

71

# GEOTECNIA

revista da sociedade  
portuguesa de geotecnia

Julho

1994



# GEOTECNIA

Revista da  
Sociedade Portuguesa de Geotecnia

ISSN 0379 — 9522

N.º 71 — JULHO 1994

Proprietário  
Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Director  
*A. Pinto da Cunha*

Directores-Adjuntos  
*J. P. Bilé Serra*  
*José Muralha*

Redacção e Administração

Avenida do Brasil  
1799 Lisboa Codex, Portugal  
Telef. 848 21 31 — Teleg. LNEC  
Telex: 16 760 LNEC P.

Execução Gráfica  
Fotocomposição e Impressão no  
LNEC

Edição subsidiada  
pelo LNEC

Utilisation des roches tendres et des roches  
dures pour l'isolement des déchets  
radioactifs

*Pierre Habib* ..... 5

Dimensionamento de estacas solicitadas  
lateralmente. O método das curvas p-y

*João Candêtas Portugal* ..... 29

Métodos de dimensionamento de uma  
estaca isolada sob acções horizontais

*António Gomes Correia*  
*Jaime Alberto dos Santos* ..... 51

Uma base de dados para sondagens  
geotécnicas

*Isabel Alvim Teles*  
*Manuel de Matos Fernandes* ..... 69

Distribuição gratuita aos membros da SPG

Assinatura anual (3 números) ..... 3000\$00 ou USD 20  
Número avulso — membros da SPG ..... 1500\$00 ou USD 10  
— outros ..... 3000\$00 ou USD 20

# DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS SOLICITADAS LATERALMENTE. O MÉTODO DAS CURVAS $p-y$

Design of laterally loaded piles. The  $p-y$  method

JOÃO CANDEIAS PORTUGAL\*

RESUMO – Propõe-se um método expedito (curvas  $p-y$ ) para o dimensionamento de estacas sujeitas a cargas laterais. Esta proposta tem por base uma análise prévia das principais vantagens e inconvenientes dos diferentes modelos e métodos de abordagem disponíveis. A validade do método é discutida a partir dos resultados de ensaios de carga em verdadeira grandeza, efectuados sobre as estacas de fundação de uma obra de arte portuguesa de construção recente.

SYNOPSIS – A simple method, based on  $p-y$  curves, is suggested for design of laterally loaded piles. It results from a review of the main advantages and drawbacks of the various approaches available in the literature. The assessment of the method is done from load tests performed on the foundation piles of a portuguese bridge recently constructed.

## 1 – INTRODUÇÃO

Existem diversos métodos para a análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente. Em quase todos eles, a estaca é tratada como um elemento linear flexível. Já no que se refere ao solo esta unicidade de tratamento não se verifica, e da forma como o seu comportamento é modelado, resultam as principais diferenças encontradas. A consulta da bibliografia existente sobre a matéria permite identificar duas abordagens distintas para o problema.

Na primeira, em que se insere o modelo de Winkler e suas variantes, a estaca é analisada como uma viga em meio elástico, a partir da equação de Euler-Bernoulli, ao passo que o solo envolvente é substituído por um sistema discreto de molas, dispostas ao longo do comprimento da estaca. A rigidez destas molas pode variar em profundidade para simular o comportamento elástico linear, mas não homogéneo do terreno ou pode ser traduzida por curvas  $p-y$  (reação do solo-deslocamento lateral) não lineares como forma de representar a interacção solo-estaca em meio inelástico. Esta idealização permite seguir de perto o perfil do terreno, bastando para tanto variar convenientemente as características mecânicas das molas.

Os métodos baseados na modelação discreta do solo são recomendados para dimensionamento de estacas offshore pelo American Petroleum Institute e pelo Det Norske Veritas (Verruijt e Kooijman, 1989). Ambas as instituições publicaram procedimentos para a construção das curvas  $p-y$  a partir do perfil do terreno, tendo por base características simples dos solos. Este tipo de recomendações, se bem que de natureza essencialmente empírica, é secundado por uma larga experiência mundial difundida por uma vasta quantidade de aplicações práticas que permitem obviar algumas lacunas teóricas evidentes do modelo.

---

\*Eng.º Civil. Assistente de Investigação do LNEC.

A maior deficiência deste tipo de abordagens reside no facto de, na ausência de um elemento que solidarize o funcionamento das molas em conjunto, o modelo só englobar as tensões normais que se desenvolvem na interface estaca-solo, desprezando todo o tipo de fenómenos adicionais, não sendo por isso realista. Efectivamente, no modelo de Winkler pressupõe-se que o problema de interacção em estudo é unidimensional, isto é, que a tensão num ponto qualquer do meio envolvente, em contacto com a estrutura de fundação, depende unicamente do deslocamento desse ponto e é independente dos deslocamentos dos pontos vizinhos (Princípio de Winkler). Na realidade os solos exibem um comportamento do tipo contínuo na medida em que os deslocamentos num ponto são influenciados pelas tensões e forças eventualmente aplicadas noutros pontos. Por outro lado, e embora esta idealização proporcione uma análise prática, simples e eficiente do problema, o modelo discreto impossibilita a extensão dos métodos à análise de grupos de estacas, uma vez que não é possível ter em conta a interacção entre elementos vizinhos.

Numa segunda categoria de modelos o solo é representado por um meio contínuo. Numa abordagem inicial, o solo é tratado como um semiespaço contínuo elástico ou elastoplástico, e a estaca como uma superfície ou viga elástica sem espessura. Os deslocamentos do solo são calculados ao longo da interface estaca/solo recorrendo ou a métodos analíticos ou a métodos numéricos, e o comportamento em interacção é depois estabelecido através da compatibilização destes deslocamentos com os deslocamentos sofridos pela estaca em pontos fixados para esse efeito.

Este tipo de métodos revela-se de extrema importância, em primeiro lugar devido à sua muito maior validade conceptual e, em segundo lugar, pela sua aplicabilidade à análise de grupos de estacas.

Referem-se finalmente as abordagens baseadas no método dos elementos finitos. Inicialmente a aplicação do método restringia-se aos problemas de geometria com simetria de revolução, mas sujeitos a carregamento não axissimétrico. A formulação consiste em decompor os esforços aplicados e os deslocamentos impostos em séries de Fourier de  $n$  termos na direcção circunferencial. A solução do problema é obtida à custa da resolução do equivalente a  $n$  problemas a duas dimensões. Das formulações axissimétricas elásticas lineares passou-se rapidamente à introdução do comportamento elastoplástico com endurecimento e à consideração dos efeitos de atrito na interface estaca/solo recorrendo a elementos de junta.

Actualmente, o problema é tratado em termos tridimensionais, ou seja, sem recorrer a qualquer tipo de simplificação no que se refere à geometria. Nesta abordagem a realidade é modelada quasi-exactamente na medida em que tanto o solo como a estaca são tratados como partes integrantes do mesmo sólido contínuo mas com propriedades materiais diferenciadas. Um terceiro “material” é utilizado para reproduzir o comportamento da interface. A reologia do meio envolvente é modelada com um grau de refinamento nunca antes atingido.

## 2 – MÉTODO DAS CURVAS $P$ - $Y$

### 2.1 – Generalidades

Em qualquer dos métodos anteriormente referidos as dificuldades postas à resolução dum dado problema são fundamentalmente de dois tipos: caracterização dos materiais envolventes da estaca e, obtenção de soluções matemáticas para as formulações teóricas preconizadas.

Os recentes desenvolvimentos no domínio dos métodos de análise numérica e o aumento das capacidades de cálculo dos computadores levaram a que o segundo tipo de dificuldade esteja praticamente ultrapassado. Este facto teve como resultado uma transferência quase total das limitações existentes para o domínio da caracterização geotécnica, que surge actualmente como a principal responsável pela impossibilidade de desenvolver estudos suficientemente elaborados para reproduzir com exactidão a realidade.

A consequência imediata destas limitações ao nível da caracterização geotécnica é a de os métodos simplificados de análise do comportamento de estacas solicitadas lateralmente continuarem a ter interesse para aplicações práticas correntes. De facto, é muito discutível recomendar-se o recurso a métodos extremamente refinados, suportados por valores relativamente grosseiros dos parâmetros de cálculo, em vez de manter o uso de métodos aproximados, baseados em valores de parâmetros igualmente grosseiros mas que a experiência tem mostrado conduzirem a resultados razoavelmente satisfatórios (Guedes de Melo, 1987).

Assim sendo, não parece ser possível a utilização directa dos métodos de cálculo mais elaborados para o dimensionamento, pelo menos, enquanto os meios de caracterização experimental não sofrerem uma evolução qualitativa que permita o usufruto efectivo das suas potencialidades. Estas abordagens devem ser consideradas, em primeiro lugar, como um meio extremamente útil para averiguar a influência de todos os fenómenos em jogo quando uma estaca se deforma lateralmente, para proceder a estudos paramétricos de sensibilidade e, finalmente, para situar as limitações inerentes aos outros tipos de métodos e fornecer recomendações com vista à sua superação.

Por uns motivos ou por outros, a aplicação prática de qualquer dos métodos contém sempre aspectos polémicos, e uma vez que a comparação das previsões de projecto com o comportamento real de estacas não permite identificar um deles como marcadamente superior aos restantes, não é ainda possível fundamentar inequivocamente uma opção como a mais conveniente para a análise e dimensionamento de estacas solicitadas lateralmente.

A utilização dos métodos mais simplificados de análise, como é o caso daqueles que se baseiam no modelo de Winkler, é assim tão defensável como qualquer outra, e pode servir de suporte aos esforços que venham a ser realizados no sentido da racionalização do dimensionamento deste tipo de elementos de fundação.

Cabe chamar a atenção para a escolha do método das curvas  $p$ - $y$  se fundamentar em duas características decisivas da associação de um método numérico de resolução de problemas de valores na fronteira (o método dos elementos finitos) ao modelo discreto anteriormente referido, e que são:

- i) A relativa simplicidade com que é possível tratar o comportamento não linear e não homogéneo dos terrenos em consideração.
- ii) Um conhecimento aprofundado das suas principais limitações como resultado de um elevado número de estudos de sensibilidade, desenvolvidos a partir de métodos de análise bastante mais complexos e cujos objectivos são os de fornecer recomendações que permitam remediar essas lacunas.

Consegue-se assim estabelecer um justo compromisso entre simplicidade/economia e grau de aproximação à realidade, ou seja, o método das curvas  $p$ - $y$  satisfaz um duplo objectivo: por um lado, e numa perspectiva de dimensionamento, serve como ferramenta básica de cálculo, pois reúne o conjunto de requisitos necessários a uma aplicação racional corrente-simplicidade,

versatilidade e economia; por outro, é suficientemente refinado para permitir a interpretação de ensaios de carga em verdadeira grandeza, o que permite aferir a validade da idealização adoptada e calibração prévia dos parâmetros de cálculo a utilizar no dimensionamento.

## 2.2 – Formulação do problema

A equação diferencial governativa do problema da deformação lateral de uma estaca isolada é dada por (Equação de Euler-Bernoulli):

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[ EI \frac{d^2 y}{dx^2} \right] + p = 0 \quad (1)$$

em que  $y$  representa o deslocamento lateral da estaca,  $x$  a profundidade,  $EI$  a rigidez à flexão da estaca e  $p$  a força de interacção estaca-solo resultante da deformação lateral.

As características força-deslocamento do solo podem ser descritas à custa de um conjunto de curvas  $p$ - $y$  pré-estabelecidas (McClelland e Focht, 1956; Matlock, 1970; Reese *et al.*, 1974; Reese e Welch, 1975) sendo:

$$p = -k(x, y) \cdot y \quad (2)$$

em que  $k$  é um módulo de reacção com dimensões  $[FL^{-2}]$ . Este módulo não é uma propriedade intrínseca do solo, e deve ser entendido apenas como um artifício de cálculo (Matlock e Reese, 1961). Para além disso o seu valor é função da profundidade ( $x$ ) e do deslocamento lateral sofrido pela estaca ( $y$ ). O sinal negativo na expressão (2) indica que o sentido da reacção do terreno é sempre oposto ao do deslocamento lateral sofrido pela estaca.

Combinando as equações (1) e (2), obtém-se a equação diferencial que rege o comportamento de estacas isoladas solicitadas lateralmente:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[ EI \frac{d^2 y}{dx^2} \right] - k(x, y) y = 0 \quad (3)$$

A solução da equação diferencial (3), sujeita às condições de fronteira apropriadas, pode ser obtida quer através de métodos analíticos, quer através de métodos numéricos. Tratando-se duma equação relativamente complexa, a sua resolução analítica torna-se bastante difícil, a menos que se introduzam algumas restrições ao tipo de variação de  $p$  com  $x$  e  $y$ . Estas restrições retiram generalidade às soluções encontradas, que passam a ser apenas válidas em alguns casos particulares aos quais essas simplificações se ajustam. Os casos reais, mais frequentes, não se encaixam por via de regra nessas soluções particulares, e por isso surge a necessidade de recorrer a métodos de análise numérica. De entre estes o método dos elementos finitos (m.e.f.) revela-se o mais versátil e preciso.

Considere-se então o elemento finito de barra com 2 pontos nodais. A equação de equilíbrio (1) aproximada pelo método dos elementos finitos para o elemento ( $e$ ), é dada por:

$$\sum_{i=1}^4 \left[ \int_{x_e}^{x_e+1} \left( EI \frac{d^2 \phi_i^{(e)}}{dx^2} \frac{d^2 \phi_j^{(e)}}{dx^2} dx \right) u_j^{(e)} \right] = - \int_{x_e}^{x_e+1} p \phi_i^{(e)} dx + Q_i^{(e)} \quad i, j = 1 \dots 4 \quad (4)$$

em que  $x_e$  e  $x_{e+1}$  são as coordenadas dos pontos nodais do elemento genérico  $e$ ,  $\phi_i^{(e)}$  são as funções de forma do elemento,  $u_i^{(e)}$  os deslocamentos nodais generalizados elementares e  $Q_i^{(e)}$  as forças nodais.

O sistema de equações lineares (4) pode ser escrito na forma

$$[k_{ij}^{(e)}] \{u_j^{(e)}\} = \{F_i^{(e)}\} \quad i, j = 1 \dots 4 \quad (5)$$

sendo

$\{u_j^{(e)}\}$  – o vector dos deslocamentos nodais generalizados elementares

$[k_{ij}^{(e)}]$  – a matriz de rigidez elementar  $e$ ;

$\{F_i^{(e)}\}$  – o vector das forças.

Se a quantidade  $p$  for conhecida, a solução do problema é obtida pela resolução do sistema de equações lineares que resulta da reunião das  $(e)$  equações (5), após a introdução de condições de fronteira apropriadas. Neste caso no entanto, e atendendo à expressão (2), a quantidade  $p$  (reação do solo) não é conhecida *a priori* e apresenta-se como função da incógnita do problema (deslocamentos horizontais), pelo que a resolução do sistema de equações deixa de ser trivial.

Retome-se então o 2º membro da expressão (4), tendo em vista o cálculo da parcela do vector das forças correspondente à reacção do terreno,

$$\{F_i^{(e)}\} = - \int_{x_e}^{x_{e+1}} p(x, y) \phi_i^{(e)} dx + Q_i^{(e)} \quad (6)$$

Introduza-se a transformação de coordenadas,

$$\xi = \frac{2x - (x_e + x_{e+1})}{h_e} \quad (7)$$

em que  $h_e$  é o comprimento do elemento  $(e)$ , vem,

$$\{F_i^{(e)}\} = - \int_{-1}^1 \left( \phi_i^{(e)}(\xi) p(\xi, y) \frac{dx}{d\xi} \right) d\xi + Q_i^{(e)} \quad (8)$$

e proceda-se numericamente à integração de (8),

$$\{F_i^{(e)}\} = - \sum_{k=1}^{npg} \left( W_k \cdot \phi_i^{(e)}(\xi_k) \cdot p(\xi_k, y) \cdot \frac{h_e}{2} \right) + Q_i^{(e)} \quad (9)$$

em que  $npg$  é o número de pontos de Gauss da regra de integração e  $W_k$  os respectivos pesos.

Admita-se finalmente que na expressão (2)  $k$  é apenas função da profundidade, ou seja, que

$$p(x, y) = -k(x) \cdot y \quad (10)$$

Então, substituindo em (9) y pela sua aproximação elementar e atendendo a (10) vem:

$$\{F_i^{(e)}\} = \sum_{j=1}^4 \left\{ \sum_{k=1}^{npg} \left( W_k \cdot \phi_i^{(e)}(\xi_k) \cdot k(\xi_k) \cdot \phi_j^{(e)}(\xi_k) \cdot \frac{h_e}{2} \right) u_j^{(e)} \right\} + Q_i^{(e)} \quad (11)$$

Para simplificar a expressão (11) introduza-se a notação

$$[H_{ij}^{(e)}] = \sum_{k=1}^{npg} \left( W_k \cdot \phi_i^{(e)}(\xi_k) \cdot k(\xi_k) \cdot \phi_j^{(e)}(\xi_k) \cdot \frac{h_e}{2} \right) \quad (12)$$

virá:

$$\{F_i^{(e)}\} = [H_{ij}^{(e)}] \{u_j^{(e)}\} + Q_i^{(e)} \quad i, j = 1 \dots 4 \quad (13)$$

Substituindo  $\{F_i^{(e)}\}$  em (5) vem

$$[k_{ij}^{(e)}] \{u_j^{(e)}\} = [H_{ij}^{(e)}] \{u_j^{(e)}\} + Q_i^{(e)} \quad i, j = 1 \dots 4 \quad (14)$$

ou seja,

$$([k_{ij}^{(e)}] - [H_{ij}^{(e)}]) \cdot \{u_j^{(e)}\} = Q_i^{(e)} \quad i, j = 1 \dots 4 \quad (15)$$

A expressão (15) é em tudo idêntica à expressão (5). A matriz de rigidez elementar  $[k_{ij}^{(e)}]$  é agora “corrigida” do efeito da carga exterior  $p$  através da parcela correspondente a  $[H_{ij}^{(e)}]$ . O vector das forças inclui apenas termos de Dirac, isto é, as forças generalizadas aplicadas nos nós.

Os processos de formação da matriz de rigidez global e de imposição das condições fronteira referidos anteriormente mantêm-se válidos, embora a solução só possa ser encontrada à custa de um processo iterativo. Assim, na iteração inicial admite-se que  $y_{(0)}(x) \equiv 0$ ; substituindo o valor de  $y_{(0)}$  em (2) vem

$$p_{(0)}(x, y) = -k(x, 0) \cdot 0 = 0 \quad (16)$$

e desde que  $k(x, 0)$  tenha valor finito não identicamente nulo, é possível calcular a matriz  $H_{(0)}$  de correcção global e resolver o sistema de equações,

$$([k_{ij}] - [H_{ij}]_{(0)}) \cdot \{U_i\}_{(1)} = \{Q_i\} \quad (17)$$

obtendo-se nova solução em termos de deslocamentos generalizados  $\{U_j\}_{(1)}$ .

Com a nova solução escrita em termos de deslocamentos horizontais aproximados (y) podem ser calculados os valores de  $k$  para a iteração seguinte. O processo repete-se até se atingir a precisão desejada.

### 2.3 – Estabelecimento da relação p-y

O m. e. f. permite resolver, sem dificuldades de maior, o problema formulado anteriormente. No entanto, a solução só pode ser obtida mediante o conhecimento prévio da relação (2) entre a reacção do terreno,  $p$ , e o deslocamento lateral da estaca,  $y$ .

Retomando as considerações iniciais (2.1), pode-se dizer que se por um lado se reconhecem os progressos notáveis ao nível da solução teórica dos problemas de interacção solo-estaca, graças às potencialidades dos meios de cálculo automático, por outro, não foram desenvolvidas técnicas experimentais que permitam uma determinação fiável dos parâmetros geotécnicos, necessários ao cálculo de estacas solicitadas lateralmente.

Assim, mesmo quando se recorre a um modelo de comportamento tão simples como o adoptado neste trabalho, a sua caracterização paramétrica constitui assunto extremamente delicado. Às dificuldades de caracterização experimental junta-se a natureza essencialmente empírica do conceito de módulo de reacção, que se traduz no facto de as curvas  $p$ - $y$  dependerem de uma vasta gama de factores, seguidamente discriminados (Jamiołkowski e Garassino, 1977):

- a) propriedades do solo envolvente – resistência ao corte e deformabilidade, história de tensões e estado de tensão efectiva *in situ*;
- b) processo de instalação ou construção da estaca;
- c) história de carregamentos e suas características – permanência da solicitação exterior (curta ou longa duração), natureza da solicitação aplicada (estática ou dinâmica, simples ou reversível, crescente ou decrescente);
- d) geometria e características estruturais da estaca – largura, rigidez à flexão ( $EI$ ), condições de fronteira no topo e na base, forma da secção transversal e desvios de verticalidade.

Em face da quantidade de factores que afectam a relação reacção do solo – deslocamento, não é possível identificar uma via de caracterização geral, que permita quantificar as alterações a introduzir na grandeza e forma das curvas  $p$ - $y$  quando se pretende contabilizar a influência deste ou daquele fenómeno. Assim sendo, a via mais racional de proceder à caracterização geotécnica consiste em situar *a priori* as condições locais e tipo de fenómenos intervenientes no caso em estudo, e procurar ensaiar o comportamento dos solos em condições tão próximas quanto possível daquelas previstas para a situação real da estaca solicitada lateralmente.

Tendo como pano de fundo este tipo de condicionantes, só pode almejar-se uma caracterização experimental particularizada, isto é, válida para um determinado tipo de solo, em determinado local e para solicitações exteriores específicas sobre estacas de dimensões, forma e constituição conhecidas. Este facto leva a que, ainda hoje, a forma mais fiável de prever o andamento das curvas  $p$ - $y$  seja a de proceder a ensaios de carga em verdadeira grandeza sobre estacas, desde que se consigam reproduzir experimentalmente as condições a que a obra vai estar sujeita durante o seu tempo de vida útil.

Outras formas de previsão das curvas  $p$ - $y$  podem ser estabelecidas à custa de:

- a) ensaios de carga em modelo reduzido;
- b) ensaios de placa;
- c) ensaios pressiométricos;
- d) correlações empíricas com resultados de ensaios laboratoriais sobre solos.

A fiabilidade da caracterização assim conseguida é no entanto extremamente questionável, não só porque os procedimentos que permitem parametrizar determinada situação real se baseiam em analogias com resultados de ensaios em verdadeira grandeza, cuja extrapolação para o caso em estudo envolve sempre algum grau de arbitrariedade, mas também porque só é possível tratar os casos mais simples em que, por exemplo, as solicitações exteriores são de

natureza estática, não contemplando a maior parte dos fenómenos que podem influenciar o comportamento conjunto solo/estrutura.

No que se refere às tentativas de correlacionar parâmetros geotécnicos dos solos, obtidos a partir de ensaios em laboratório, com o andamento das curvas deslocamento – reacção correspondentes, a quantidade de trabalhos publicados é relativamente vasta. Uma síntese detalhada deste tipo de trabalhos pode ser encontrada em Varatojo (1986). Na sua maior parte, as metodologias propostas só abordam os casos de aplicação de cargas de curta duração, têm por base um número restrito de ensaios em verdadeira grandeza e o nível de empirismo que lhes está associado é, se não excessivo, pelo menos dificilmente defensável.

Em termos gerais pode-se dizer que todas estas correlações partem da premissa básica de que é possível correlacionar as curvas tensão-deformação, obtidas a partir de ensaios em laboratório, com a relação  $p$ - $y$  *in situ*. Nesta perspectiva, comparando os resultados de ensaios em verdadeira grandeza com as características de deformabilidade dos solos, desenvolvem-se procedimentos semiempíricos que permitem estabelecer a correlação pretendida. Neste campo são de assinalar os trabalhos pioneiros de McClelland e Focht (1956) e os desenvolvimentos posteriores devidos a Reese (Reese e Cox, 1969) e Matlock (1970).

Face à complexidade do problema em análise, este tipo de abordagem apresenta certamente algum valor conceptual, não parecendo no entanto possível atingir a situação ideal de, a partir de um procedimento perfeitamente geral, conseguir prever o comportamento em deformação lateral de qualquer tipo de estaca sujeita a qualquer tipo de solicitação. Efectivamente, as correlações estabelecidas traduzem as características particulares de comportamento dos solos e estacas ensaiados e que serviram de base à sua definição.

As correlações empíricas entre ensaios laboratoriais e a previsão das curvas  $p$ - $y$  devem portanto ser utilizadas apenas nos casos em que a situação em análise é semelhante à do(s) ensaio(s) em verdadeira grandeza que serviu(ram) de base ao estabelecimento do procedimento simplificado em causa (geometria da estaca, tipo de solo, tipo de solicitação, etc). Mesmo neste caso, as correlações devem ser encaradas em termos qualitativos, como forma expedita de obter indicações relativamente à forma e grandeza da relação  $p$ - $y$ .

Uma vez definidas as premissas de base que permitem uma utilização racional deste tipo de procedimentos simplificados, interessa agora referir os principais dados experimentais que os suportam.

Se se fizer um exame aos trabalhos mais importantes no domínio do comportamento de estacas sujeitas a cargas laterais (Portugal, 1992) conclui-se que: (i) as propriedades dos solos entre a superfície do terreno e uma profundidade de 6 a 10 diâmetros controlam totalmente a resposta da estaca; (ii) em todos os solos homogéneos, o valor do módulo de reacção tem tendência a aumentar com a profundidade; (iii) a relação entre a reacção do solo  $p$  e o deslocamento da estaca  $y$  é claramente não-linear e por isso o módulo de reacção é normalmente uma função quer da profundidade quer do deslocamento.

Nestas condições, o módulo de reacção do solo pode ser convenientemente definido à custa de: (i) uma forma pré-estabelecida da curva  $p$ - $y$ , descrita por uma expressão matemática simples; (ii) um módulo de reacção tangente inicial,  $k_t$ , geralmente função da profundidade e (iii) uma reacção última do solo,  $p_u$ , geralmente função da profundidade.

Como se referiu anteriormente, a partir dos dados experimentais disponíveis, pode-se afirmar que quer a forma das curvas  $p$ - $y$  quer os parâmetros  $k_t$  e  $p_u$ , com ela relacionados, não são propriedades intrínsecas dos solos, mas dependem de numerosos factores. No entanto, se

se limitar a discussão ao comportamento de estacas flexíveis, com um diâmetro mínimo de 0,30 m e sujeitas a cargas estáticas de curta duração, a influência dos restantes factores atenua-se, podendo eventualmente deixar de ser decisiva para os resultados a obter. Foi com base nesta constatação que se desenvolveram as diversas tentativas de previsão das curvas  $p-y$  a partir de resultados de ensaios laboratoriais de solos.

### 3 – PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO DESENVOLVIDO PARA EFEITOS DE ANÁLISE

Tendo como base a aplicação do método dos elementos finitos ao problema em estudo (2.2) e tomando alguns dos procedimentos simplificados referidos em 2.3 para estabelecer a relação  $p-y$  foi desenvolvido um programa de cálculo automático (*ESCALA*) para análise do comportamento de estacas sujeitas a cargas laterais. O programa *ESCALA* (*ESTacas CARregadas Lateralmente*) foi escrito em linguagem Fortran para microcomputadores e não é mais do que a extensão de um programa de pórticos planos (*PORTIC*) desenvolvido por Mateus da Silva (Mateus da Silva, 1990).

A discretização da estaca a analisar é efectuada por meio de elementos de barra com dois pontos nodais e as ligações ao exterior podem ser idealizadas como apoios pontuais, rígidos ou elásticos.

Admite-se que o terreno se encontra estratificado e em cada estrato a forma da relação  $p-y$  é escolhida de entre uma série de tipos pré-definidos (Quadro I). A função  $p-y$  pode ainda ser introduzida numericamente, o que permite a utilização expedita de curvas  $p-y$  obtidas a partir de resultados de ensaios em verdadeira grandeza.

A solução é obtida à custa do processo iterativo descrito em 2.2. O critério de convergência consiste na especificação de um valor limite (fornecido pelo utilizador) para a máxima diferença entre deslocamentos de um mesmo ponto da estaca em duas iterações consecutivas.

#### QUADRO 1

Tipos de curvas  $p-y$  pré-definidas no programa *ESCALA*

Código de Chamada	Tipo de Curva	Descrição
1	$p = -k_r y$	Linear-argilas S. C.
2	$p = -n_h x y$	Linear – areias
3	$p = -n_h \lambda^2 y$	Não Linear – areias
4	Hiperbólica	Não Linear
5	Areias	Procedimento Simplificado (Reese et al., 1974)
6	Argilas Moles	Procedimento Simplificado (Matlock, 1970)
7	Argilas Médias	Procedimento Simplificado (Matlock, 1970)
8	Argilas Duras	Procedimento Simplificado (Reese e Welch, 1975)
9	Lidas de Ficheiro	Resultados de ensaios em verdadeira grandeza ou outros

Os resultados directos do programa *ESCALA* são: (i) deslocamentos laterais ( $y$ ) e rotações ( $\theta$ ) dos pontos nodais; (ii) momentos flectores ( $M$ ) e esforços transversos ( $V$ ) nos pontos nodais e; (iii) reacção do terreno ( $p$ ) nos pontos correspondentes aos nós; e são apresentados sob a forma numérica através de quadros. Para além dos resultados do cálculo é ainda apresentada uma listagem final dos dados fornecidos pelo utilizador.

A par do ficheiro de resultados o programa *ESCALA* cria uma representação gráfica das diferentes grandezas calculadas através de uma rotina de *Tratamento Gráfico de Resultados (RGT inv.)* desenvolvida para esse efeito.

## 4 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DAS ESTACAS DE FUNDAÇÃO DA PONTE DE ALCÁCER DO SAL

### 4.1 – Generalidades

Para ilustrar a aplicação do programa *ESCALA* apresenta-se a análise do comportamento das estacas de fundação da ponte sobre o rio Sado em Alcácer do Sal. Estas estacas foram sujeitas a ensaios de carga lateral efectuados pelo LNEC aquando da sua construção. Os pormenores relativos à execução destes ensaios podem ser encontrados em Portugal (1992) ou Sousa Coutinho (1994).

São apenas referidos os ensaios envolvendo estacas isoladas, se bem que tenham sido feitos ensaios de carga lateral sobre grupos de estacas. Em primeiro lugar apresentam-se as características das estacas ensaiadas e os modelos geológico-geotécnicos dos locais de ensaio, ao que se segue a análise do comportamento, confrontando os resultados experimentais com a aplicação do programa *ESCALA*.

### 4.2 – Características das estacas ensaiadas e modelo geotécnico dos locais de ensaio

No Quadro II indicam-se as características geométricas e mecânicas das estacas ensaiadas.

A informação disponível relativamente às condições geológico-geotécnicas dos locais de ensaio resulta duma série de estudos realizados ao longo de diversas campanhas de prospecção, que permitiu numa primeira análise ter uma ideia global bem fundamentada sobre a geologia geral da zona abrangida pela obra. Essa informação foi posteriormente complementada com os

#### QUADRO II

Características geométricas e mecânicas das estacas ensaiadas

	Comprimento	Largura	Módulo de Elasticidade			Secção homogénea de betão	
			Betão	Aço		E (GPa)	I (m <sup>4</sup> )
Estaca	L (m)	B (m)	E <sub>b</sub> (GPa)	E <sub>a</sub> (GPa)	Armadura	E (GPa)	I (m <sup>4</sup> )
1	24,0	1,00	29,0	200	30 $\phi$ 20	29,0	0,053
4	40,0	1,20	31,5	200	35 $\phi$ 25	31,5	0,116
5	40,0	1,20	30,5	200	35 $\phi$ 25	30,5	0,116

resultados de estudos de caracterização das formações ocorrentes nos locais de fundação dos apoios da estrutura, incluindo naturalmente os locais junto aos quais se previa a realização dos ensaios de estacas. Assim, foram realizados ensaios de penetração SPT e CPT, ensaios de corte rotativo e foram ainda colhidas amostras para ensaios em laboratório (identificação, propriedades índice e compressão simples).

Da consideração global da informação assim recolhida foi feita a respectiva interpretação, tendo-se chegado aos modelos geotécnicos que se indicam na Fig. 1, respectivamente para as zonas junto às estacas 1 e 4 e 5.

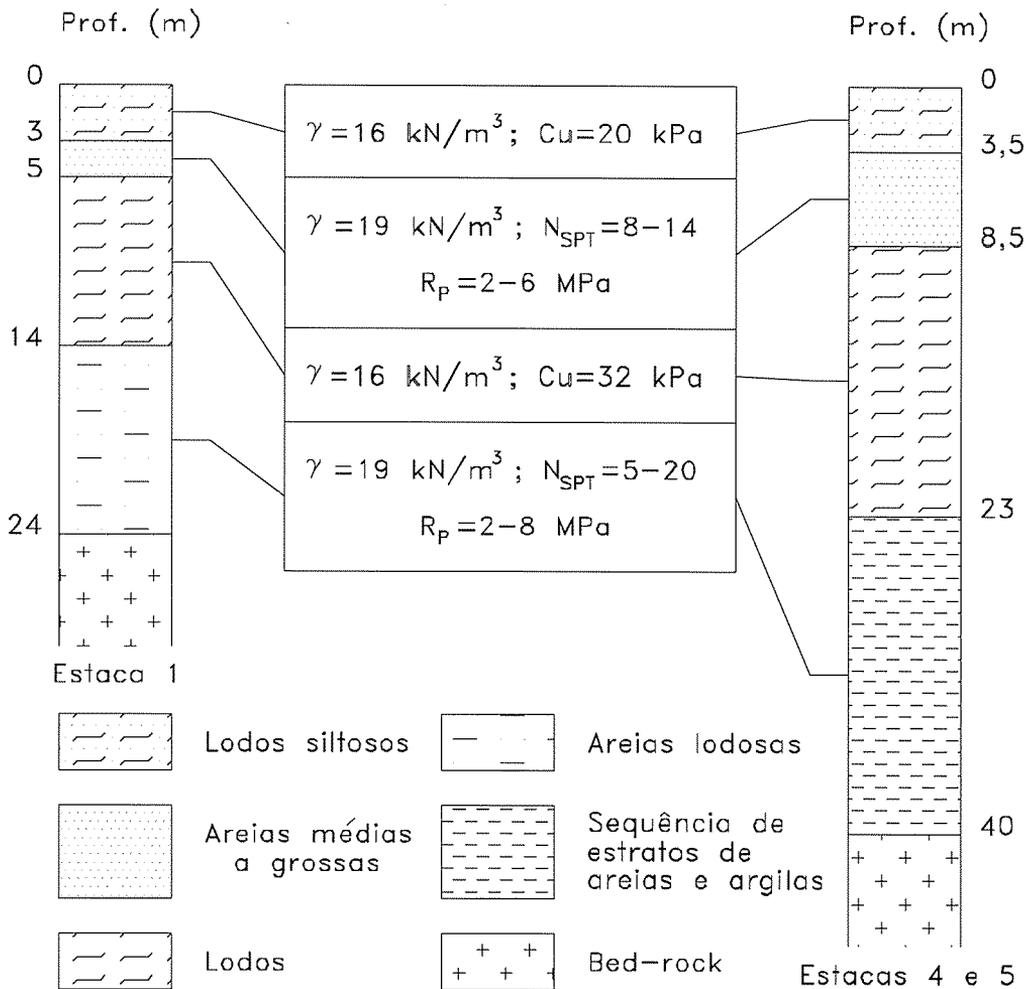


Fig. 1 – Modelos geotécnicos dos locais de ensaio

#### 4.3 – Previsão do comportamento das estacas ensaiadas

Tendo por base os modelos geotécnicos dos locais de ensaio e atendendo aos procedimentos simplificados que permitem o traçado das curvas  $p-y$ , procurou-se prever o comportamento observado das estacas ensaiadas.

Para tal recorreu-se ao programa ESCALA que, uma vez fornecidos os parâmetros geotécnicos necessários, permite uma geração automática das curvas  $p$ - $y$  de acordo com as recomendações anteriormente referidas. Pretendeu-se assim verificar até que ponto é que este tipo de correlações empíricas permitiam ou não uma previsão adequada do comportamento em deformação lateral de estacas isoladas.

No Quadro III resumem-se os parâmetros geotécnicos utilizados no cálculo.

QUADRO III  
Parâmetros geotécnicos considerados no cálculo

Estrato	Descrição	Limites (m)		Tipo de curva $p - y$	Parâmetros de cálculo
		Estaca 1	Estaca 4 e 5		
1	Lodos siltosos	0 - 3	0 - 3,5	Argilas moles (Matlock, 1970)	$C_u = 20$ kPa $\gamma = 16$ kN/m <sup>3</sup> $\epsilon_{50} = 0,01$
2	Areias médias a grossas	3 - 5	3,5 - 8,5	Areias (Reese, 1974)	$\phi' = 30^\circ$ $\gamma = 19$ kN/m <sup>3</sup> $n_h = 10$ MN/m <sup>3</sup>
3	Lodos	5 - 14	8,5 - 23	Argilas moles (Matlock, 1970)	$C_u = 32$ kPa $\gamma = 16$ kN/m <sup>3</sup> $\epsilon_{50} = 0,01$
4	Areias lodosas	14 - 24	23 - 40	Areias (Reese, 1974)	$\phi' = 35^\circ$ $\gamma = 19$ kN/m <sup>3</sup> $n_h = 16,3$ MN/m <sup>3</sup>
5	Substrato rochoso	24 - $\infty$	40 - $\infty$	-	-

Os valores de  $C_u$  (resistência não drenada) e  $\gamma$  (peso volúmico) foram obtidos a partir de ensaios de corte rotativo e ensaios laboratoriais respectivamente. Os valores de  $\epsilon_{50}$  (deformação correspondente a metade da diferença entre as tensões principais máximas na rotura, obtida em ensaio triaxial) foram estimados tendo por base as recomendações fornecidas por Matlock (1970). Uma análise de sensibilidade à variação deste valor dentro dos limites recomendados permitiu concluir que os resultados obtidos não são afectados por  $\epsilon_{50}$ .

No que se refere ao ângulo de atrito interno das areias ( $\phi'$ ) os valores adoptados foram obtidos a partir de correlações empíricas com os resultados dos ensaios SPT. Neste caso os valores de  $n_h$  (constante de reacção horizontal do terreno) apresentados são os recomendados por Reese *et al.* (1974).

Chama-se a atenção para o facto de se ter procurado utilizar parâmetros de cálculo estimados a partir de procedimentos correntes, e sem grande preocupação no refinamento desses valores em função dos resultados com eles obtidos, uma vez que o objectivo dos cálculos a realizar era o de prever o comportamento das estacas ensaiadas, admitindo-se desconhecidos os resultados dos ensaios de carga lateral efectuados.

Tendo por base os elementos de cálculo fornecidos nos Quadros II e III foi feita a aplicação do programa ESCALA para cada escalão de carga e estaca de ensaio em consideração. Na Fig. 2 apresentam-se, a título de exemplo, os resultados relativos à estaca 5 sujeita a uma carga

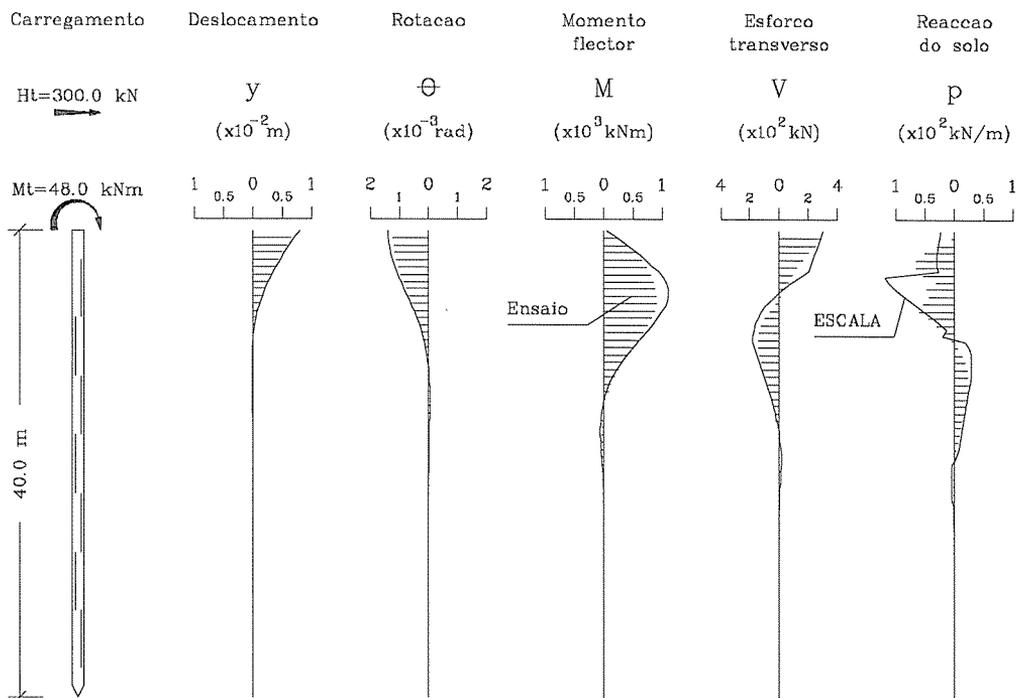


Fig. 2 - Resultados do cálculo automático: estaca 5, carga de 300 kN no topo

de 300 kN no topo. Nesta figura para além duma representação esquemática da geometria e condições de carga no topo, são apresentados os diagramas de deslocamento horizontal, rotação, momento flector, esforço transverso e reacção do terreno ao longo do fuste da estaca. A comparação entre os diagramas experimentais (Fig. 2 - barras) e calculados (Fig. 2 - traço contínuo) permite exemplificar a proximidade entre os resultados obtidos por estas duas vias.

De uma maneira geral constatou-se o bom acordo entre resultados experimentais e calculados. Como forma de explicitar esta afirmação apresenta-se nas Figs. 3 a 6 um resumo dos resultados mais significativos para os ensaios sobre as estacas 1 e 4.

Relativamente aos deslocamentos horizontais na cabeça ( $y_p$ ), os desvios entre os valores previstos e os valores medidos estão compreendidos entre os 13 e os 48%, sendo o valor médio de 32%. De uma maneira geral pode constatar-se que o cálculo fornece resultados do lado da segurança.

Relativamente aos momentos flectores máximos ( $M_{m\acute{a}x}$ ) os desvios estão compreendidos entre os 2 e os 21%, fornecendo o cálculo resultados sistematicamente do lado da segurança. Em termos médios as diferenças encontradas situam-se nos 10%.

#### 4.4 - Análise regressiva do comportamento exibido

Para além da determinação de esforços e evolução de movimentos em profundidade, o tratamento adequado dos resultados experimentais permite estabelecer as curvas  $p$ - $y$  correspondentes a cada uma das estacas ensaiadas (Sousa Coutinho, 1994). Assim, pareceu de toda

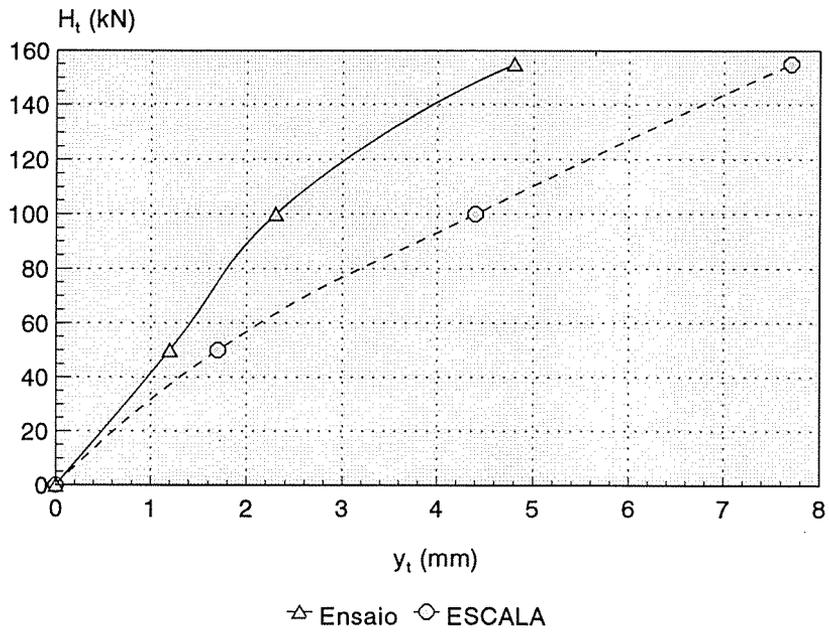


Fig. 3 – Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca 1, curva carga horizontal ( $H_t$ ) – deslocamento lateral no topo ( $y_t$ )

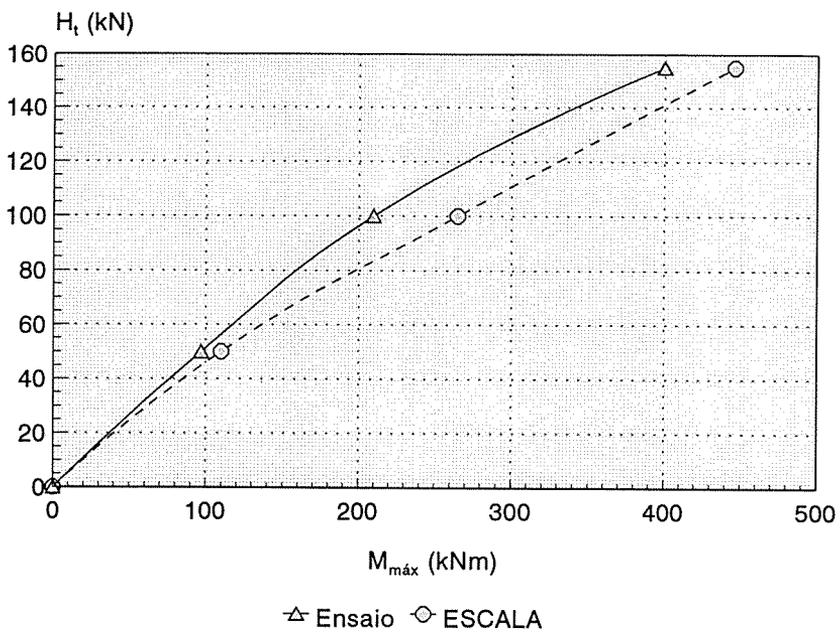


Fig. 4 – Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca 1, curva carga horizontal ( $H_t$ ) – momento flector máximo ( $M_{\text{máx}}$ )

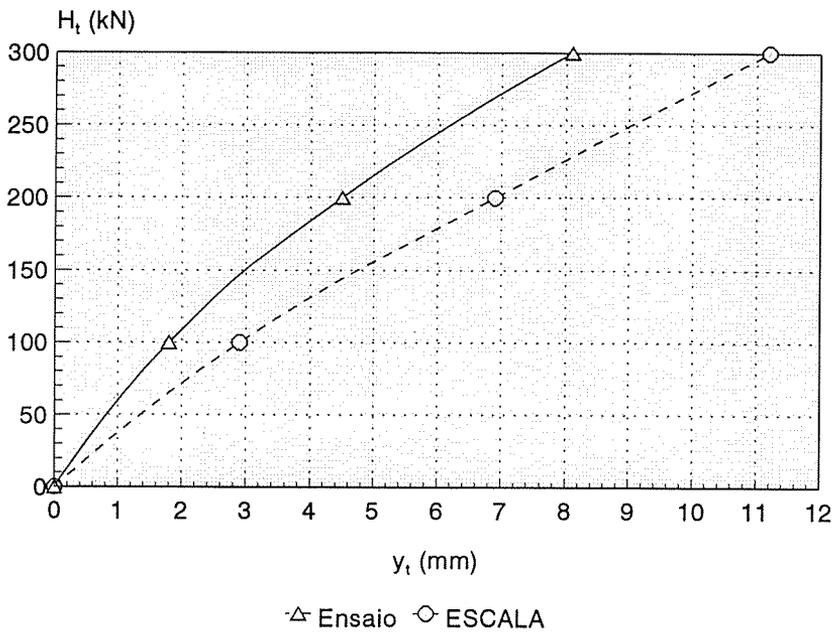


Fig. 5 – Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca 4, curva carga horizontal ( $H_t$ ) – deslocamento lateral no topo ( $y_t$ )

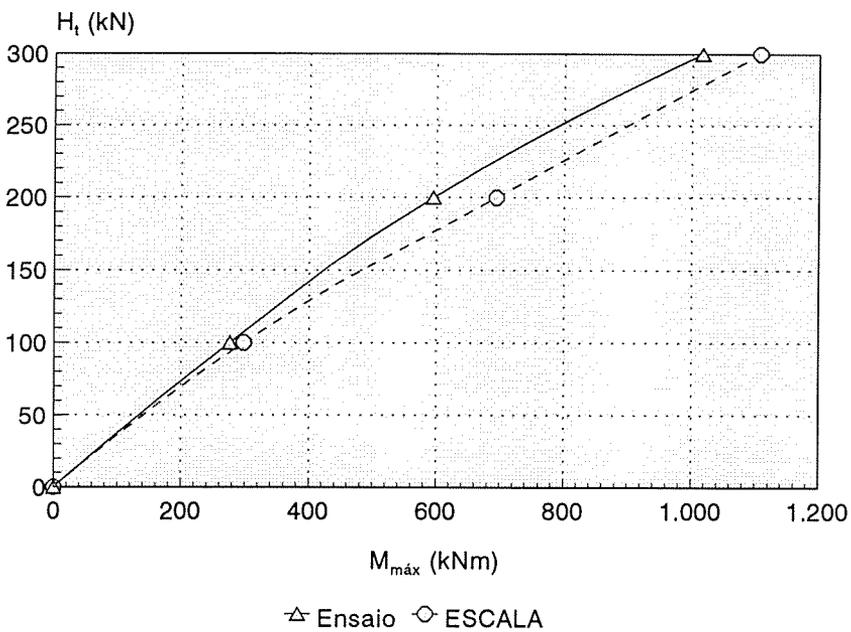


Fig. 6 – Comparação entre os resultados experimentais e calculados: estaca 4, curva carga horizontal ( $H_t$ ) – momento flector máximo ( $M_{m\acute{a}x}$ )

a conveniência proceder à comparação entre a relação  $p$ - $y$  inferida a partir dos resultados dos ensaios e as curvas  $p$ - $y$  traçadas a partir de critérios empíricos (Matlock, 1970, e Reese *et al.*, 1974).

Esta análise encontra-se no entanto restringida a uma faixa relativamente superficial de terreno (neste caso da ordem dos 6 m), uma vez que os deslocamentos e reacções do solo se tendem a anular muito rapidamente, impossibilitando assim o traçado das curvas experimentais em profundidade.

Esta limitação obrigou a que só pudesse ser feita uma análise comparativa para as camadas de lodos superficiais (Fig. 1).

A título de exemplo ilustra-se na Fig. 7 a referida comparação para o caso da estaca 4. Consideraram-se quatro curvas (a 0,5; 1,0; 1,5 e 2,0 m de profundidade) por forma a conseguir visualizar a evolução do comportamento mecânico em profundidade.

Verifica-se que a forma das curvas proposta por Matlock se afasta da obtida experimentalmente. À medida que se caminha em profundidade o ganho de rigidez das curvas empíricas é bastante pequeno, quando comparado com o acréscimo dos módulos secantes experimentais.

Uma das formas de aferir a validade das curvas  $p$ - $y$  deduzidas dos resultados experimentais consiste em calcular a resposta da estaca admitindo que o comportamento mecânico do solo é modelado por elas, e comparar em seguida a resposta obtida com a observada experimentalmente.

Este cálculo foi efectuado recorrendo ao programa ESCALA, utilizando as curvas de transferência de carga até uma profundidade de cerca de 6,0 m. Para profundidades maiores não foi possível estabelecer a relação  $p$ - $y$  experimental, conforme se referiu anteriormente. Assim, abaixo dos 6 m considerou-se um módulo de reacção ( $k$ ) linearmente crescente em profundidade com um valor de  $n_h = 10\,000\text{ kN/m}^3$  ( $k = n_h \cdot x$  na expressão 2).

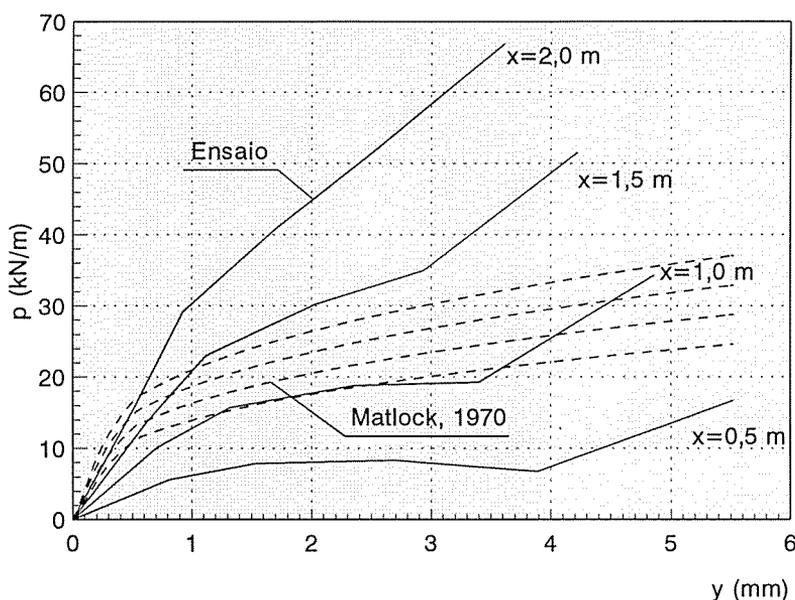


Fig. 7 – Curvas  $p$ - $y$  da estaca 4: comparação entre os resultados experimentais e as recomendações de Matlock (1970)

Refira-se que para profundidades superiores a cerca de cinco diâmetros (6 m neste caso) o método de cálculo não é sensível a variações razoáveis dos dados característicos do comportamento do solo (Portugal, 1992), pelo que a hipótese arbitrada para o comportamento mecânico do terreno em profundidade não se faz sentir nos resultados a obter<sup>1</sup>.

Na Fig. 8 encontra-se representada a comparação entre os momentos flectores experimentais e os obtidos pela aplicação do programa ESCALA nas condições anteriormente referidas. As linhas a cheio ilustram os resultados experimentais e os triângulos os resultados do cálculo.

Face ao bom acordo entre os dados experimentais e os calculados conclui-se que as curvas  $p$ - $y$  deduzidas a partir dos ensaios de carga em verdadeira grandeza constituem uma boa estimativa do comportamento mecânico dos solos em causa.

#### Estaca 4

#### Diagramas de momentos flectores (kNm)

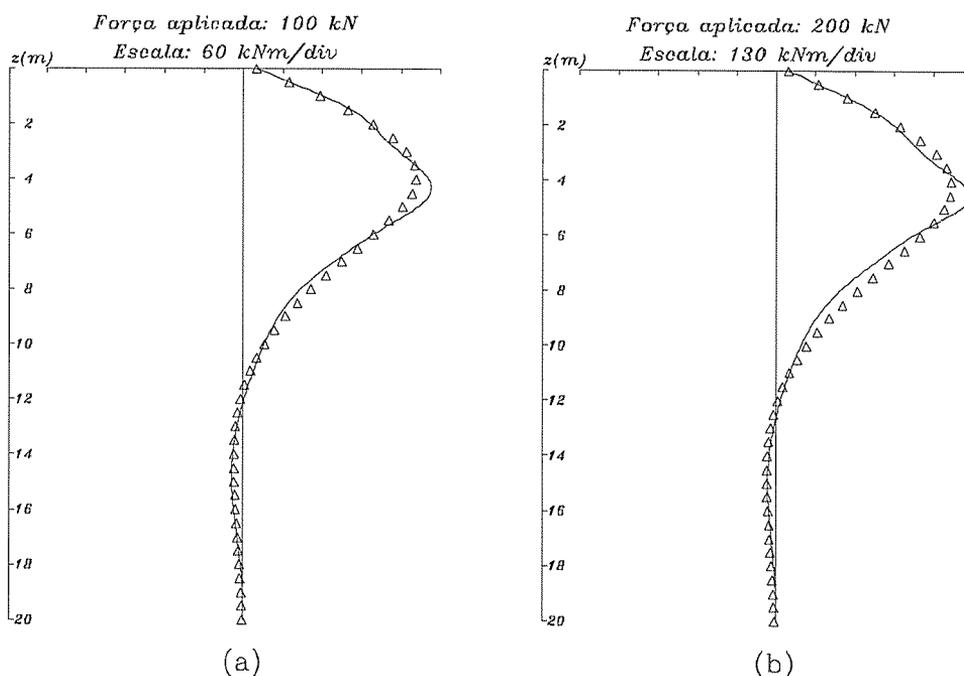


Fig. 8 – Comparação entre os diagramas de momentos flectores experimentais e calculados por "back-analysis" (adaptado de Sousa Coutinho, 1994)

(<sup>1</sup>) O valor de  $n_h$  adoptado (10 000 kN/m<sup>3</sup>) é meramente indicativo traduzindo uma ordem de grandeza estabelecida empiricamente por Reese *et al.* (1974). Neste trabalho são fornecidas recomendações relativamente aos valores de  $n_h$  a adoptar para areias submersas sujeitas a baixos níveis de deformação. Estes valores encontram-se tabelados em função da compactidade relativa das areias: Solta ( $n_h = 5400$  kN/m<sup>3</sup>); Média ( $n_h = 16\ 300$  kN/m<sup>3</sup>); Densa ( $n_h = 33\ 900$  kN/m<sup>3</sup>).

Para testar a influência do valor de  $n_h$  nos resultados obtidos por esta via efectuaram-se mais 2 cálculos. O primeiro admitindo um valor para  $n_h$  de 5400 kN/m<sup>3</sup> (limite inferior proposto por Reese para areias) e o segundo com  $n_h = 33900$  kN/m<sup>3</sup> (limite superior proposto por Reese). As diferenças encontradas em termos de deslocamento horizontal da cabeça da estaca 4 foram da ordem dos 13% no sentido do aumento ( $n_h = 5400$  kN/m<sup>3</sup>) e 29% no sentido da sua diminuição ( $n_h = 33\ 900$  kN/m<sup>3</sup>).

## 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com este estudo procurou-se averiguar a validade do método das curvas  $p-y$  para a análise do comportamento de estacas sujeitas a cargas laterais. Pretendeu-se também verificar a razoabilidade das recomendações empíricas existentes para o traçado de curvas  $p-y$ .

Da análise integrada aos resultados obtidos em 4.3 e 4.4 são de reter as seguintes considerações de índole geral:

- i) De uma maneira geral pode constatar-se o bom acordo entre os resultados experimentais e os calculados com base nas recomendações empíricas utilizadas. O método não foi sensível a variações nos parâmetros de cálculo cuja quantificação apresenta maior grau de arbitrariedade –  $\epsilon_{50}$  no caso dos lodos e  $n_h$  no caso das areias (Portugal, 1992).
- ii) Assim sendo, os procedimentos empíricos existentes para a definição das curvas  $p-y$  parecem poder ser tomados como uma estimativa fidedigna do comportamento mecânico solo/estaca, sempre que se pretenda prever a resposta de estacas a cargas laterais (deslocamentos e esforços).
- iii) A realização de ensaios de carga lateral permitiu definir curvas  $p-y$  experimentais. A validade das curvas  $p-y$  experimentais como características do comportamento mecânico integrado estaca/solo foi verificada à custa de uma análise regressiva. Da comparação destas curvas com as obtidas por procedimentos empíricos constataram-se diferenças bastante razoáveis, o que leva a supor que o método não é muito sensível a variações apreciáveis nos parâmetros de entrada.
- iv) Dadas as dificuldades inerentes a uma caracterização geotécnica adequada, a possibilidade de obter resultados satisfatórios, compatíveis com as necessidades de projecto, à custa de parâmetros de cálculo relativamente grosseiros, revela-se determinante para a aplicação prática corrente do método. Acresce a economia, eficiência, flexibilidade e rapidez patenteadas.
- v) A extensão do método à análise de grupos de estacas pode ser feita examinando a estaca isolada por meio de curvas de transferência de carga ( $p-y$ ) mas sobrepondo os efeitos da interacção das estacas vizinhas, recorrendo a formulações contínuas (método híbrido dos coeficientes de interacção (Poulos, 1980)).

## AGRADECIMENTOS

O presente trabalho faz parte de um programa de investigação desenvolvido pelo LNEC. Agradece-se ao LNEC na pessoa do seu Director a autorização para publicar este artigo e ainda à Junta Autónoma de Estradas (JAE) a autorização para a publicação dos resultados dos ensaios de carga lateral, efectuados sobre estacas de fundação da ponte sobre o rio Sado em Alcácer do Sal.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

DAVIES, T. G. E BUDHU, M. — *Non-Linear Analysis of Laterally Loaded Piles in Heavily Overconsolidated Clays*. Géotechnique 36, pp. 527-538. 1986.

- GUEDES DE MELO, F. A. — *Comportamento de Estacas e de Grupos de Estacas sob Acção de Solicitações Horizontais Estáticas*. Programa de Investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de Investigador-Coordenador, LNEC, Geotecnia. 1987.
- JAMIOLKOWSKI, M. E GARASSINO, A. — *Soil Modulus for Laterally Loaded Piles*. Proc. 9<sup>th</sup> ICSMFE, Tokyo, Specialty Session n<sup>o</sup> 10, pp. 43-58. 1977.
- MATEUS DA SILVA, J. M. — *PORTIC - Um Programa de Pórticos Planos para Microcomputadores*. Não publicado. 1990.
- MATLOCK, H. — *Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay*. Proc. 2<sup>nd</sup> Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol. 1, pp. 577-594. 1970.
- MATLOCK, H. E REESE, L. C. — *Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures*. Proc. 5<sup>th</sup> ICSMFE, Paris, Vol. 2, pp. 91-97. 1961.
- MCCLELLAND, B. E FOCHT, A. J. — *Soil Modulus for Laterally Loaded Piles*. JSMFD, ASCE, Vol. 82, n<sup>o</sup> 4, pp. 1081.1-1081.22. 1956.
- PORTUGAL, J. C. — *Análise e Dimensionamento de Estacas Sujeitas a Cargas Laterais*. Dissertação apresentada à Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Secção Autónoma de Geotecnia (Relatório LNEC 75/93 NF). 1992.
- POULOS, H. G. E DAVIS, E. H. — *Pile Foundation Analysis and Design*. John Wiley and Sons. 1980.
- REESE, L. C. E COX, W. R. — *Soil Behavior From Analysis of Tests of Uninstrumented Piles Under Lateral Loading*. Proc. Symp. on Performance of Deep Foundations, ASTM, Special Technical Publication n<sup>o</sup> 444, pp. 160-176. 1969.
- REESE, L. C.; COX, W. R. E KOOP, F. D. — *Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand*. Proc. 6<sup>th</sup> Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Paper OTC 2080, pp. 473-483. 1974.
- REESE, L. C. E WELCH, R. C. — *Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay*. JGED, ASCE, Vol. 101, n<sup>o</sup> 7, pp. 633-649. 1975.
- SOUSA COUTINHO, A. G. — Comunicação privada sobre matéria da Dissertação a apresentar ao Instituto Superior Técnico para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil. 1994.
- VARATOJO, A. P. — *Solicitações Horizontais Estáticas Aplicadas a Estacas Verticais*. Dissertação apresentada à Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Secção Autónoma de Geotecnia. 1986.
- VERRUIJT, A. E KOOIJMAN, A. P. — *Laterally Loaded Piles in a Layered Elastic Medium*. Géotechnique 39, pp. 39-46. 1989.

