_{m\acute{a}x}} = 0,052\gamma^{-0,48} \quad (4)$$

No plano experimental destaca-se ainda o estudo realizado por Terashi et al. (1991), recorrendo à modelação física através da centrífugadora. O solo utilizado foi a areia Toyoura e as condições de ensaio foram definidas de modo a simular uma estaca longa com comportamento flexível ( $L/d > 12$ ), largura de 0,80m e módulo de rigidez à flexão de 39MNm<sup>2</sup>. Aqueles autores mostraram que a reacção do solo é proporcional à raiz quadrada do deslocamento podendo ser expresso por uma equação do tipo:

$$p = k_s y^{0,5} \quad (5)$$

A equação (5) é exactamente igual à proposta original de Kubo (1965), derivada de ensaios de carga em verdadeira grandeza em areias. Esta correlação é adoptada, já há bastante tempo, no Japão (Bureau of Ports and Harbours, 1980) e a sua validade tem sido confirmada em muitos casos práticos.

Comparem-se agora as equações (4) e (5). Para o primeiro caso, por combinação dos resultados das expressões (3) e (4), mostra-se que a relação  $p$ - $y$  é expresso por:

$$p = k y = 0,052 k_{máx} \left( \frac{1 + \nu}{2,5B} y \right)^{-0,48} y \propto y^{0,52} \quad (6)$$

Isto é, as expressões (4) e (5) são formalmente semelhantes e mostram que a reacção do solo varia com o deslocamento elevado ao expoente de 0,52 e 0,50, respectivamente.

De acordo com o estudo de Terashi et al. (1991), a relação (5) foi testada para deslocamentos do solo que conduzem de acordo com a expressão (3) a um nível de distorção da ordem de  $8 \times 10^{-4}$ . Na verdade, o valor de  $2 \times 10^{-3}$  sugerido por Mwindo (1992) para  $k_{máx}$  parece ser demasiadamente elevado.

Todas estes trabalhos acabados de referir são de natureza experimental e apresentam duas deficiências importantes:

- os coeficientes ( $a$  e  $b$  ou  $k_s$ ) não dependem da resistência última do solo;
- os coeficientes foram calibrados para determinadas condições específicas dos ensaios.

Deste modo, o carácter empírico dos parâmetros torna a aplicabilidade daquelas propostas bastante questionável.

Na opinião do autor, o problema deve ser equacionado de forma diferente e de acordo com o modelo idealizado com três zonas distintas de comportamento (Fig. 4).

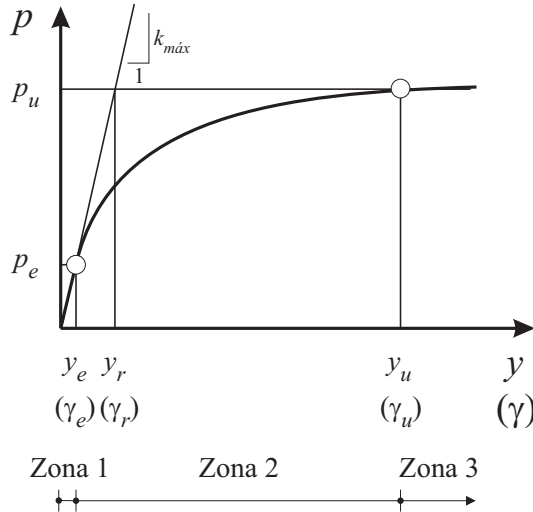


Fig. 4 – Modelo discreto não linear proposto.

Para o caso das areias propõe-se a seguinte metodologia para a construção da curva  $p$ - $y$ .

• Zona 1

O comportamento do solo é elástico e linear. Sendo assim o valor de  $k=k_{máx}$  pode ser obtido por correlação com os parâmetros elásticos do solo (correspondentes ao domínio das muito pequenas deformações) e da estaca, recorrendo a relações semelhantes à proposta de Santos (1993).

A relação  $p$ - $y$  neste troço é linear e dada por:

$$p = k_{máx} y \quad \text{para} \quad y \leq y_e \quad \text{ou} \quad \gamma \leq \gamma_e \quad (7)$$

em que  $y_e$  é o deslocamento linear limite e  $\gamma_e$  é a distorção linear limite.

Admite-se uma lei de variação linear de  $k_{máx}$  com a profundidade, aliás como é habitual considerar-se para o caso das areias e das argilas normalmente consolidadas.

• Zona 2

Neste domínio, julga-se adequado adoptar para uma lei de variação da reacção com o deslocamento do solo do tipo expresso pela equação (5). Por compatibilização com o troço anterior, a curva  $p$ - $y$  é descrita então por:

$$p = k_{máx} y_e^{0,5} y^{0,5} \quad \text{para} \quad y_e \leq y \leq y_u \quad \text{ou} \quad \gamma_e \leq \gamma \leq \gamma_u \quad (8)$$

• Zona 3

A reacção é limitada pela resistência última do solo que pode ser determinada aplicando a teoria de Broms (1964a; 1964b), ou seja:

$$p = p_u \quad \text{para} \quad y \geq y_u \quad \text{ou} \quad \gamma \geq \gamma_u \quad (9)$$

Em resumo, os parâmetros necessários para a completa definição do modelo são três:

- o módulo de reacção ( $k_{máx}$ ) no domínio das muito pequenas deformações;
- a resistência última ( $p_u$ ) do solo;
- e o deslocamento linear limite ( $y_e$ ) ou a distorção linear limite ( $\gamma_e$ ).

A obtenção dos dois primeiros parâmetros não oferece grandes dificuldades visto que são correlacionáveis com parâmetros geotécnicos que podem ser obtidos numa caracterização corrente.

Relativamente, à distorção linear limite, entende-se que o seu valor não deve ser fixo como proposto anteriormente por Mwindo (1992) e Prakash e Kumar (1996). Valores demasiadamente baixos conduzem a um crescimento muito lento da curva  $p$ - $y$  e a resistência última seria apenas atingida para deslocamentos muito elevados.

Na realidade, se admitir que a expressão (3) mantém-se válida mesmo para a Zona de comportamento 2, então os parâmetros  $y_e$  e  $\gamma_e$  podem ser correlacionáveis com a distorção última  $\gamma_u$  através das equações seguintes:

$$y_e = \frac{y_r^2}{y_u} = \left( \frac{p_u}{k_{máx}} \right)^2 \left( \frac{1+\nu}{2,5B} \right) \frac{1}{\gamma_u} \quad (10)$$

$$\gamma_e = \left( \frac{p_u}{k_{máx}} \right)^2 \left( \frac{1+\nu}{2,5B} \right)^2 \frac{1}{\gamma_u} \quad (11)$$



Os valores de  $y_e$  ou de  $\gamma_e$  não são portanto arbitrários, mas sim dependentes dos outros parâmetros do modelo. Para a aplicação prática do modelo sugere-se que o valor de  $y_e$  seja determinado utilizando a expressão (10) considerando para  $\gamma_u$  um valor entre cerca de 2 a 4%.

O modelo discreto não linear proposto para as areias é facilmente adaptável aos solos argilosos.

Nas argilas, as evidências experimentais mostram que o expoente da equação (5) deve ser substituído por um valor entre 1/4 e 1/3 (Matlock, 1970, Reese e Welch, 1975 e Sullivan et al., 1980). Salienta-se que, nestas condições a curva de degradação do módulo de reacção será proporcional a  $\gamma^{-3/4}$  ( $b=1-1/4=3/4$ ) e  $\gamma^{-2/3}$ , ( $b=1-1/3=2/3$ ), respectivamente.

Comparativamente com o caso das areias em que o expoente  $b \approx 0,5$ , verifica-se que para as argilas a degradação do módulo é menor para o mesmo nível de distorção, o que está curiosamente de acordo com o andamento típico das curvas  $G/G_0$  das areias e das argilas. Para a resistência última, poder-se-á adoptar a proposta de Matlock (1970), em função da resistência não drenada e da tensão efectiva vertical do terreno.

Alguns aspectos práticos de aplicação deste modelo discreto não linear (para as areias) serão ilustrados mais adiante, aquando da interpretação dos resultados do ensaio de carga horizontal de duas estacas de fundação do Oceanário de Lisboa.

Em face do exposto, considera-se que o método proposto constitui uma evolução ao nível dos métodos de previsão baseados nas curvas  $p$ - $y$ . Do ponto de vista teórico, o método baseia-se num modelo coerente, cujos parâmetros 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.

O modelo proposto foi implementado num programa de cálculo automático por elementos finitos, designado por **ESTATICO**, escrito em linguagem Fortran. O programa permite ainda considerar o comportamento à flexão não linear da estaca, traduzido por relações do tipo momento-curvatura.

A solução do problema não linear é obtida por sucessivas iterações, considerando módulos de reacção e momentos de inércia secantes, até que os valores obtidos entre duas iterações consecutivas corresponderem a um erro relativo inferior a uma determinada tolerância estipulada.

### 3.3 – Ensaio de carga estático nas estacas de fundação do Oceanário de Lisboa

#### 3.3.1 – Local do ensaio. Condições geológico-geotécnicas gerais

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

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, 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. Esta campanha de reconhecimento permitiu identificar as unidades geológicas interessadas para a obra e também efectuar a caracterização geotécnica das argilas siltosas cinzentas (formação miocénica).

O terreno de fundação reconhecido era constituído por uma camada superficial recente formada por aluviões, sobrejacentes à formação miocénica constituída por uma alternância de

argilas siltosas e de calcários conquíferos. 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 hysterético  $\xi$  foram realizados ensaios de coluna ressonante, recorrendo ao equipamento do Laboratório de Geotecnia do 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 volúmico seco máximo obtido no ensaio Proctor), cujos resultados mais importantes se resumem no Quadro 2.

Quadro 2 - Índices físicos da areia.

% acumulada de material que passa				Densidade das partículas sólidas	$e_{min}$	$e_{máx}$
Peneiros ASTM						
3/8"	#40	#10	#200	2,67	0,571	0,806
100	24-26	97-98	< 1			
SP-areia mal graduada, segundo a classificação unificada ASTM						

Na Fig. 5 representam-se o fuso granulométrico relativo ao solo utilizado no aterro, bem como as curvas granulométricas do solo utilizado para a confecção dos provetes para realização dos ensaios de coluna ressonante.

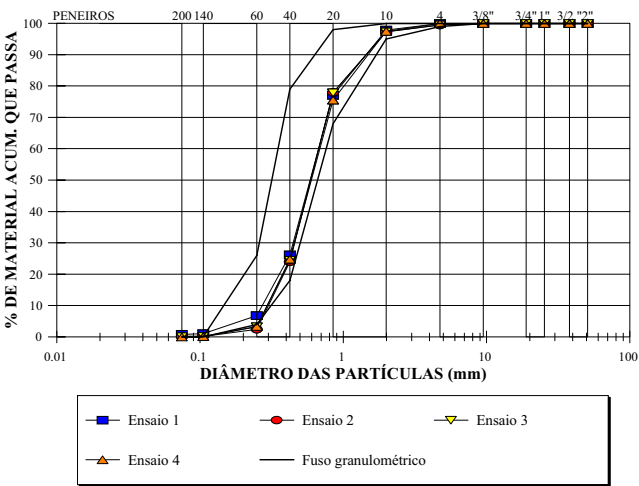


Fig. 5 – Distribuição granulométrica da areia.

Foram moldados 3 provetes maciços (ensaios 1, 2 e 3) e um provete oco (ensaio 4) tendo-se procedido à respectiva confecção, através da compactação por apiloamento e vibração.

Para estudar a influência das características de compacidade nas propriedades dinâmicas da areia, procedeu-se à confecção de provetes com 3 estados diferentes de compacidade. As características de compacidade bem como as dimensões dos provetes estão resumidas no Quadro 3.

Quadro 3 – Geometria dos provetes e características de compacidade.

Ensaio	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$D_r$ (%)
1	70	100	15,3	0,742	27
2	70	100	16,1	0,657	63
3	70	100	16,8	0,588	92
4	70 × 30	100	16,1	0,657	63
$\gamma_d$ é o peso volúmico seco; $e$ é o índice de vazios e $D_r$ é a compacidade relativa					

Com o objectivo de analisar a influência da tensão de confinamento  $\sigma'_0$  na resposta dinâmica do solo, os ensaios foram realizados, para cada um dos 3 diferentes estados de compacidade 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. A gama de valores da distorção variou entre aproximadamente  $5 \times 10^{-6}$  e  $10^{-3}$ .

Os ensaios de coluna ressonante realizados permitiram obter o módulo de distorção inicial  $G_0$ , o coeficiente de amortecimento hysterético  $\xi$ , bem como a relação  $G/G_0$  em função da distorção  $\gamma$ .

Relativamente ao módulo de distorção inicial, a relação  $G_0=f(e,\sigma'_0)$  obtida foi a seguinte:

$$G_0 = 9000 \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \sigma'^{0,5}_0 \quad (12)$$

Na Fig. 6 reúnem-se os resultados dos 4 ensaios, em termos de  $G/G_0$  e de  $\xi$  em função da distorção  $\gamma$ .

O andamento das curvas de degradação da rigidez  $G/G_0$  será utilizado posteriormente para justificar alguns dos parâmetros geotécnicos utilizados na modelação numérica.

A Fig. 6 mostra que há uma boa correlação entre os valores de  $G/G_0$  e de  $\xi$  obtidos para os 4 ensaios. Os valores mais elevados de  $G/G_0$  e os valores mais baixos de  $\xi$  correspondem aos ensaios realizados com tensão de confinamento mais elevada (100kPa), o que está de acordo com o andamento típico destas curvas.

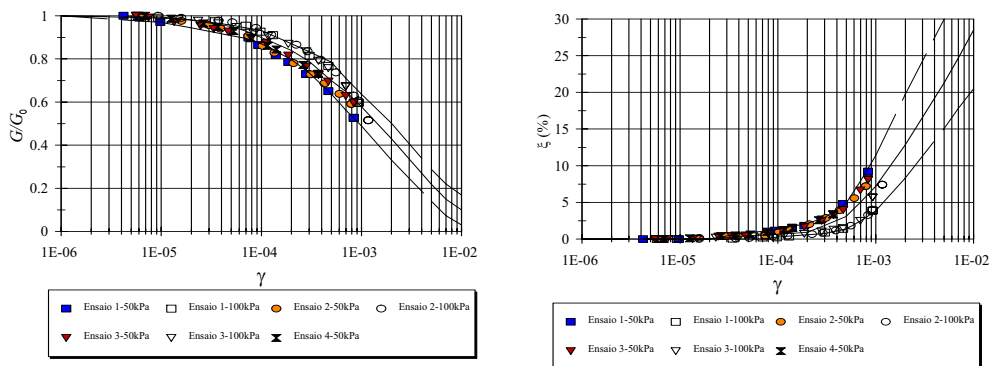


Fig. 6 – Distribuição granulométrica da areia.

### 3.3.2 – Procedimento experimental

O ensaio de carga foi executado pela empresa Engil. 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) terá induzido 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 (Fig. 7). A execução destas estacas foi realizada com o recurso a lamas bentoníticas com o comprimento total de cerca de 36 m. A armadura longitudinal era constituída por 48 $\phi$ 25mm nos primeiros 6 m, passando a 32 $\phi$ 25mm entre os 6 e os 12m e no restante comprimento 16 $\phi$ 25mm. Os materiais utilizados foram o betão B30 e o aço A400.

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. 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.



### 3.3.3 – Modelação do comportamento estrutural da estaca

Para a previsão dos deslocamentos do sistema solo-estaca, torna-se necessário considerar o comportamento não linear da própria estaca (Gomes Correia e Santos, 1994b e 1994c). As estacas de ensaio eram de betão armado, pelo que julga-se adequado utilizar um modelo de comportamento baseado na relação momento-curvatura, sendo o efeito do esforço normal devido ao peso próprio praticamente desprezável.

Para a modelação da estaca, as relações constitutivas das secções de betão armado, expressas sob a forma momento-curvatura, foram determinadas através de uma discretização da secção em faixas. Cada faixa é caracterizada pelas coordenadas do seu centro de gravidade, relativamente ao centro de gravidade da secção, pela sua área e ainda pelo material estrutural que a compõe. Aplicou-se o modelo de Scott, Park e Priestley (Gomes, 1992; Proença, 1996; Bento, 1996) para a modelação do betão, desprezando o efeito de confinamento conferido pelas armaduras transversais. A relação constitutiva do betão é definida no troço de compressão, por:

$$\sigma_c = f_{cm} \left[ \frac{2\varepsilon_c}{0,2\%} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0,2\%} \right)^2 \right] \quad \text{se } \varepsilon_c < 0,2\% \quad (13)$$

$$\sigma_c = f_{cm} [1 + z(\varepsilon_c - 0,2\%)] ; \quad z = -400 \quad \text{se } 0,2\% < \varepsilon_c < 0,4\% \quad (14)$$

Na ausência dos resultados de caracterização dos provetes de betão referentes às estacas ensaiadas estimou-se o valor médio da tensão última à compressão,  $f_{cm}$ , com base nos valores estipulados no REBAP. O valor estimado foi de 33MPa e corresponde a adicionar ao valor característico dos ensaios de caracterização em provetes cilíndricos o valor de 8MPa. Considerou-se que a deformação correspondente à tensão última era de 0,2%, enquanto a deformação de rotura à compressão (esmagamento) era de 0,4%. O comportamento à tracção é linear, com inclinação idêntica ao arranque da compressão, até à tensão de 2,5MPa ( $f_{ctm}$ ) após a qual decresce, até zero, para uma deformação de 0,2% (Fig. 8a). A não consideração de uma queda brusca de resistência permite evitar problemas de instabilidade numérica que daí advêm.

Para o aço adoptou-se um modelo tri-linear cujos troços são, por ordem, o domínio elástico (até uma tensão de 400MPa e uma deformação de 0,2%), o endurecimento (até uma tensão de 460MPa e uma deformação de 10%) e a extricção (com tensão constante de 460MPa até uma deformação de 15%), como mostra a Fig. 8b.

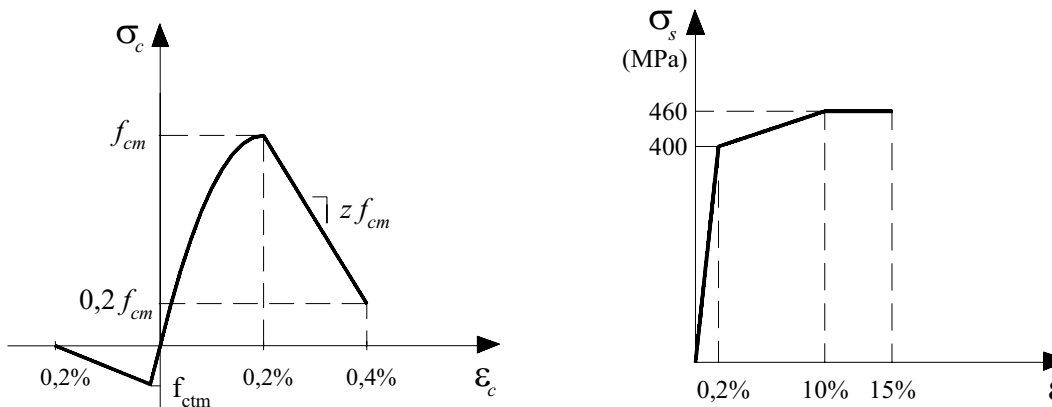


Fig. 8 – Relação tensão-deformação para: a) o betão; b) o aço.

Conforme atrás referido, as estacas apresentam 3 troços com diferentes taxas de armadura. Para a análise do comportamento das estacas sob acções horizontais no topo interessa apenas caracterizar a rigidez à flexão das estacas nos primeiros 2 troços, uma vez que abaixo do segundo troço os deslocamentos e os esforços são praticamente nulos. Deste modo, analisaram-se apenas duas secções: secção A com 48 $\phi$ 25 mm e secção B com 32 $\phi$ 25 mm.

As relações momento-curvatura para estas duas secções foram obtidas através da aplicação do programa DRAIN-3DX versão 1.10 (Prakash et al., 1994; Proença, 1996), desenvolvido na Universidade de California, Berkeley. Os resultados obtidos são representados na Fig. 9.

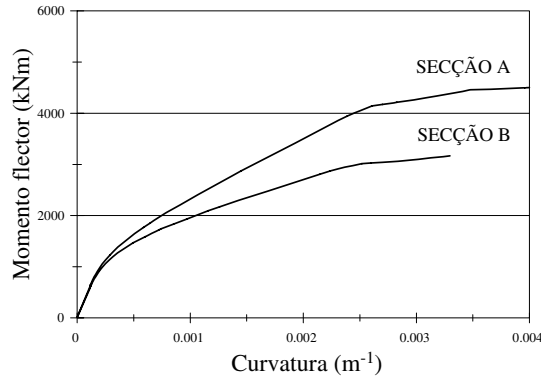


Fig. 9 – Relações momento-curvatura.

### 3.3.4 – Resposta do sistema solo-estaca no domínio das muito pequenas deformações

Para a modelação do comportamento não linear do solo, aplicou-se quer o modelo do meio discreto não linear, quer o modelo do meio contínuo tridimensional considerando uma lei de comportamento elástica perfeitamente plástica, com uma lei de fluxo não associada e obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb.

Analisa-se, em primeiro lugar, a resposta do sistema solo-estaca no domínio das muito pequenas a pequenas deformações, correspondente à carga horizontal aplicada de  $H=49,4\text{kN}$ . Para este nível de carga, o deslocamento da estaca ao nível da superfície do terreno, calculado com base nos valores medidos pelo sistema de deflectómetros é de  $y_{om}=2,43 \times 10^{-4}\text{ m}$ .

Com base naquele valor e admitindo uma lei de variação linear da rigidez com a profundidade, podem-se estimar, por retroanálise, os parâmetros elásticos dos modelos aplicando as respectivas soluções algébricas (Santos, 1999), para estacas isoladas.

Esta retroanálise é feita fazendo igualar os deslocamentos medido ( $y_{om}$ ) e estimado ( $y_o$ ), considerando para as soluções teóricas:  $H=49,4\text{kN}$  (ponto de aplicação a 1m da superfície do terreno);  $E_p=33\text{MPa}$  (módulo de elasticidade da estaca);  $d=1,3\text{m}$ ; estaca flexível;  $k=n_h \cdot x$  (meio discreto) e  $v_s=0,3$  (coeficiente de Poisson do solo) e  $G \propto x$  (meio contínuo).

Os valores obtidos foram, respectivamente, de:

i) modelo do meio discreto

$$k \text{ (kPa)} = 180000 x \quad (n_h = 180 \text{ MN} / \text{m}^3) \quad (15)$$

ii) modelo do meio contínuo

$$G \text{ (kPa)} = 23080 x ; E \text{ (kPa)} = 60000 x \quad (16)$$

Estes valores assim obtidos merecem alguns comentários acerca da sua interpretação.

Para o caso do modelo do meio discreto, verifica-se que o valor de  $n_h$  obtido é consideravelmente superior aos valores habitualmente propostos para areias densas submersas ( $n_h=34\text{MN/m}^3$ , Reese et al., 1974;  $n_h=11\text{MN/m}^3$ , Terzaghi, 1955 citado por Poulos e Davis, 1980). A explicação é simples, e tem a ver com o facto das propostas da bibliografia estarem geralmente associadas a níveis de carga mais elevados, envolvendo a não linearidade do sistema.

Na realidade, para aquele estágio inicial do ensaio, as deformações envolvidas são relativamente pequenas e pode-se considerar a resposta do sistema solo-estaca como linear. Nestas condições, o solo deverá apresentar uma rigidez correspondente ao domínio das muito pequenas a pequenas deformações.

Deste modo, seria interessante comparar o andamento linear assumido ( $G=23080 \text{ x}$ ) com os valores que se obteriam por aplicação da equação de ajustamento (12), derivada dos ensaios de coluna ressonante. Para efeitos desta comparação, admitiu-se que o índice de vazios poderia tomar valores entre 0,6 e 0,65 ( $D_r=88\%$  e  $66\%$ , respectivamente) e a tensão efectiva média ( $\sigma'_0$ ) foi calculada considerando para o solo um peso volúmico submerso de  $\gamma'=11\text{kN/m}^3$  e um coeficiente de impulso em repouso de  $K_0=0,45$ .

A Fig. 10 ilustra a comparação de valores até à profundidade de 5m. Constata-se que, as curvas divergem para as maiores profundidades, mas que há uma razoável concordância dos valores na zona superficial, até à profundidade de 4m, ou seja, cerca de 3 diâmetros, que é, como se sabe, a zona que controla o comportamento do sistema solo-estaca.

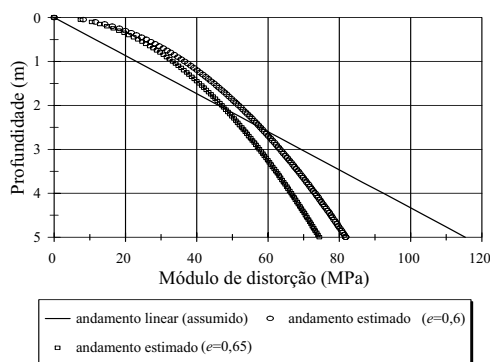


Fig. 10 – Variação da rigidez do solo em profundidade.

Com base no exposto, parece razoável assumir o andamento linear do módulo de distorção com a profundidade, traduzido pela equação (16).

Baseando-se nas hipóteses e nos parâmetros de cálculo do meio elástico contínuo atrás referidos, efectuou-se uma análise tridimensional pelo método dos elementos finitos visando a determinação das deformações induzidas no solo envolvente. O cálculo mostrou que as distorções máximas no solo variam entre cerca de  $4,6 \times 10^{-4}$  a  $5 \times 10^{-5}$ , numa zona envolvente limitada a uma distância de 2 diâmetros relativamente ao eixo da estaca. Estes valores justificam, efectivamente, o comportamento observado da estaca, no domínio das muito pequenas a pequenas deformações, traduzido por módulos de distorção do solo elevados e próximos de  $G_0$ .



### 3.3.5 – Modelo do meio discreto. Análises não lineares

O modelo do meio discreto não linear apresentado anteriormente é agora aplicado para a modelação numérica do problema em estudo.

Tendo em conta todas as informações disponíveis acerca das condições geológicas e geotécnicas do local, bem como dos resultados de retroanálise efectuados anteriormente, considerou-se representativo o perfil geotécnico de cálculo representado na Fig. 11. De referir, que a modelação foi feita apenas até à profundidade de 14m, visto que a parte inferior da estaca em nada influi a resposta no topo da estaca.

Para a camada de areia, as curvas não lineares  $p$ - $\gamma$  foram estabelecidas de acordo com a metodologia proposta:

- módulo de reacção:  $k_{máx}$  (kPa)=180000  $x$ ;
- resistência última do solo (Broms, 1964a):  $p_u=3 \operatorname{tg}^2(45^\circ+\phi'/2) \gamma' B$ ;
- deslocamento elástico limite  $y_e$  definido para valores de  $\gamma_u=2\%$ , 3% e 4%.

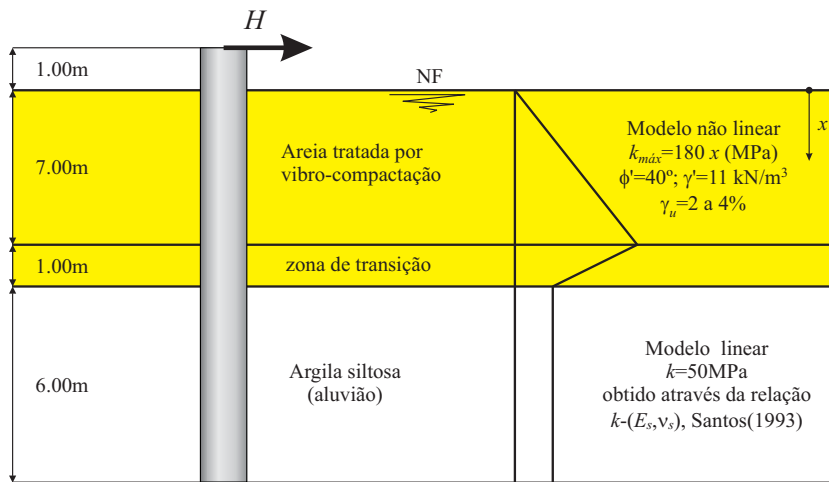


Fig. 11 – Perfil geotécnico para o modelo do meio discreto.

Conforme atrás referido, os valores de  $y_e$  ou  $\gamma_e$  não são arbitrários, mas sim dependentes de outros parâmetros do modelo. A Figura 12a mostra que valores demasiadamente baixos de  $\gamma_e$  conduzem a um crescimento muito lento da curva  $p$ - $\gamma$  e a resistência última é apenas atingida para valores da distorção completamente irrealistas. Quando a distorção linear limite  $\gamma_e$  toma valores excessivamente elevados sucede exactamente o contrário.

A Fig. 12b mostra as curvas  $p$ - $\gamma$  obtidas aplicando a metodologia proposta, considerando valores de  $\gamma_u=2\%$ , 3% e 4%. Estes mesmos resultados podem ser representados sob a forma de curvas de degradação do módulo de reacção ( $k/k_{máx}$ ) em função da distorção, como mostra a Fig. 13. Como se pode verificar, estas curvas de degradação têm um andamento muito semelhante às curvas  $G/G_0$ - $\gamma$ .

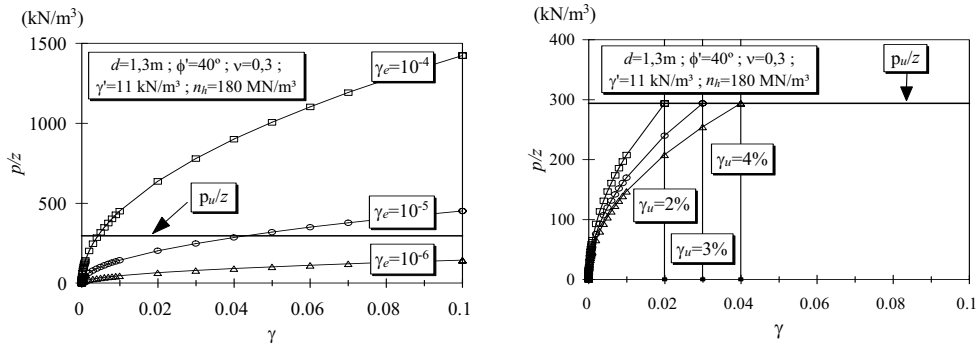


Fig. 12 – a) Curvas  $p-y$ : influência de  $\gamma_e$ ; b) Curvas  $p-y$ : influência de  $\gamma_u$ .

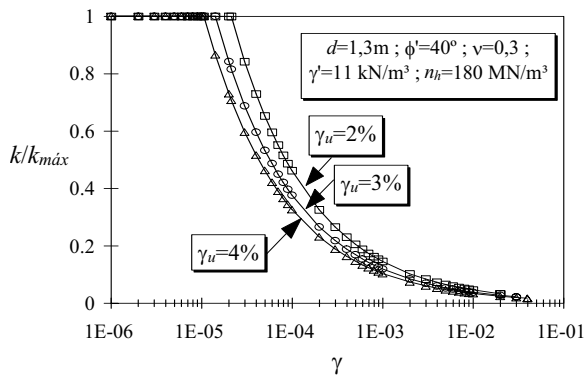


Fig. 13 – Curvas de degradação da rigidez  $k/k_{\text{máx}}-\gamma$ .

Relativamente à estaca, adoptaram-se as relações não lineares momento-curvatura representadas anteriormente na Fig. 9 (secção A até à profundidade de 6m e secção B no restante comprimento).

A Fig. 14 apresenta a comparação em termos de deslocamentos e de rotações da estaca ao nível da força aplicada.

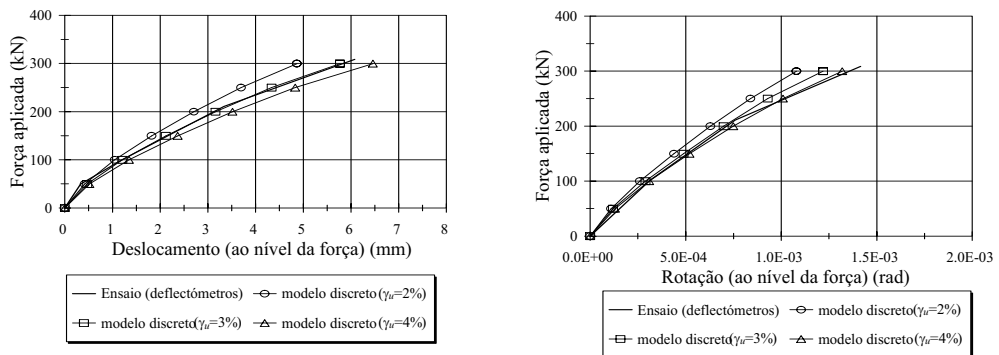


Fig. 14 – Modelo do meio discreto: previsão dos deslocamentos e das rotações ao nível da força aplicada.

A concordância dos resultados é bastante boa, conseguindo o modelo numérico reproduzir a não linearidade do sistema solo-estaca. O melhor ajustamento foi conseguido para o valor de  $\gamma_u=3\%$ .

Para aquela situação numérica calcularam-se ainda os deslocamentos horizontais ao longo do fuste da estaca para os instantes de medição do inclinómetro ( $H=100, 210$  e  $310\text{kN}$ ). Os valores calculados e os valores medidos pelo inclinómetro são representados nas Fig. 15. Observa-se igualmente um excelente ajustamento entre os valores calculados e os valores observados.

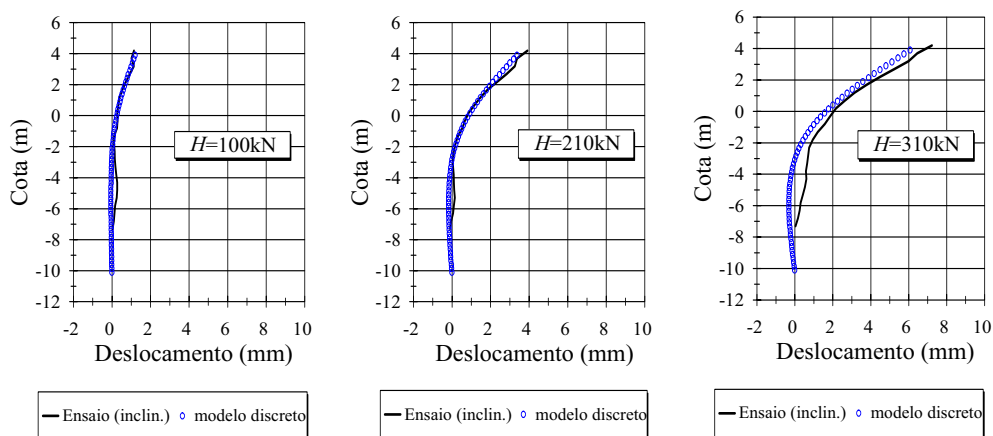


Fig. 15 – Deformada da estaca para  $H=100\text{kN}$ ,  $210\text{kN}$  e  $310\text{kN}$ .

### 3.3.6 – Modelo do meio contínuo. Análises 3-D não lineares

Na aplicação do modelo do meio contínuo admitiu-se para a camada de areia uma lei de comportamento elástica perfeitamente plástica, com uma lei de fluxo não associada e obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb, enquanto que para as aluviões considerou-se simplificada o comportamento elástico e linear, dado que aquela formação se localiza abaixo da profundidade "crítica" da estaca. Para simular o efeito das interfaces, criou-se uma zona (anel), em torno da estaca, com  $0,10\text{m}$  de espessura com características mecânicas enfraquecidas.

Foi utilizado um método de modelação, conjugando elementos finitos sólidos, representando o solo, com elementos de barra, para modelação da estaca. Esta forma de modelação permitiu introduzir de uma forma simples e eficiente o comportamento não linear da estaca através de relações momento-curvatura.

Mesmo para este modelo não linear relativamente simples, torna-se necessário definir um conjunto de parâmetros geotécnicos cuja influência na resposta da estaca às acções horizontais foi investigada de forma detalhada.

Considerou-se adequado adoptar o perfil geotécnico anteriormente apresentado (Fig. 11) e actualizado agora com os parâmetros necessários para o modelo do meio contínuo não linear (Fig. 16) que são: o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson do solo,  $E_s$  e  $\nu_s$ , o ângulo de dilatância do solo,  $\psi$ , e os parâmetros do anel, em torno da estaca (interface). Os parâmetros da interface são definidos em função das características mecânicas do solo: i) em termos de rigidez –  $G_i=R_{inter}^2 G$  e  $\nu_i=\nu$ ; ii) em termos de resistência –  $c_i=R_{inter} c$  e  $\tan\phi_i=R_{inter} \tan\phi$ .

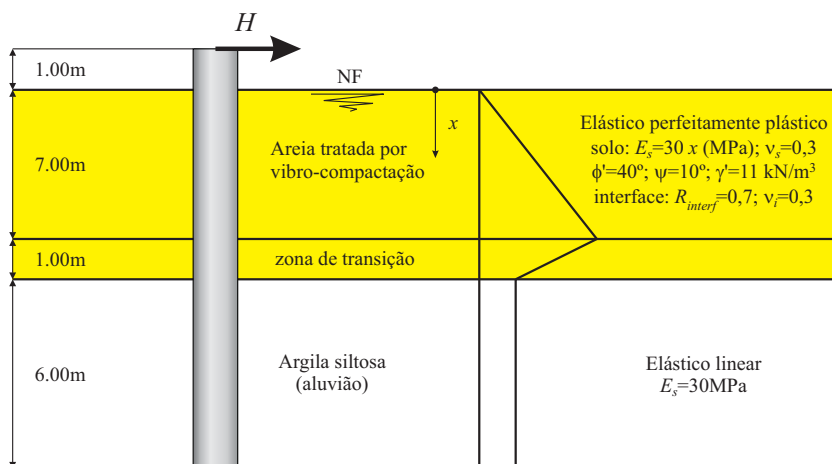


Fig. 16 – Perfil geotécnico para o modelo do meio contínuo.

Na modelação numérica não foi simulado o processo construtivo da estaca. Considerou-se apenas o estado de tensão inicial do terreno, o qual foi introduzido através de uma fase de cálculo prévio, tomando para a tensão efectiva vertical ( $\sigma'_v$ ) igual ao peso submerso do solo sobrejacente e a tensão horizontal correspondente ao estado de tensão em repouso ( $\sigma'_h=K_0 \cdot \sigma'_v$ ).

Os cálculos foram efectuados recorrendo ao programa de elementos finitos ABAQUS, tendo-se realizado um estudo paramétrico para analisar a influência dos diversos parâmetros na solução do problema.

Do estudo de sensibilidade efectuado, verificou-se que de entre os parâmetros geotécnicos interessados no cálculo, o módulo de deformabilidade do solo é aquele que assume maior influência na solução do problema.

A Fig. 17 ilustra esta forte dependência através dos resultados dos cálculos E20, E30 e E60 correspondentes a  $E_s/x=20, 30$  e  $60 \text{ MN/m}^3$ , respectivamente. O cálculo E30 é aquele que conduziu a um melhor ajustamento global aos resultados do ensaio. No entanto, considera-se que o modelo utilizado não é capaz de reproduzir com precisão a não linearidade do sistema observada ao longo do ensaio. Salienta-se que, naquele cálculo está-se a considerar para o solo um módulo correspondente a metade do módulo inicial ( $G_0$  ou  $E_0$ ), o que leve a que o ajustamento aos resultados do ensaio seja deficiente no troço inicial das curvas. À medida que a carga de ensaio vai aumentando as curvas aproximam-se e cruzam-se num ponto correspondente a uma carga aplicada de  $H \approx 210 \text{ kN}$ . A partir daquela carga as curvas começam a divergir sendo a solução numérica mais rígida quando comparada com o comportamento observado no ensaio.

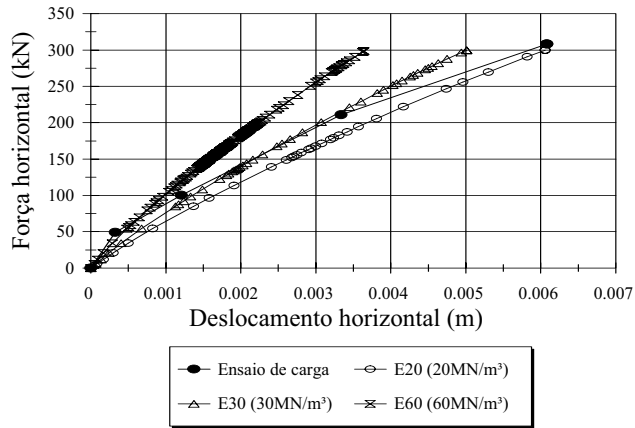


Fig. 17 – Influência da rigidez do solo na resposta do sistema.

De referir ainda, que devido a problemas de instabilidade numérica associados ao facto de o solo ser puramente friccional, houve a necessidade de atribuir uma pequena coesão de 0,15kPa à camada de aterro de areia. Para analisar o efeito desta coesão, vários cálculos foram efectuados fazendo variar aquele parâmetro desde 0,15kPa a 5kPa. Os resultados obtidos mostraram que a pequena coesão atribuída não alterava de forma significativa a solução do problema. Por outro lado, o efeito da interface e o efeito do  $K_0$  não foram muito significativos para o caso particular em análise. Além disso, verificou-se a pequena influência do ângulo de atrito interno do solo na resposta do sistema. Isto deve-se ao facto de a carga de ensaio ter sido limitada a níveis relativamente modestos comparativamente com a resistência última da estaca ( $H_u=1200\text{kN}$ , estimada a partir da teoria de Broms (1964a) considerando um momento resistente de  $M_u=4000\text{kNm}$ , Fig. 9).

Salienta-se ainda, que a consideração do comportamento não linear da estaca não teve também grande influência no resultado numérico, porque os momentos induzidos mesmo para a carga aplicada de  $H=300\text{kN}$  são relativamente modestos, correspondentes a uma zona de comportamento praticamente linear.

Por fim, para permitir uma melhor compreensão da resposta do sistema solo-estaca, torna-se importante investigar os níveis de tensões e de deformações induzidas no solo.

A Fig. 18a mostra os valores da distorção máxima do solo definida como sendo a máxima diferença entre extensões principais totais (elásticas e plásticas). A Fig. 18b representa os valores da relação  $\tau/\tau_{m\acute{a}x}$ , sendo  $\tau$  a tensão de corte mobilizada e  $\tau_{m\acute{a}x}$  a resistência ao corte do solo, determinada de acordo com o critério de rotura de Mohr-Coulomb. Propositadamente, não se representa a estaca nas Fig. 18a e 18b, para permitir uma melhor visualização gráfica dos níveis de tensões-deformações instalados no solo.

A análise da Fig. 18a para as cargas aplicadas de  $H=100, 200$  e  $300\text{kN}$ , permite verificar que os níveis de distorção máxima variam, respectivamente, entre  $3$  a  $6 \times 10^{-4}$ ,  $1$  a  $2 \times 10^{-3}$  e  $2$  a  $4 \times 10^{-3}$ . A estes níveis de distorção correspondem, de acordo com os resultados dos ensaios de coluna ressonante (curva média da Fig. 6), valores da relação  $G/G_0$  de cerca de  $0,8$  a  $0,65$ ,  $0,6$  a  $0,4$  e  $0,4$  a  $0,25$ , respectivamente. Curiosamente, estes valores estão em excelente concordância com as várias soluções numéricas representadas na Fig. 17: para a carga de  $H=200\text{kN}$  verifica-se um bom ajustamento se considerar  $E_s=E_0/2$ , enquanto que para a carga de  $H=300\text{kN}$  a relação a considerar seria de  $E_s=E_0/3$ .

A Fig. 18b mostra que, mesmo para a carga aplicada de  $H=300\text{kN}$  a plastificação do solo, traduzida por um valor unitário da relação  $\tau/\tau_{\text{máx}}$ , está concentrada junto do topo da estaca a uma distância inferior a 2 diâmetros relativamente ao eixo da estaca.

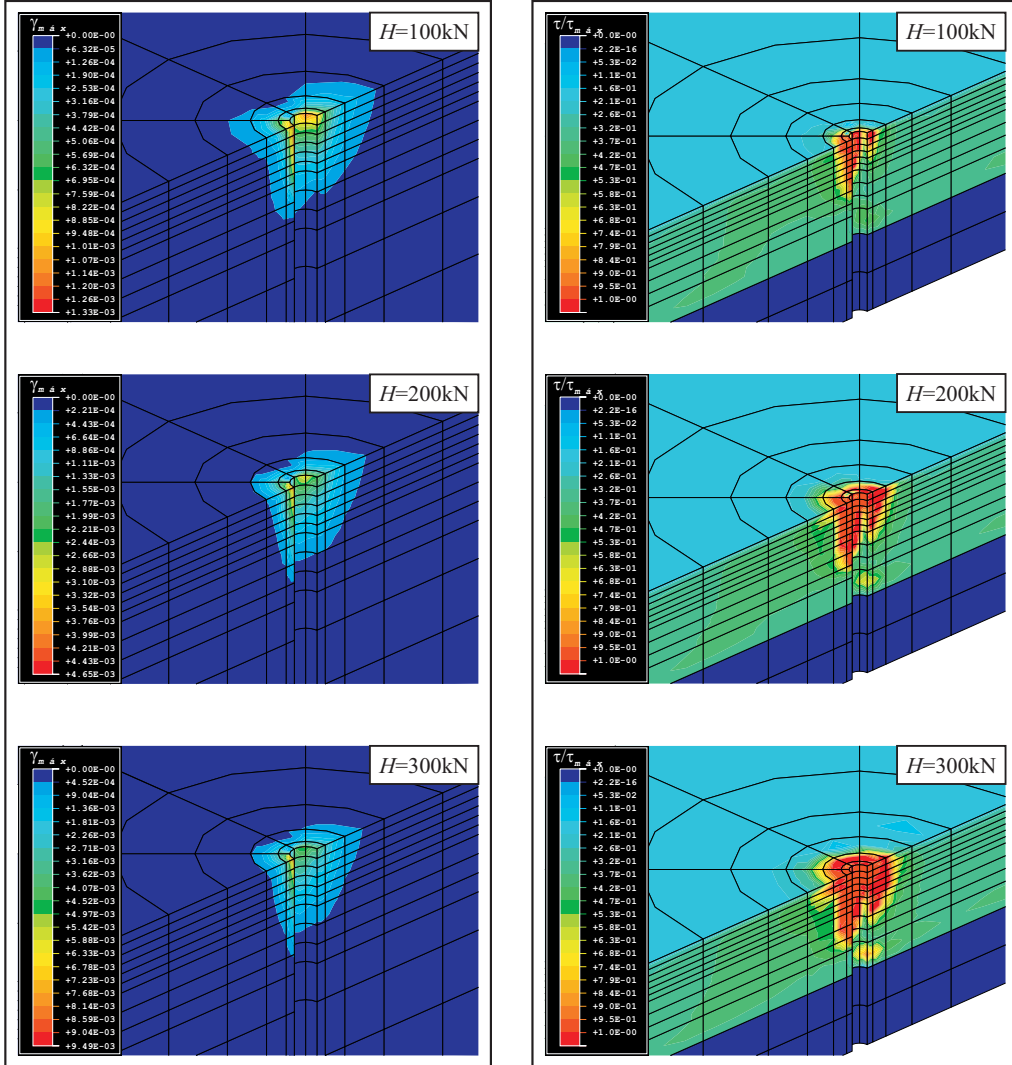


Fig. 18 – a) Distorções máximas; b) Relação  $\tau/\tau_{\text{máx}}$ .

### 3.3.7 – Comparação dos modelos

Os resultados em termos de deslocamentos já foram apresentados nos pontos anteriores. A Fig. 19 reúne os valores anteriores para os dois cálculos que conduziram ao melhor ajustamento à curva envolvente de deslocamentos obtida no ensaio de carga horizontal (modelo do meio discreto considerando  $\gamma_u=3\%$ , e modelo do meio contínuo admitindo os parâmetros do cálculo E30). Notam-se algumas discrepâncias entre os resultados obtidos pelos

dois métodos de análise, principalmente nos troços inicial e final da curva, por razões já apontadas anteriormente.

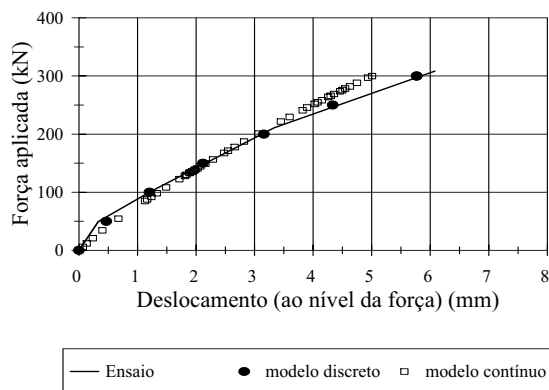


Fig. 19 – Comparação dos deslocamentos.

Embora se tenham obtido respostas diferenciadas, em termos de deslocamentos, já em termos de momentos flectores as respostas não são substancialmente diferentes, como demonstra a Fig. 20.

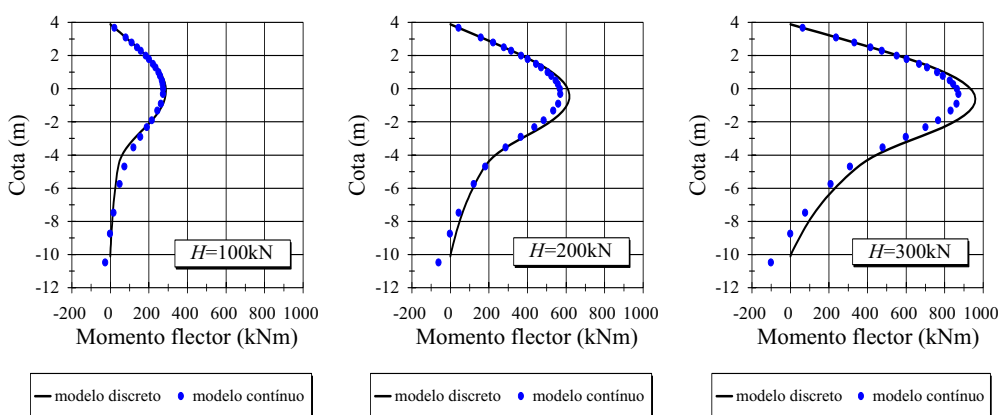


Fig. 20 – Momentos flectores para  $H=100\text{kN}$ ,  $200\text{kN}$  e  $300\text{kN}$ .

A análise global dos resultados experimentais e de modelação numérica do caso de obra, referente ao ensaio estático de carga horizontal de duas estacas de fundação do Oceanário de Lisboa, permitiu recolher alguns ensinamentos acerca dos métodos de análise utilizados.

#### a) Modelo do meio discreto

O modelo do meio discreto não linear proposto, baseia-se numa metodologia mais racional para a construção das curvas  $p-y$ , sendo menos empírico comparativamente com as metodologias propostas no passado.

Os parâmetros necessários para a completa definição do modelo são correlacionáveis com parâmetros geotécnicos que podem ser obtidos numa caracterização corrente.

O modelo conseguiu reproduzir de forma muito satisfatória a resposta não linear do sistema, em termos de deslocamentos horizontais.

Estes resultados encorajadores terão que ser confirmados mediante a análise de mais resultados experimentais, em especial para níveis de deformação do solo mais elevados.

#### b) Modelo do meio contínuo

Do ponto de vista teórico, a completa compreensão da resposta do sistema solo-estaca sob acções horizontais deve basear-se numa análise tridimensional não linear do tipo tensão-deformação-resistência. Porém, as dificuldades na caracterização dos parâmetros geotécnicos e a incapacidade de quantificar com rigor as perturbações sofridas pelo solo devido ao processo de execução da estaca, torna destituída de sentido prático a aplicação de leis constitutivas de grande complexidade, que exigem um grande número de parâmetros.

Assim, optou-se por aplicar uma lei constitutiva simples do tipo elástica perfeitamente plástica (obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb) para pôr em evidência aspectos essenciais do problema de interacção solo-estaca sob acções horizontais estáticas no topo.

O modelo, embora não tenha conseguido reproduzir com rigor toda a evolução da resposta não linear do solo, contribuiu para uma boa compreensão do problema de interacção solo-estaca no seu conjunto.

Na verdade, para níveis de carga muito aquém da rotura (inferior a  $H_u/3$ ), a plastificação do solo ocorre apenas numa zona relativamente concentrada junto do topo da estaca. Mesmo assim, o modelo caracterizado apenas por duas constantes elásticas e um comportamento plástico perfeito sem atender aos fenómenos de endurecimento e de enfraquecimento, revelou-se algo imperfeito.

Com base nos resultados numéricos apresentados e a sua comparação com os resultados experimentais julga-se que, do ponto de vista prático, um modelo de elasticidade variável baseado em parâmetros deduzidos dos ensaios de coluna ressonante poderiam conduzir a resultados bastante “realistas” e com a vantagem óbvia de envolver um custo computacional inferior àquele despendido na utilização do modelo elástico perfeitamente plástico.

Por fim, salienta-se que embora os dois métodos de análise tenham conduzido a respostas diferenciadas, em termos de deslocamentos, já em termos de momentos flectores as respostas não são substancialmente diferentes.

## 4 – INTERACÇÃO CINEMÁTICA SOLO-ESTACA SOB ACÇÕES SÍSMICAS

### 4.1 – Considerações gerais

O problema de interacção solo-estaca-superestrutura sob acções sísmicas tem despertado bastante interesse no domínio da investigação nas últimas décadas. A informação existente acerca de danos ocorridos em estacas durante os últimos sismos de grande intensidade é relativamente escassa, dada as óbvias dificuldades e os custos envolvidos para a sua detecção.

Novak (1991) refere a ocorrência de danos em estacas nos sismos de Alaska em 1964, da cidade do México em 1985 e de Loma Prieta em 1989 e destaca o trabalho de inspecção levado a cabo por Mizuno (1987).

Mizuno (1987) efectuou um levantamento de 28 casos de danos em estacas, provocados pelas acções sísmicas, que ocorreram no Japão no período entre 1923 e 1983. Aquele autor concluiu que muitos dos danos (e ruínas de edificações) foram devidos às elevadas forças de inércia e momentos que provocaram a rotura estrutural das estacas (no topo) por corte ou por flexão (Fig. 21), ou a rotura por derrubamento e arrancamento do sistema solo-estacas-maço de encabeçamento. Roturas provocadas por liquefacção do terreno de fundação também constituíram um dos cenários mais frequentes naquele estudo (Fig. 22 e Fig. 23).





Fig. 21 – Colapso do terminal fluvial devido à rotura por corte das estacas (Kobe 1995).

Porém, em muitos dos casos investigados detectou-se que a localização da zona afectada da estaca estava demasiadamente profunda para que pudesse ser imputada às forças de inércia actuates no topo, e que também seria improvável a ocorrência de liquefacção. Estas zonas danificadas estavam na realidade associadas à presença de descontinuidades com variação brusca das características mecânicas do terreno estratificado. Assim, ele concluiu que durante a ocorrência de um sismo, o terreno envolvente impõe curvaturas elevadas que podem conduzir à rotura estrutural da estaca (Figuras 23 e 24).



Fig. 22 – Colapso da ponte provocado pela liquefacção do solo (Niigata 1964).

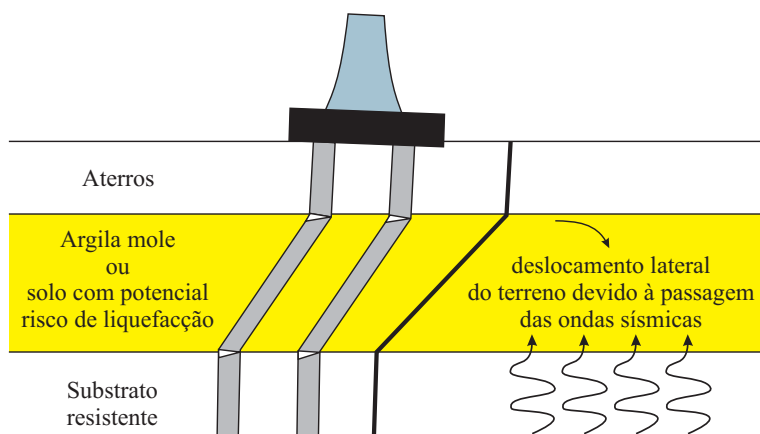


Fig. 23 – Mecanismo de rotura devido ao efeito de interação cinemática solo-estaca.



Fig. 24 – Rotura devido ao efeito de interação cinemática solo-estaca (Kobe 1995).

Este tipo de mecanismo de rotura não tem recebido a atenção devida na comunidade técnico-científica geotécnica e estrutural (Santos e Gomes Correia, 1999). Na prática corrente de dimensionamento, este problema é muitas vezes ignorado e o dimensionamento estrutural das estacas de fundação baseia-se unicamente nas forças de inércia provenientes da superestrutura.

Na realidade, durante a actuação de um sismo, os esforços nas estacas são devidos, por um lado, às forças de inércia da superestrutura (interacção com a superestrutura) e, por outro, pelo movimento do solo envolvente (interacção cinemática). Diversos modelos teóricos foram desenvolvidos contemplando, em geral, os dois efeitos separadamente. Refere-se o trabalho importante de Novak (1991) ao apresentar uma síntese dos diferentes modelos recentemente desenvolvidos.

As observações de Mizuno (1987) apontaram claramente para a necessidade de uma reavaliação do procedimento a adoptar ao nível de dimensionamento para a verificação da segurança das estacas sob acções horizontais em zonas sísmicas.

A importância da consideração do efeito de interacção cinemática é reconhecida nos regulamentos mais recentes: AASHTO (1983), JSCE (1988), AFPS (1990) e Eurocódigo EC8 (1994). A nível nacional não existe de momento nenhuma regulamentação que aborde este problema.

Segundo o EC8-Parte 5 as estacas devem ser dimensionadas para resistir ao efeito de dois tipos de acções provocadas pelos sismos:

- *"as forças de inércia provenientes da superestrutura;*
- *as forças cinemáticas provocadas pelo movimento do solo envolvente aquando da passagem das ondas sísmicas.*

*As estacas devem ser dimensionadas para resistirem no domínio elástico. Quando isso não for possível, devem-se considerar zonas potenciais de plastificação da estaca, que deverão ser dimensionadas para serem dúcteis através da colocação de uma armadura transversal de confinamento adequada.*

*Em situações onde possam ocorrer fenómenos de liquefacção, a utilização de estacas como medida de transferência das cargas verticais deverá ser encarada com cautela, devido às elevadas forças induzidas nas estacas como consequência da perda da resistência lateral dos estratos com potencial risco de liquefacção, e ainda às inevitáveis incertezas associadas à posição e à espessura destes estratos."*

No recente sismo de Hyogoken-Nambu em 1995, Mizuno (1996) identificou mais de 30 casos de danos em estacas de betão pré-fabricadas, estacas de betão moldadas "in situ" e estacas metálicas. Os danos ocorreram em zonas de aterro conquistadas ao mar, em colinas e em zonas onde se registaram maiores abalos sísmicos. De acordo com o levantamento realizado, aquele autor classificou as causas externas que provocaram danos (em estacas) em 4 grupos:

- movimento de zonas de aterro (em locais montanhosos);
- forças de inércia provenientes da superestrutura;
- movimento do solo devido à liquefacção;
- movimento do solo sem liquefacção.

Aquele autor cita ainda um caso interessante onde foram detectados danos em estacas de betão moldadas "in situ", mesmo antes da construção do edifício. Este caso ocorreu na cidade de Kobe numa zona sem liquefacção e constituiu uma situação exemplar para ilustrar a importância do efeito de interacção cinemática solo-estaca.

## 4.2 – Modelação numérica

Em rigor, o efeito de interacção cinemática solo-estaca deve ser analisado recorrendo a análises dinâmicas tridimensionais aplicando o método dos elementos finitos (Fig. 25a) ou, em alternativa, utilizando formulações mistas com elementos de fronteira para a modelação do solo envolvente.

A utilização do método dos elementos finitos levanta algumas dificuldades, aliás bem conhecidas da literatura, dada a dificuldade em modelar fronteiras infinitas e de assegurar as adequadas condições de radiação nas fronteiras laterais e na base (Novak, 1991). É de destacar, neste domínio, as formulações não convencionais propostas por Wolf e Song (1996).

Os primeiros trabalhos com estudos mais rigorosos acerca do comportamento de estacas sob acções dinâmicas basearam-se em formulações por elementos de fronteira, admitindo o solo como um material elástico e isótropo com amortecimento hysterético linear. Todos estes trabalhos se baseiam na utilização de funções de Green que relacionam o campo de deslocamentos no interior do solo com as tensões actuantes na interface solo-estaca. Várias abordagens diferentes foram apresentadas consoante o tipo de carregamento admitido para cada troço elementar da estaca variando desde cargas pontuais, cargas distribuídas em linha ou em disco e finalmente cargas cilíndricas.

A aplicação da função de Green para todos os troços elementares ao longo do fuste da estaca permite obter a matriz de flexibilidade dinâmica do solo envolvente. A inversão desta matriz conduz à matriz de rigidez dinâmica do solo a qual combinada com a matriz de rigidez da estaca permite obter finalmente a matriz de rigidez global do sistema solo-estaca. Para a modelação da estaca, recorre-se habitualmente a elementos finitos de barra. Destacam-se, neste domínio, os trabalhos de Kaynia (1982), Kaynia e Kausel (1991), Mammon e Banerjee (1990) e Ke Fan et al. (1991).

Estes estudos mais rigorosos, embora escassos, têm permitido compreender melhor a complexidade do problema de interacção cinemática solo-estaca e abriram caminho para o desenvolvimento de métodos mais expeditos calibrados com base nos resultados obtidos a partir dos métodos mais rigorosos.

Wolf (1994) propôs um modelo físico simples em que o solo é idealizado por um cone truncado. Cada um dos graus de liberdade do modelo é tratado de forma desacoplada e isolada conduzindo às respectivas funções de Green para o modelo aproximado. Assim, o modelo de cone pode ser considerado como uma formulação simplificada unidimensional por elementos de fronteira, com potencialidades de aplicação prática no domínio da dinâmica.

Surgem ainda nesta linha dos métodos expeditos, estudos baseados no modelo do meio discreto de Winkler adaptado agora às acções dinâmicas. O primeiro trabalho baseado neste modelo foi apresentado por Flores-Berrones e Whitman (1982) para o estudo do problema de interacção cinemática solo-estaca, quando o sistema é solicitado por uma acção harmónica na base. O solo foi admitido como uma camada elástica homogénea assente sobre substrato rígido e sem amortecimento.

Posteriormente, o modelo foi sujeito a sucessivos melhoramentos, destacando-se os estudos levados a cabo por Gazetas e seus colaboradores (Makris e Gazetas, 1992; Kavvadas e Gazetas, 1993; Nikolaou e Gazetas, 1997). Foram introduzidos adequadamente no modelo os amortecimentos hysterético e por radiação do solo, a possibilidade de incorporar camadas de solo com diferentes características, o efeito de grupo entre estacas e ainda a extensão para o domínio do tempo utilizando a técnica bem conhecida da transformada discreta de Fourier. Este modelo é conhecido na literatura pelas suas iniciais em inglês: BDWF - *Beam on Dynamic Winkler Foundation* (Fig. 25b).

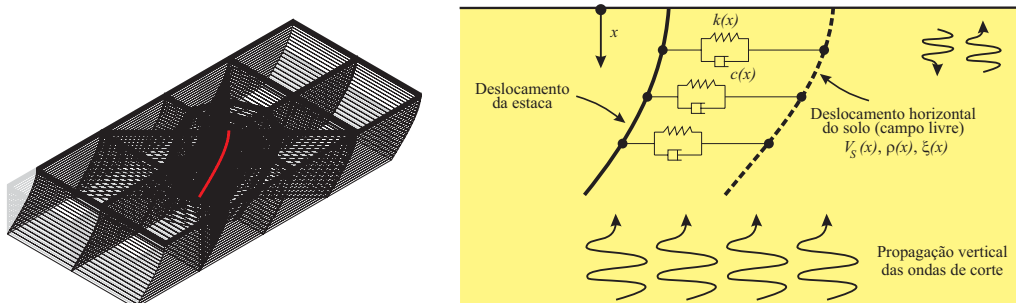


Fig. 25 – a) Modelo 3-D do meio contínuo; b) Modelo BDWF.

Neste trabalho aplicou-se este último modelo tendo em conta as suas óbvias vantagens em termos de tempo de cálculo quando comparado com os modelos mais rigorosos. Os estudos comparativos de resultados mostram que mesmo em condições extremas as diferenças são inferiores a 15%, o que viabiliza perfeitamente a sua utilização prática.

#### 4.3 – Modelo BDWF

No modelo BDWF aplicado ao estudo de interação cinemática solo-estaca, o solo que resiste ao movimento lateral da estaca é modelado através de um conjunto de molas,  $k(x)$ , e de amortecedores,  $c(x)$ , com características dependentes da frequência de excitação. O movimento do solo (campo livre) é obtido através da teoria de propagação das ondas sísmicas (Fig. 25b).

Considera-se então, em primeiro lugar, o caso particular simples de uma estaca embebida numa camada elástica homogênea assente sobre substrato rígido, onde é aplicada uma acção harmónica na base de amplitude  $u_b$ , como mostra a Fig. 26 seguinte:

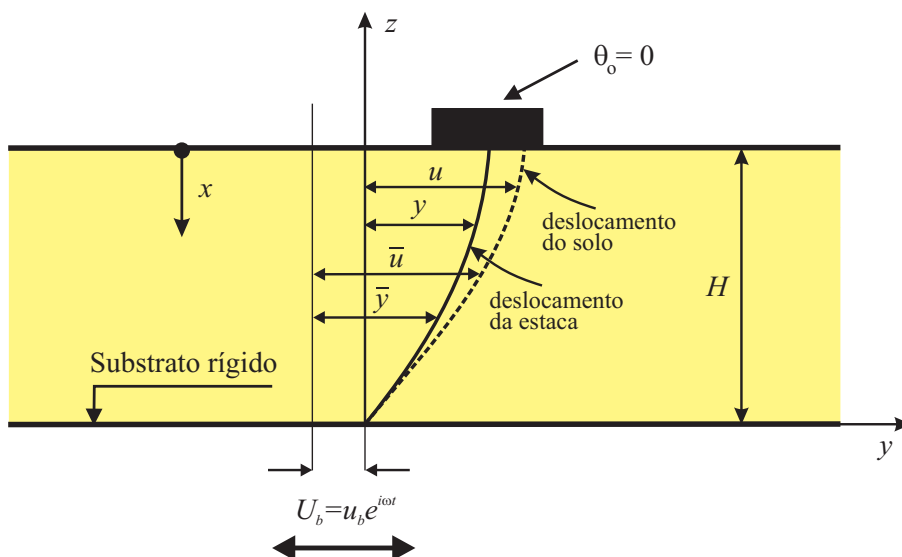


Fig. 26 – Modelo de Flores-Berrones (1982).

Este problema foi investigado de forma pioneira por Flores-Berrones e Whitman (1982), embora tendo aqueles autores desprezado o efeito do amortecimento.

A generalização do estudo tendo em conta o amortecimento do solo conduz à equação de equilíbrio dinâmico seguinte:

$$E_p I_p \frac{\partial^4 y}{dx^4} + m \frac{\partial^2 \bar{y}}{dx^2} + c \frac{\partial(\bar{y} - \bar{u})}{dt} + k(\bar{y} - \bar{u}) = 0 \quad (17)$$

em que  $E_p I_p$  é o módulo de flexão da estaca,  $y$  é o deslocamento relativo da estaca em relação ao substrato,  $x$  é a profundidade,  $m$  é massa da estaca por unidade de comprimento,  $t$  é o tempo,  $c$  é o coeficiente do amortecedor,  $k$  é o módulo de reacção do solo,  $\bar{y}$  é o deslocamento absoluto da estaca e  $\bar{u}$  é deslocamento absoluto do solo.

Atendendo a que  $\bar{y} - \bar{u} = y - u$  e que o deslocamento absoluto da estaca é igual à soma do deslocamento relativo  $y$  e do deslocamento do substrato  $U_b$ , a equação anterior pode ser rescrita sob a forma seguinte:

$$E_p I_p \frac{\partial^4 y}{dx^4} + m \frac{\partial^2 y}{dx^2} + c \frac{\partial y}{dt} + ky = ku - m \frac{\partial^2 U_b}{dt^2} - c \frac{\partial U_b}{dt} \quad (18)$$

Assumindo para o solo um amortecimento do tipo hysterético torna-se conveniente que o problema seja resolvido no domínio da frequência e formulada em termos de deslocamentos absolutos. Para uma situação em regime de vibração permanente a equação de equilíbrio dinâmico é expressa por:

$$E_p I_p \frac{\partial^4 \bar{y}}{dx^4} + (k - m\omega^2 + ic\omega)\bar{y} = (k + ic\omega)\bar{u} \quad (19)$$

A resposta da estaca apoiada neste conjunto de molas e de amortecedores e excitada nestes pontos de apoio pela acção do movimento do campo livre é obtida resolvendo a equação de equilíbrio dinâmico tendo em conta as condições de fronteira nos extremos da estaca.

Para o caso do meio homogéneo, a solução analítica exacta em termos de deslocamentos absolutos é dada por:

$$\bar{y}(x) = e^{\lambda_c x} [C_1 \cos(\lambda_c x) + C_2 \sin(\lambda_c x)] + e^{-\lambda_c x} [C_3 \cos(\lambda_c x) + C_4 \sin(\lambda_c x)] + \Gamma u_b \frac{\cos(ax)}{\cos(aH)} \quad (20)$$

em que:

$$\lambda_c = \sqrt[4]{\frac{k - m\omega^2 + ic\omega}{E_p I_p}} \quad (21)$$

$$\Gamma = \frac{k + ic\omega}{E_p I_p a^4 + k - m\omega^2 + ic\omega} \quad (22)$$

$$a = \frac{\omega}{V_s \sqrt{1 + i2\xi}} \quad (23)$$

As constantes  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  e  $C_4$  são determinadas tendo em conta as condições de fronteira nos extremos da estaca. Assim, por exemplo, para uma estaca com cabeça impedida de rodar e tomando para o deslocamento da base uma amplitude unitária ( $u_b=1$ ), é-se conduzido a um sistema de (4x4) cujas incógnitas são as constantes que se pretende determinar:

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 & -1 & 1 \\ -1 & 1 & -1 & -1 \\ e^{\lambda_c H} \cos(\lambda_c H) & e^{\lambda_c H} \sin(\lambda_c H) & e^{-\lambda_c H} \cos(\lambda_c H) & e^{-\lambda_c H} \sin(\lambda_c H) \\ -e^{\lambda_c H} \cos(\lambda_c H) & e^{\lambda_c H} \sin(\lambda_c H) & e^{-\lambda_c H} \cos(\lambda_c H) & -e^{-\lambda_c H} \sin(\lambda_c H) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 - \Gamma \\ \frac{\Gamma a^2}{2\lambda_c^2} \end{Bmatrix} \quad (24)$$

Uma vez determinadas as constantes, os esforços (momento flector e esforço transversal) ao longo do fuste da estaca podem ser obtidos sem dificuldade a partir da derivação da função de deslocamentos.

O modelo pode ser generalizado para situações mais complexas, nomeadamente: terreno constituído por camadas horizontais com diferentes características, consideração do comportamento não linear do solo bem como a sua transformação para análises no domínio do tempo. A solução do problema para estas situações gerais só é possível obter-se por via numérica. Foi desenvolvido um modelo de interacção cinemática que resulta da combinação do modelo BDWF com um modelo de propagação unidimensional da acção sísmica. Este modelo de interacção foi implementado num programa de cálculo por elementos finitos, designado por CINEMAT.

Representa-se, a título de exemplo, nas Figuras 27 e 28 os resultados para uma estaca com rotação impedida ao nível da cabeça e base restringida (i.e. base da estaca com deslocamento igual à do campo livre). Nestas figuras:  $M_o$  é o momento flector na cabeça da estaca,  $\rho_p$  é a massa volúmica da estaca,  $d$  é o diâmetro da estaca,  $\omega$  é a frequência da excitação imposta na base,  $H$  é a altura da camada de solo,  $\xi$  é o coeficiente de amortecimento hysterético do solo,  $\nu_s$  é o coeficiente de Poisson do solo,  $E_p$  é o módulo de elasticidade da estaca,  $E_s$  é o módulo de elasticidade do solo,  $\rho_s$  é a massa volúmica do solo e  $V_b$  é o esforço transversal na base da estaca.

A análise dos resultados das Figuras 27 e 28 permite tirar as conclusões seguintes:

- existe uma concordância quase perfeita entre os resultados obtidos por aplicação do programa CINEMAT e os valores obtidos pela formulação analítica exacta, validando assim a ferramenta numérica desenvolvida.
- as funções de transferência dos esforços para o caso do meio homogéneo, mostram que para os momentos flectores, a contribuição do 1º modo de vibração do terreno é dominante, enquanto que para os esforços transversos a contribuição dos modos superiores (sobretudo a do 2º modo) não é desprezável.



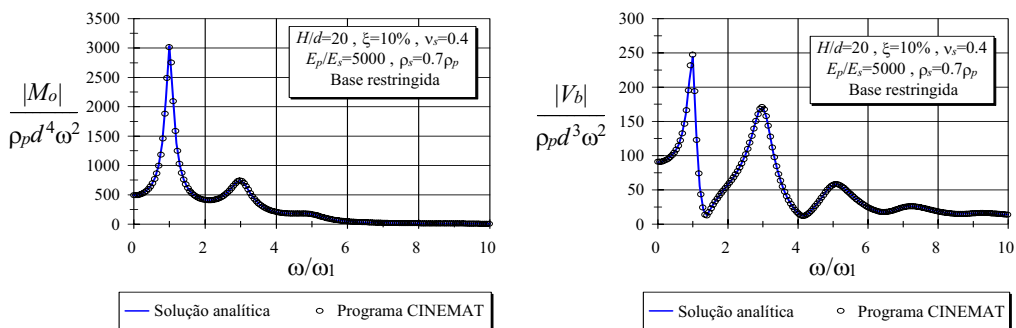


Fig. 27 – Funções de transferência dos esforços máximos.

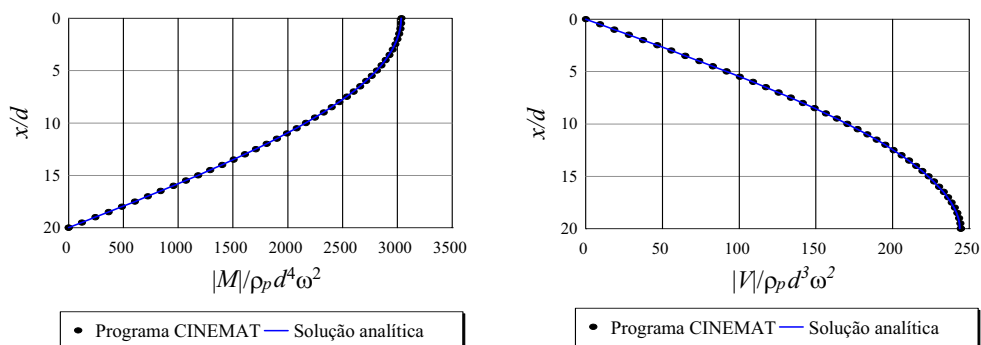


Fig. 28 – Distribuição dos esforços para  $\omega=\omega_1$ .

#### 4.4 – Caso de estudo para um cenário típico de uma estaca atravessando uma baixa aluvionar

Considere-se então um cenário de estudo mais realista do ponto de vista prático, em que se pretende analisar o efeito de interação cinemática para uma estaca atravessando uma formação aluvionar com a seguinte estratificação contando de cima para baixo:

- camada A: constituída por aterros e/ou por uma zona sobreconsolidada devido à dessecação do solo;
- camada B: representando uma camada aluvionar de natureza argilosa, normalmente consolidada apresentando um ligeiro aumento do módulo em profundidade;
- camada C: representando uma zona alterada do estrato competente;
- camada D: constituída por um maciço de boa qualidade e de elevada rigidez, podendo-se considerar simplificada como um substrato rígido.

Atribuíram-se para cada uma destas zonas as propriedades geotécnicas que se indicam no Quadro 4, Fig. 29 e Fig. 30.



Quadro 4 – Propriedades geotécnicas consideradas para o estudo.

Camada	Descrição	Comportamento	$\gamma_t(\text{kN/m}^3)$	$\nu$	$G_0(\text{MPa})$	Curvas $G/G_0-\gamma$ $\xi-\gamma$
A	Aterros e/ou zona dessecada	Não linear	19	0,3	80	Areia (Oceanário de Lisboa)
B	Camada aluvionar de natureza argilosa	Não linear	17	0,5	Variável entre 20 e 30	Argila (Stª Iria de Azóia)
C	Zona alterada do maciço competente	Linear com $\xi=1\%$	22	0,3	200 ( $V_s=300\text{m/s}$ )	—
D	Maciço de boa qualidade	Rígido	—	—	—	—

Convém frisar que se trata de um cenário de estudo hipotético, em que se aplicaram os resultados de ensaios realizados sobre solos de natureza semelhante e que se encontram relatados em Santos (1999).

Procurou-se de facto estudar para um cenário geotécnico mais realista qual a importância do efeito de interação cinemática solo-estaca durante a ocorrência de um sismo.

Para a estaca admitiu-se um comportamento elástico com as propriedades de um betão da classe B25, de acordo com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP, 1985).

Restringiu-se a rotação da cabeça da estaca e admitiu-se que na base o deslocamento da estaca é igual ao deslocamento do campo livre. A estaca e o solo foram discretizados em elementos de 0,5m de altura.

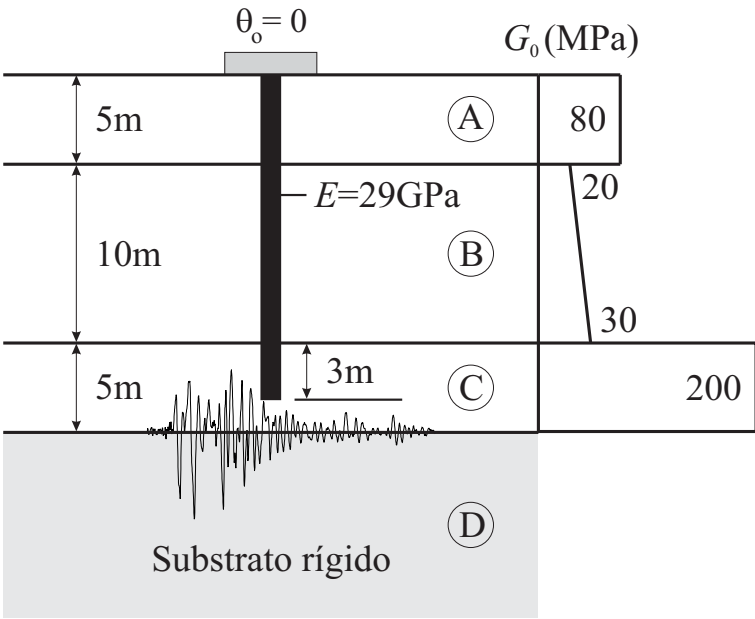


Fig. 29 – Modelo geotécnico.

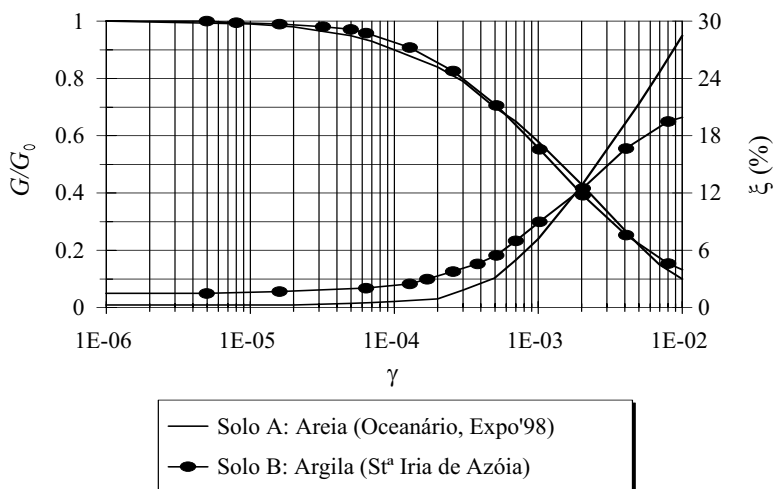


Fig. 30 – Curvas  $G/G_0$ - $\gamma$  e  $\xi$ - $\gamma$  para os solos A e B.

Para este estudo, a acção sísmica foi definida por uma série temporal de aceleração horizontal imposta no topo do substrato rígido, tendo-se considerado o sismo de Kobe-JMA de 1995 - registo obtido na estação meteorológica de Kobe a cerca de 17km do epicentro (Suetomi e Yoshida, 1998). A representação gráfica do acelerograma encontra-se na Fig. 31, bem como o respectivo espectro de Fourier normalizado para a aceleração máxima de 0,1g.

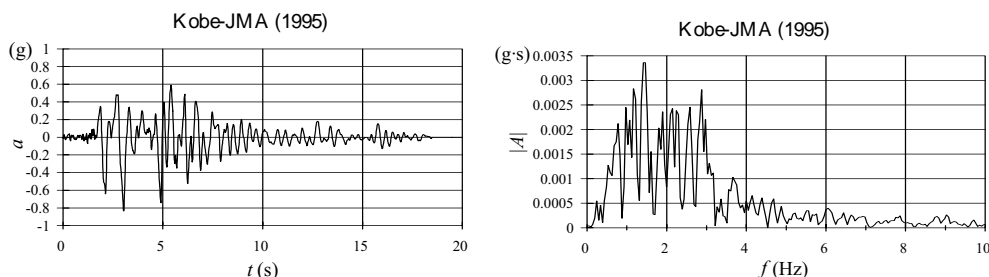


Fig. 31 – Sismo de Kobe: acelerograma e respectivo espectro de Fourier.

Salienta-se, que o principal objectivo do estudo de sensibilidade que se apresenta neste ponto é o de mostrar a influência e a forma como diversos factores afectam o efeito de interacção cinemática solo-estaca durante a ocorrência de um sismo.

Deste modo, não foram seleccionados acelerogramas compatíveis com as características principais dos sismos esperados para um determinado local, nem foram utilizados acelerogramas artificiais gerados de acordo os espectros de densidade de potência do RSAEEP (1986).

Os resultados que se vão apresentar referem-se aos valores máximos dos esforços obtidos na estaca para as diferentes situações de cálculo no domínio do tempo, utilizando o método linear equivalente. Efectuaram-se diversas análises correspondentes a três níveis de aceleração máxima ( $a_{m\acute{a}x}=0,1, 0,15$  e  $0,20g$ ) e a três valores do diâmetro da estaca ( $d=0,50, 0,80$  e  $1,30m$ ).

Faz-se notar, que os momentos flectores máximos ocorrem nas zonas de transição entre camadas (A-B e B-C), passando-se a designar o valor absoluto destes valores por  $M1$  e  $M2$ , respectivamente. Utilizou-se uma simbologia semelhante para designar os valores máximos dos esforços transversos,  $V1$  e  $V2$  que ocorrem nas camadas A e C, respectivamente. A Fig. 32 ilustra o andamento qualitativo dos diagramas de esforços, em termos de valores absolutos.

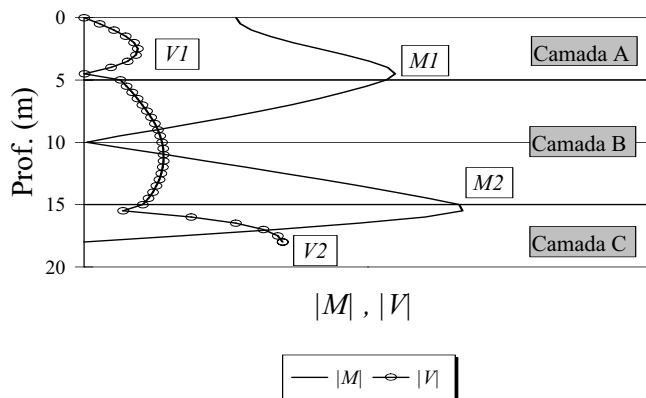


Fig. 32 – Andamento qualitativo dos esforços.

Dado que estas análises são feitas para estacas com diferentes diâmetros, os resultados só poderiam ser comparáveis após normalização. Assim para o caso dos momentos flectores calcularam-se os respectivos valores reduzidos dados por:

$$Mr = \frac{M}{2\pi r^3 f_{cd}} \quad (25)$$

em que  $r$  é o raio da estaca e  $f_{cd}$  é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Para o caso dos esforços transversos compararam-se os valores actuates com os valores de cálculo do esforço transversal resistente devido apenas à contribuição do betão,  $V_{cd}$ , e com o seu valor máximo,  $V_{rd}(máx)$ , permitido no regulamento REBAP (1985).

Os resultados obtidos resumem-se nas Figuras 33 e 34.

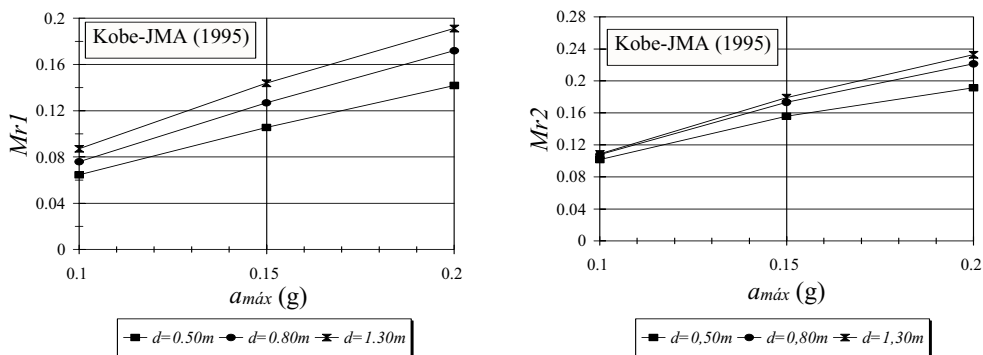


Fig. 33 – Evolução dos momentos flectores normalizados:  $Mr1$  e  $Mr2$ .

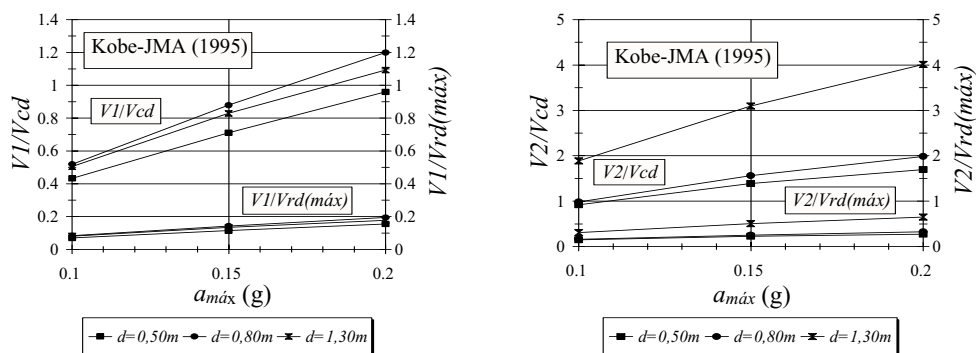


Fig. 34 – Evolução dos esforços transversos normalizados:  $V1$  e  $V2$ .

A análise destas figuras permite tirar algumas ilações de índole geral acerca do efeito de interacção cinemática solo-estaca:

a) Influência do diâmetro da estaca

O aumento do diâmetro da estaca traduz-se, em geral, num aumento do momento flector reduzido, o qual é proporcional à relação  $M/r^3$ . O momento actuante é aproximadamente proporcional ao momento de inércia da estaca e portanto ao seu diâmetro elevado ao expoente quatro, estando assim justificada a razão do tal aumento do momento flector reduzido. Em termos de esforços transversos observa-se a mesma tendência de valores.

b) Influência do acelerograma

Como seria de esperar, para um mesmo acelerograma, o aumento da aceleração máxima conduz a um agravamento dos esforços na estaca.

Para o sismo de Kobe, observa-se uma ligeira tendência de redução da taxa de crescimento dos esforços com o aumento da aceleração máxima. Isto deve-se provavelmente à mobilização de maiores níveis de amortecimento com o aumento da aceleração máxima.

A representação dos factores de amplificação dinâmica (Fig. 35a), ou seja, do valor absoluto das funções de transferência da aceleração basal para a aceleração no ponto médio da camada mais superficial permite mostrar o seguinte:

- para as propriedades iniciais (pequenas deformações), devido aos baixos níveis de amortecimento associados, verificam-se efeitos de amplificação importantes para as várias frequências próprias do sistema estratificado;
- no cálculo linear equivalente, a função de transferência obtida, após a convergência, é bastante suave devido aos elevados níveis de amortecimento induzidos na camada aluvionar B. O pico desta curva bem como da curva de transferência do momento flector  $MI$  na transição entre as camadas A e B (Fig. 35b), localiza-se próximo da frequência de 1Hz numa zona de particular riqueza no espectro de Fourier do acelerograma do sismo de Kobe (Fig. 31).

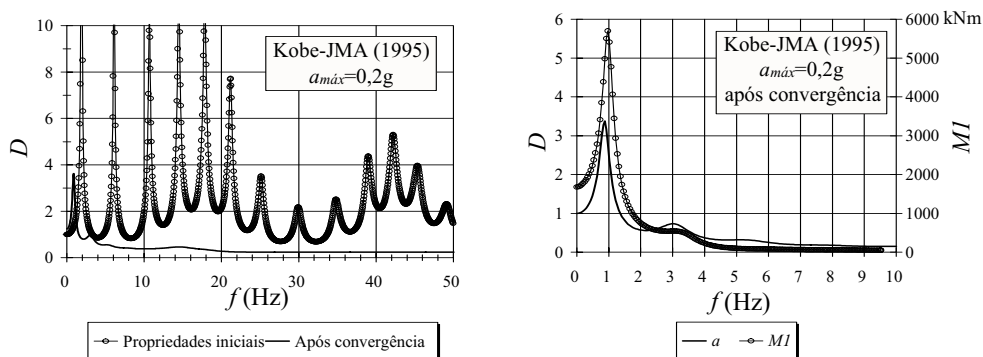


Fig. 35 – Funções de transferência: a) do terreno; b) do terreno e do momento flector.

Os resultados obtidos permitem evidenciar claramente a importância do efeito de interacção cinemática solo-estaca durante a actuação de um sismo, principalmente para as estacas de grande diâmetro. Em situações reais, tal como se procurou simular no cenário de estudo hipotético, o terreno é geralmente constituído por camadas com algum contraste de rigidez. Nestas condições, a estaca pode não conseguir acompanhar a deformada do terreno originando esforços de interacção particularmente importantes.

Obtiveram-se valores bastante gravosos, em termos de momentos flectores na zona de transição entre as camadas *A* e *B* ( $MrI=0,16$  a  $0,20$ ), localizada a uma profundidade de 5m. Repare-se que para esta profundidade ( $>3d$ , mesmo para a secção com 1,30m de diâmetro), os esforços devidos às forças de inércia da superestrutura são já praticamente insignificantes. Salienta-se ainda, que os esforços de interacção cinemática obtidos são provavelmente superiores aos esforços que ocorrem na cabeça da estaca devidos às forças de inércia da superestrutura, face à rigidez da camada superficial *A*.

Em termos de esforços transversos, obtiveram-se valores máximos da relação  $VI/Vrd(máx)$  de cerca de 0,6. Alerta-se a necessidade de as estacas disporem de armadura transversal, não apenas no topo, mas também nas zonas próximas de transição entre camadas com grande contraste de rigidez. Aliás, este estudo revelou que a meio da camada aluvionar *B* a cerca de 10m de profundidade ocorrem esforços transversos da mesma ordem de grandeza ou até superiores àqueles que ocorrem na camada *A*, como se pode constatar da Fig. 32.

Quanto à zona de transição da camada aluvionar para o estrato competente, ocorrem esforços de interacção ainda mais gravosos.

Se por razões de ordem económica ou por razões construtivas, não for viável dimensionar a estaca para resistir a estes esforços de interacção cinemática em regime elástico, há que tomar os devidos cuidados quanto à disposição das armaduras no sentido de garantir uma certa ductilidade à estaca e de garantir a transmissão das cargas verticais ao estrato competente.

Como nota final, salienta-se ainda que para situações em que possam ocorrer fenómenos de liquefacção e portanto a ocorrência de grandes deslocamentos horizontais no terreno, o efeito de interacção cinemática solo-estaca torna-se num problema ainda mais dramático podendo causar grandes estragos ou mesmo a ruína da superestrutura por perda de equilíbrio global ou por deformações excessivas. Casos reais ilustrativos desta situação encontram-se bem relatados na literatura para o caso do sismo de Kobe.

## 5– CONSIDERAÇÕES FINAIS E AGRADECIMENTOS

Descreveu-se, neste artigo, as contribuições desenvolvidas pelo autor, no seu trabalho de doutoramento, no que se refere à análise do comportamento de estacas isoladas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas. Os principais aspectos de interacção solo-estaca foram evidenciados e discutidos ao longo do artigo.

No estado actual dos conhecimentos, não parece ser possível para a problemática em estudo, obter-se soluções com elevado grau de aproximação nem apontar um dos métodos como sendo o mais aconselhável. Procurou-se mostrar, que os métodos de análise mais simples baseados em modelos do meio discreto, quando devidamente calibrados, permitem oferecer o mesmo grau de confiança que os outros métodos mais rigorosos, mas à custa de um esforço de cálculo consideravelmente menor.

O autor deseja expressar os seus profundos agradecimentos a todas as entidades e pessoas que o apoiaram na realização do trabalho, sendo de destacar:

- o Professor António Gomes Correia (orientador), para quem as palavras de agradecimento são muitas e se devem à confiança depositada, aos ensinamentos e rigor científico transmitidos, ao estímulo ao longo dos anos e à orientação nas fases mais cruciais da dissertação;
- o Professor António Correia Mineiro (co-orientador), pela sua disponibilidade e inestimável apoio na revisão crítica da dissertação que tanto contribuiu para o seu enriquecimento.

Por fim, o autor deseja ainda agradecer à sua família em particular à Gracinda pelo seu constante apoio e pela sua compreensão e infinita paciência.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO *Guide specifications for the seismic design of highway bridges*. Washington D.C., 1983.
- AFPS *Recommandations pour la redaction de regles relatives aux ouvrages et installations a realizer dans les regions sujettes aux seismes*. Paris, 1990.
- ASTM-D4254-91. *Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density*, pp. 674-681, 1991.
- Bento, R. M. P. N. L. P. *Avaliação do comportamento sísmico de estruturas porticadas de betão armado. Uma abordagem baseada em índices de danos*. Dissertação submetida ao IST-UTL para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, 1996.
- Berrones, R. F.; Whitman, R. V. *Seismic response of end-bearing piles*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 108, no. GT4, pp. 554-569, 1982.
- Blaney, G.W. e O'Neill, M. W. *Measured lateral response of mass on single pile in clay*. JGE, ASCE, vol. 112, pp. 443-448, 1986.
- Broms, B. B. *Lateral resistance of piles in cohesionless soils*. JSMFD, ASCE, vol. 90, no. 3, pp. 123-156, 1964a.
- Broms, B. B. *Lateral resistance of piles in cohesive soils*. JSMFD, ASCE, vol. 90 nº 2, pp. 27-63, 1964b.
- Bureau of Ports and Harbours. *Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan*. Ministry of Transport, 1980.
- ENV 1998-5 *Eurocódigo 8. Parte 5: fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos*. Comissão europeia de normalizações, Bruxelas, 1994.

- Gomes Correia, A.; Oliveira, C. S. e Santos, J. A. *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, 1994.
- Gomes Correia, A. e Santos, J. A. *Métodos de dimensionamento de uma estaca isolada sob acções horizontais*. Revista Geotecnia da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, no. 71, pp. 51-64, 1994a.
- Gomes Correia, A. e Santos, J. A. *Behaviour of the foundation piles of Alcácer do Sal bridge under lateral loading*. 3rd International Conference on Deep Foundation Practice, Piletalk International '94, Singapore, pp. 69-75, 1994b.
- Gomes Correia, A. e Santos, J. A. *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, 1994c.
- Gomes, A. M. *Comportamento e reforço de elementos de betão armado sujeitos a acções cíclicas*. Dissertação submetida ao IST-UTL para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, 1992.
- Guedes de Melo, F. A. *Comportamento de estacas e de grupo de estacas sob acção de solicitações horizontais estáticas*. Programa de Investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de Investigador-Coordenador, LNEC, Geotecnia, 1987.
- JSCE *Earthquake engineering design for civil engineering structures in Japan*. Tokyo, Japanese Society of Civil Engineers, 1988.
- Kagawa, T. e Kraft, L. M. *Lateral load-deflection relationships of piles subjected to dynamic loadings*. Soils and Foundations, JSSMFE, vol. 20, pp. 19-34, 1980.
- Kavvas, M. e Gazetas, G. *Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil*. Géotechnique 43, no. 2, pp. 207-222, 1993.
- Kaynia, A. e Kausel, E. *Dynamics of piles and pile groups in layered soil media*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 10, no. 8, pp. 386-401, 1991.
- Kaynia, A.M. *Dynamic stiffness and seismic response of pile groups*. Research report R82-03, MIT, Cambridge, MA., 1982.
- Ke Fan; Gazetas, G.; Kaynia, A.; Kausel, E. e Ahmad, S. *Kinematic seismic response of single piles and pile groups*. JGED, ASCE, 117, no. 12, 1860-1879, 1991.
- Kubo, K. *Experimental study of the behavior of laterally loaded piles*. Proc. of the 6<sup>th</sup> ICSMFE, vol. 2, pp. 275-279, 1965.
- Makris, N e Gazetas, G. *Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II : lateral and seismic response*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 21, no. 2. , 1992.
- Mammon, S.M. e Banerjee, P.K. *Response of piles and pile groups to travelling SH-Waves*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 19, pp. 597-610, 1990.
- Matlock, H. *Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay*. Proc. 2nd Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, vol. 1, pp. 577-594, 1970.
- Mizuno, H. *Pile damage during earthquakes in Japan*. Dynamic response of pile foundations (ed. T. Nogami), ASCE, pp. 53-78, 1987.
- Mizuno, H.; Iiba, M. e Hirade, T. *Pile damage during 1995 Hyougoken-Nanbu earthquake in Japan*. 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco-Mexico, paper no. 977, 1996.
- Nikolaou, A. e Gazetas, G. *Seismic design procedure for kinematically stressed piles*. Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures. Special Technical Session on Earthq. Geotechnical Engineering. 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburgo, Germany, P. S. Sêco e Pinto Editor, A. A. Balkema, pp. 253-260, 1997.

- Novak, M. *Piles under dynamic loads*. Proc. 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, paper no. SOA14, pp. 2433-2456, 1991.
- Portugal, J. *Análise e dimensionamento de estacas sujeitas a cargas laterais*. Dissertação apresentada à FCT-UNL para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, 1992.
- Poulos, H. G. e Davis, E. H. *Pile foundation analysis and design*. John Wiley and Sons, 1980.
- Prakash, S. e Kumar, S. *Nonlinear lateral pile deflection prediction in sands*. JGE, vol. 122, no. 2, pp. 130-138, 1996.
- Prakash, V.; Powel, G.H. e Campbell, S. *DRAIN-3DX. Base program user guide, version 1.10*. Department of Civil Engineering, Univ. of California, Berkeley-California, USA, 1994.
- Proença, J.M.S.F.M. *Comportamento sísmico de estruturas pré-fabricadas. Desenvolvimento de um sistema reticulado contínuo*. Dissertação submetida à Universidade Técnica de Lisboa para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, 1996.
- REBAP *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforço*. Imprensa Nacional, Casa da Moeda, E.P., Lisboa, 1985.
- Reese, L. C.; Cox, W. R. e Koop, F. D. *Analysis of laterally loaded piles in sand*. Proc. 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, paper OTC 2080, pp. 473-483, 1974.
- Reese, L.C. e Welch, R.C. *Laterally loading of deep foundations in stiff clay*. JGED, ASCE, vol. 101, no. 7, pp. 633-649, 1975.
- RSAAEP *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Imprensa Nacional, Casa da Moeda, E.P., Lisboa, 1986.
- Santos, J. A. *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, 1993.
- Santos, J.A. *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas*. Dissertação submetida ao IST-UTL para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, 1999.
- Santos, J.A. e Gomes Correia, A. *Efeito de interacção cinemática solo-estaca. Aspectos principais*. 4º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica - 2<sup>ème</sup> Rencontre en Génie Parasismique des Pays Méditerranéens, Faro, vol. 1, pp. 223-232, 1999.
- Sousa Coutinho, A.G.F. *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, 1995.
- Suetomi, I. e Yoshida, N. *Nonlinear behavior of surface deposit during the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake*. Soils and Foundations Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, no. 2, 1998.
- Sullivan, W. R.; Reese, L. C. e Fenske, C. W. *Unified method for analysis of laterally loaded piles in clay*. Numerical Methods in Offshore Piling, The Institution of Civil Engineers, London, 135-146, 1980.
- Terashi, M.; Kitazume, M. e Kawabata, K. *Centrifuge modeling of a laterally loaded pile*. Proc. of the XII Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, pp. 991-994, 1989.
- Varatojo, A.P.C. *Estacas carregadas horizontalmente. Análise e dimensionamento*. Dissertação apresentada para obtenção do grau de Doutor em Geotecnia, especialidade de Mecânica dos Solos, pela FCT-UNL, 1995.



- Varatojo, A.P.C. *Solicitações horizontais estáticas aplicadas a estacas verticais*. Dissertação apresentada à FCT-UNL para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, 1986.
- Wolf, J.P. *Foundation vibration analysis using simple physical models*. Prentice Hall, Inc., 1994.
- Wolf, J.P. e Song, C. *Finite-element modelling of unbounded media*. John Wiley & Sons, Inc., 1996.