

**MICROESTACAS SOB ACÇÕES AXIAIS  
ASPECTOS ESTRUTURAIS E GEOTÉCNICOS**

**MICROPILES UNDER VERTICAL LOADS  
STRUCTURAL AND GEOTECHNICAL DESIGN CONSIDERATIONS**

Vaz, Nuno, *Lisboa, Portugal, nunoqv@gmail.com*  
Santos, Jaime, *IST, Lisboa, Portugal, jaime@civil.ist.utl.pt*

**RESUMO**

Descrevem-se neste artigo vários resultados de ensaios de carga estáticos, executados em microestacas de diversas obras, que serviram para confirmar os pressupostos de projecto. São apresentados os resultados sob a forma de gráficos carga-deslocamento, bem como as características das microestacas utilizadas, incluindo as técnicas de perfuração e injeção, com o intuito de confirmar e validar os métodos semi-empíricos mais utilizados para o dimensionamento geotécnico das microestacas. São referidas também as considerações sobre o dimensionamento estrutural das microestacas dando especial ênfase ao fenómeno de encurvadura por compressão em solos de fracas características resistentes. Através do método das diferenças finitas, foram modelados diversos casos, variando os parâmetros de rigidez das microestacas e do solo envolvente, de forma a balizar o estudo do varejamento.

**ABSTRACT**

This paper describes several static load tests results, performed in micropiles of several works, which served to confirm the assumptions of the project. The results are presented with load-displacement curves and the characteristics of the micropiles, including details about drilling and injection techniques, in order to confirm and to validate the semi-empirical methods commonly used for the geotechnical design of micropiles. Structural design aspects of the micropiles are also analyzed, given special emphasis to the problem of buckling in soft soils., The finite difference method was applied to simulate several cases in which the stiffness of the micropiles and the surrounded soil was varied in order to frame the buckling's analysis.

**1. INTRODUÇÃO**

As microestacas surgiram em 1952 em Itália, para dar resposta a intervenções necessárias no âmbito de reforço de estruturas. A primeira aplicação documentada desta metodologia diz respeito ao reforço das fundações da Escola A. Angiulli, em Nápoles, realizada na década de 50 (Bruce et al., 1997). Estas microestacas tinham 13 metros de comprimento, com diâmetro de 100mm e eram constituídas por uma barra de aço central de reforço de 12mm de diâmetro. Estas microestacas foram testadas para cargas até 450kN, não tendo sido para estes valores atingida a rotura do solo circundante nem da microestaca (Figura 1). A carga de serviço adoptada para as microestacas foi de 100kN.

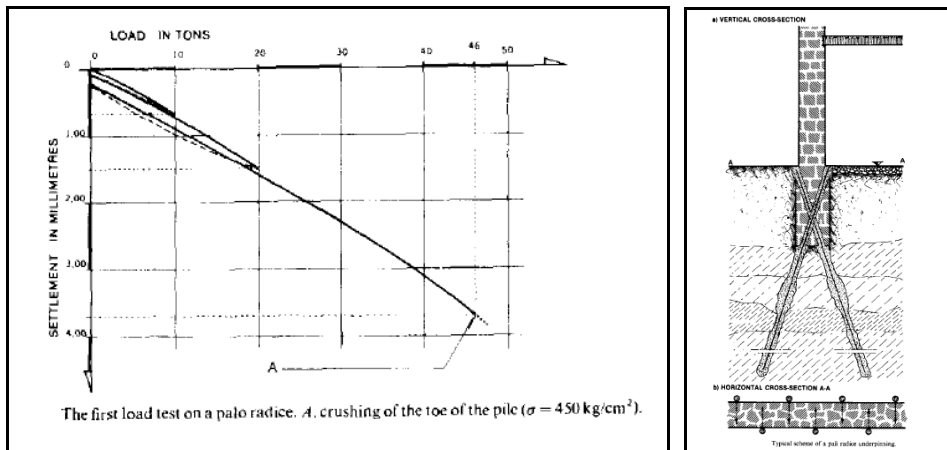


Figura 1 - Primeiro Ensaio de Carga em Microestacas (Lizzi, 1982, citado por Bruce et al., 1997)

Actualmente as microestacas têm uma grande aplicação no domínio das estruturas e geotecnia, estando associadas a projectos de fundações de edifícios ou pontes em terrenos difíceis, no reforço de fundações de estruturas existentes, no recalçamento de fundações, de cortina de contenção de terras, estabilização de taludes e túneis.

A versatilidade desta solução, compatível com qualquer tipo de terreno, ajustada a todo o tipo de solicitação e adequada com o meio urbano em geral torna-a, por isso numa intervenção específica e especializada.

## 2. CARACTERÍSTICAS DAS MICROESTACAS

As microestacas são normalmente constituídas por uma secção mista de aço/ betão, onde o aço pode ser do tipo perfil e/ou uma barra de reforço, e o betão por uma calda de cimento, ou argamassa que é selada após a introdução do elemento resistente em aço (Figura 2).

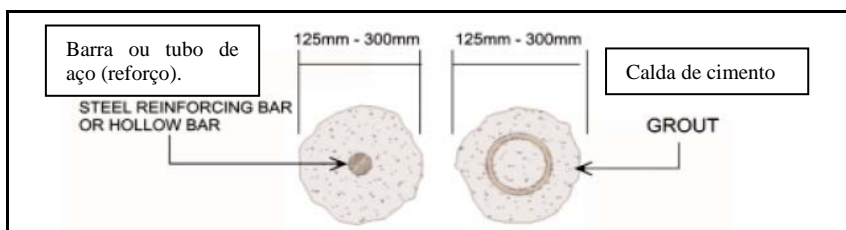


Figura 2 - Secções Tipo de Microestacas

### 2.1. Classificação das Microestacas

As microestacas podem ser classificadas de acordo com a sua metodologia de execução. Assim foram distinguidos a nível internacional e adoptados em vários códigos, 4 tipos de microestacas (FHWA, DTU13.2, Fascicule 62 titre V).

- Tipo A: A selagem é executada unicamente por gravidade. São utilizados normalmente calda de cimento ou argamassa para a execução da selagem;
- Tipo B: A selagem é feita por gravidade com calda de cimento a baixa pressão variando tipicamente entre 0,3 MPa e 1MPa;
- Tipo C: A selagem deste tipo de microestaca, também conhecido de IGU (injecção global e unitária) é composta por duas fases. A primeira, em que a calda de cimento é

selada por gravidade como nas microestacas tipo A, e a segunda fase onde é injectada calda de cimento à boca do com pressões até 1MPa.

- Tipo D: A selagem deste tipo de microestacas que também é conhecida de IRS (injecção repetitiva e selectiva) é composta igualmente por duas etapas. A primeira, em que a calda de cimento é selada por gravidade como nas microestacas tipo A, e uma segunda etapa que é conseguida com o auxílio de obturadores que são colocados em todas as válvulas-manchetes com pressões que variam normalmente entre 2 a 8 MPa.

### 3. ASPECTOS GEOTÉCNICOS

São apresentados resultados de diversos ensaios de carga à compressão em microestacas, realizados em cenários diferentes de caracterização geotécnica e metodologias de execução, entre 2004 e 2008. Por fim são projectados os valores de resistência lateral das microestacas ensaiadas e confrontados com os métodos empíricos descritos Apresenta-se um resumo com as principais características das microestacas e dos ensaios analisados (Quadros 1 e 2).

Quadro 1 – Características dos Ensaios Analisados

Local do ensaio	Tipo de terreno	Diâmetro de furação das microestacas (mm)	Comprimento das microestacas (m)	Carga máxima do ensaio (kN)
Madeira – Machico – P2N				1200
Madeira – Machico – P3N	Depósito aluvionar e Complexo Vulcânico	170	21	750
Madeira – Machico – P4N				900
Abrantes - Pego	Rocha calco-silicatada	178	21	1200
Madeira - Choupana	Depósito aluvionar e Complexo Vulcânico	250	17	1950
Lisboa – Terreiro do Paço	Aluviões e Argilas do Forno do Tijolo	178	43	520

Quadro 2 – Características das Microestacas

Obra	Tipo de microestaca	Comprimento de selagem (m)	Armadura da microestaca (N80) (mm)	Carga de serviço (kN)
Machico – P2N / P3N / P4N	D	6	114,3×9	600
Abrantes - Pego	D	14	139×10	1300
Madeira - Choupana	C	21	114,3×9 +88,9×9	950
Lisboa – Terreiro do Paço	D	5	127×8	250

Os ensaios em Machico, Pego e Terreiro do Paço foram providos de sistema de monitorização no topo da microestaca. O ensaio na Choupana foi complementado com um sistema de instrumentação ao longo do fuste da microestaca.

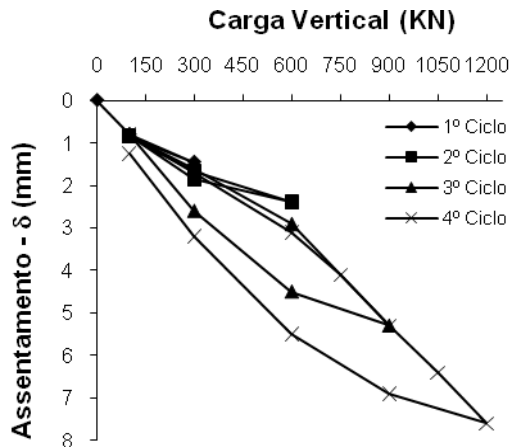
3.1. Métodos de Cálculo

Pode-se referir os seguintes métodos de cálculo mais utilizados para o dimensionamento geotécnico das microestacas:

- Método semi-empírico de Bustamante e Doix (1985) – “Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés”;
- Método semi-empírico tradicional “Pali Radice” – Lizzi (1985);
- Método proposto na norma americana: FHWA-SA-97-070 (2000);
- Método proposto na norma brasileira NBR – 6484 da ABNT;
- Método proposto na norma francesa DTU13.2 (1992)

3.2. Ensaios de Carga

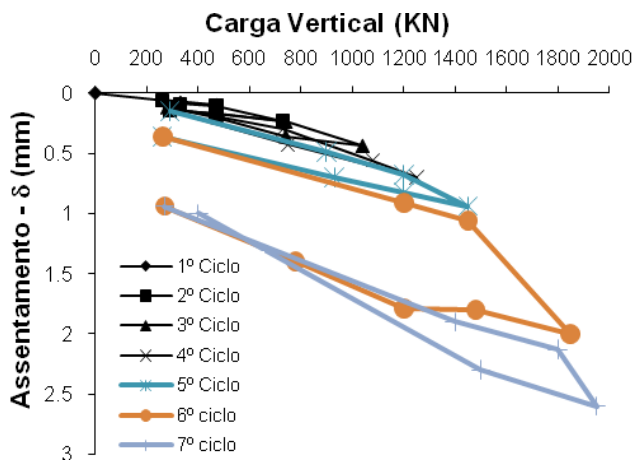
Apresentam-se de seguida os resultados dos ensaios de carga em gráficos carga-deslocamento e quadros com os valores dos deslocamentos para os vários patamares de carga.



Quadro 3 – Resultados: Ensaio Machico

Carga (kN)	Deslocamentos (mm)		
	Pilar P2N	Pilar P3N	Pilar P4N
300	1,59	1,15	1,45
600	2,41	3,27	2,39
750		4,7	-
900	6,4	-	5,3
1200		-	7,6

Figura 3 - Curva Vertical Carga Versus Deslocamento: Ensaio em Machico - P2N (OPCA)



Quadro 4: Resultados - Ensaio Choupana

Carga (kN)	Deslocamentos máximos (mm)
470	0,10
730	0,23
1040	0,44
1250	0,70
1450	0,94
1850	2,00
1950	2,60

Figura 4 - Curva Vertical Carga Versus Deslocamento: Ensaio na Choupana (GEOCIMENTA)

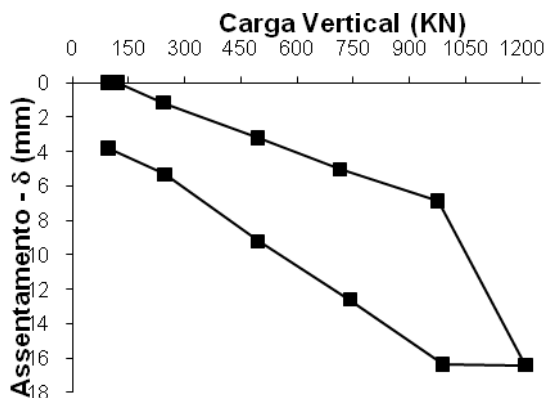


Figura 5 - Curva Vertical Carga Versus Deslocamento: Ensaio no Pego (SOPECATE)

Quadro 5 – Resultados: Ensaio Pego

Carga (kN)	Deslocamentos máximos (mm)
243	1,15
495	3,2
713	5,03
975	6,85
1200	16,4

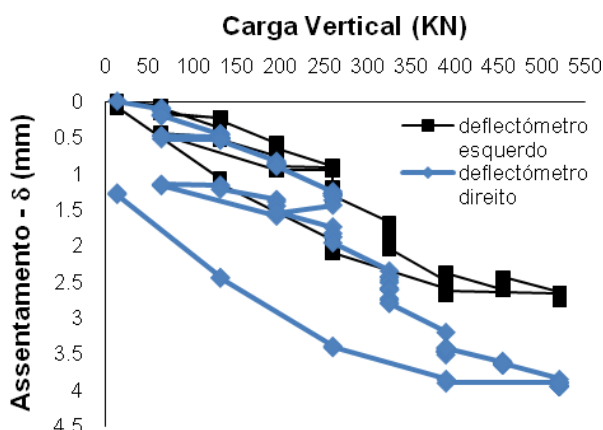


Figura 6 - Curva Vertical Carga Versus Deslocamento: Ensaio no Terreiro do Paço (SOPECATE)

Quadro 6 - Resultados: Ensaio Terreiro Paço

Carga (kN)	Deslocamentos máximos (mm)	
	Esquerda	Direita
131	0,37	0,45
260	0,89	1,25
390	2,48	3,20
520	2,65	3,95

### 3.3. Resultados Obtidos – Mobilização da Resistência ao Longo da Microestaca

Em geral a resistência lateral da microestaca é mobilizada para deslocamentos verticais na ordem de 0,5 a 1% do diâmetro da microestaca. Nestes ensaios consegue-se verificar que a resistência de ponta não foi mobilizada, sendo os valores dos deslocamentos verticais variáveis entre 1 e 4,5% o diâmetro da microestaca. De referir que para o ensaio do Pego, os resultados apresentados dizem respeito à carga de serviço (Quadro 7).

Quadro 7 - Ensaios de Carga Considerados: Resultados Obtidos

Ensaio	$Q_{\text{máx}}$ (kN)	$\delta_{\text{máx}}$ (mm)	$D_d$ (m)	$\delta_{\text{máx}}/D_d$ (%)
Machico – P2N	900	6,4	0,170	3,7
Machico – P3N	750	4,7	0,170	2,7
Machico – P4N	1200	7,6	0,170	4,5
Choupana	2000	2,6	0,250	1,0
Pego	975	6,85	0,178	3,8
Terreiro do Paço	520	3,95	0,178	2,2

Apresenta-se no Quadro 8 os valores obtidos para a resistência lateral dos ensaios analisados e a sua comparação com os métodos empíricos de dimensionamento geotécnico abordados. Nos ensaios de Machico, Pego e do Terreiro do Paço foi determinado uma resistência média tendo em consideração o deslocamento máximo obtido e a rigidez axial conjunta do aço e da calda de cimento. No ensaio na Choupana foi determinado o valor com base nas leituras efectuadas nos extensómetros posicionados ao longo da microestaca. Nos ensaios em Machico estão indicados valores para os dois tipos de solo, depósitos aluvionares e complexo vulcânico.

Quadro 8 - Ensaio de Carga Considerados: Resistências Mobilizadas ao Longo da Microestaca

Ensaio	Terreno constituinte	Medido (kPa)	Bustamante (kPa)	Pali Radice (kPa)	FHWA (kPa)	NBR – 6484 (kPa)	DTU 13.2 (kPa)
Machico – P2N	Depósitos aluvionares	>120 (*)	80-100	50-100	50-120	80-120	35-80
			350-400	200	145-385	300	>200
Machico – P3N	Complexo vulcânico	>100 (*)	80-100	50-100	50-120	80-120	35-80
			350-400	200	145-385	300	>200
Machico – P4N		>160 (*)	80-100	50-100	50-120	80-120	35-80
			350-400	200	145-385	300	>200
Choupana	Tufos	180-200	180-250	150	95-190	100	>120
Pego	Rocha calco-silicatada	>100 (*)	350-400	200	145-385	300	>200
Terreiro do Paço	Aluviões	>65 (*)	80 - 120	50-100	50-120	80	35-80

(\*) Resistência lateral média ao longo do comprimento da microestaca

Da análise da tabela, constata-se que para o ensaio na Choupana o método de Bustamante e Doix (1985) é o que melhor interpreta os resultados obtidos, tendo o valor de atrito resistente mobilizado sido da mesma ordem de grandeza. Contrariamente o método de Pali Radice é aquele que fornece os valores por defeito e muito a favor da segurança, muito provavelmente por estar associado à execução das primeiras microestacas de baixa a média capacidade de suporte.

Os ensaios de carga em Machico, Pego e Terreiro do Paço, forneceram uma estimativa da resistência lateral média ao longo da microestaca, não sendo por isso determinado exactamente a resistência lateral em cada camada de solo. A diferença dos valores nos ensaios de Machico prende-se com a carga máxima de ensaio. De referir que os valores propostos pela FHWA são da mesma ordem de grandeza que os valores de Bustamante aplicando contudo intervalos maiores para os mesmos. A aplicação deste método pressupõe um detalhado reconhecimento geológico-geotécnico para não se obter valores díspares.

#### 4. ASPECTOS ESTRUTURAIS

No dimensionamento estrutural das microestacas deverá ser dada especial ênfase aos seguintes aspectos:

- Tensão resistente do aço da armadura tubular e/ou da armadura de reforço das microestacas e respectivo factor de segurança associado;
- Corrosão da armadura;

- Verificação da resistência das microestacas ao fenómeno de encurvadura por compressão – varejamento;
- Comprimento de amarração no maciço de encabeçamento.

#### 4.1. Verificação do Estado Limite Último de Encurvadura por Flexão – Varejamento

A análise do varejamento nas microestacas é ditada pela equação diferencial de vigas sob fundação elástica sujeitas a cargas axiais:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P \frac{d^2 y}{dx^2} + K_s y = 0 \quad [1]$$

Onde:

P – carga axial na microestaca;

x – coordenada ao longo da barra;

y – deslocamento perpendicular ao eixo da viga;

$K_s$  – módulo de reacção lateral do solo;

EI – rigidez de flexão da microestaca, normalmente considerado o aço.

##### 4.1.1. Abordagem pelo Método das Diferenças Finitas

O método das diferenças finitas (MDF) constitui uma técnica numérica clássica de resolução de equações diferenciais. A solução da equação diferencial [1], envolve a determinação dos valores da carga axial P que iniciam a instabilidade da coluna.

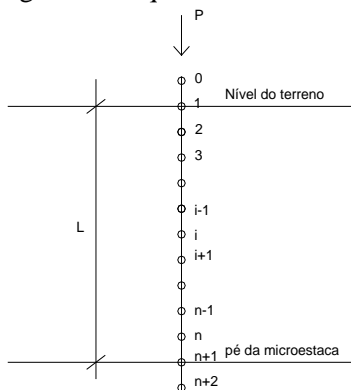


Figura 7 - Método das Diferenças Finitas – Esquema da Microestaca

Para um ponto genérico i na microestaca a equação [1], pode ser escrita do seguinte modo:

$$\frac{EI}{h^4} (\omega_{i+2} - 4\omega_{i+1} + 6\omega_i - 4\omega_{i-1} + \omega_{i-2}) + \frac{P}{h^2} (\omega_{i+1} - 2\omega_i + \omega_{i-1}) + K_s \omega = 0 \quad [2]$$

Esta equação pode ser escrita para os pontos 2 a n ao longo da microestaca e as restantes quatro equações podem ser obtidas através das condições de fronteira estáticas e cinemáticas nas duas extremidades.

Um sistema de n+2 equações é então obtido:

$$\{[D] + P[E]\} \times \{y\} = 0 \quad [3]$$

Onde:

[D] - matriz com os coeficientes das diferenças finitas, que incorpora os termos da rigidez;  
 [E] - matriz com os coeficientes das diferenças finitas; que incorpora os termos afectos à carga;  
 {y} - vector dos deslocamentos perpendiculares ao eixo da microestaca.  
 P – carga axial da estrutura

A resolução deste problema, passa por determinar os valores e vectores próprios de:  $\{-[D] \times [E]^{-1}\}$ , através do determinante nulo. O menor destes valores corresponde à carga crítica do sistema microestaca-solo.

#### 4.1.2. Casos Analisados

Foram estudadas diversas situações, através de um estudo paramétrico, variando os módulos de reacção do solo, a área e inércia das microestacas, de modo a aferir para cada caso a carga crítica da estrutura. O esforço normal na barra foi considerado constante. O solo foi considerado como meio elástico, através de molas com rigidez constante e variável em profundidade. Foram considerados três tipos de microestacas (Quadro 9). A tensão de cedência das microestacas foi considerada de 551MPa, e no cálculo da inércia, foi apenas contabilizada a respeitante ao tubo, tendo sido desprezada a pouca contribuição da calda de cimento. O módulo de elasticidade do aço foi considerado de 200GPa.

Quadro 9 – Características das Microestacas

Diâmetro externo (mm)	Espessura (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Rigidez de flexão EI - (kN.m <sup>2</sup> )	Carga de cedência (kN)	Raio de giração (m)
88,9	9,0	22,6	365,1	1244,8	0,028
114,3	9,0	29,8	831,3	1640,5	0,037
127	8,0	29,9	1083,5	1647,9	0,042

Relativamente às condições de apoio foram consideradas as seguintes situações conforme Figura 8 e Quadro 10. As microestacas foram consideradas com um comprimento de 15,0m. Foram ainda previstas mais duas situações de estudo, os casos 4 e 5, que reportam a uma eventual existência de cavidades ou ausência de solo superficial reportando a uma microestaca parcialmente embebida no terreno. Para estes casos foi feito um estudo de variação dos comprimentos sem restrição lateral (L0) (Figura 8).

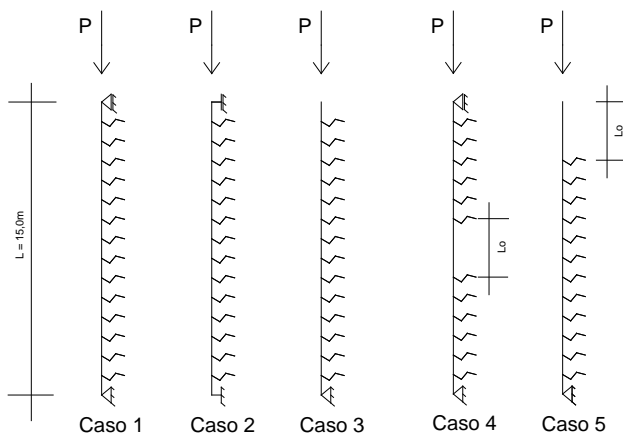


Figura 8 – Casos Estudados



Quadro 10 - Condições de Apoio

Caso	Extremidade superior	Extremidade inferior
1	Apoiada	Apoiada
2	Encastrada	Encastrada
3	Apoiada	Livre

Para todas as situações de estudo, os nós da malha foram definidos com afastamentos de 0,10m, resultando por isso num total de 153 nós e consequente numa matriz com 153 linhas e colunas.

#### 4.1.3. Resultados Obtidos

Apresentam-se de seguida os resultados obtidos dos valores do módulo de reacção mínimo, a partir do qual a encurvadura por compressão deixa de ser condicionante, para os casos estudados (Quadros 11 a 13).

Quadro 11 – Resultados Obtidos – Casos 1 a 3 - Valores dos Módulos de Reacção Constante e Variável (Crescimento Linear)

Caso	Microestacas					
	Ks <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )			nh <sub>min</sub> (kN/m <sup>3</sup> )		
	88,9*9	114,3*9	127*8	88,9*9	114,3*9	127*8
Caso 1	1500	800	500	1100	350	155
Caso 2	1450	700	350	450	140	60
Caso 3	27700	7000	3000	95000	13500	5000

Quadro 12 – Resultados Obtidos – Caso 4 – Razão entre a Carga Crítica e Carga de Cedência

Lo (m)	Pcr/(As*fy)								
	Ks = 500kN/m2			Ks = 5000kN/m2			Ks = 50000 kN/m2		
	88,9*9	114,3*9	127*8	88,9*9	114,3*9	127*8	88,9*9	114,3*9	127*8
1	0,48	0,75	0,98	1,19	1,95	2,73	2,34	4,36	6,42
2	0,34	0,59	0,81	0,66	1,25	1,87	1,00	2,13	3,36
3	0,25	0,46	0,65	0,41	0,77	1,29	0,55	1,23	2,00

Quadro 13 – Resultados Obtidos – Caso 5 – Razão entre a Carga Crítica e Carga de Cedência

Lo (m)	Pcr/(As*fy)								
	Ks = 400kN/m2			Ks = 2000kN/m2			Ks = 10000 kN/m2		
	88,9*9	114,3*9	127*8	88,9*9	114,3*9	127*8	88,9*9	114,3*9	127*8
0	0,20	0,30	0,41	0,38	0,60	0,84	0,75	1,23	1,73
0,5	0,15	0,24	0,34	0,27	0,46	0,64	0,45	0,78	1,17
1	0,10	0,17	0,24	0,15	0,28	0,41	0,21	0,42	0,64
1,5	0,06	0,12	0,18	0,09	0,18	0,28	0,12	0,25	0,40
2	0,05	0,09	0,14	0,06	0,13	0,21	0,08	0,18	0,27

Os casos 1 e 2, apresentam valores do módulo de reacção mínimo constante em profundidade, e do coeficiente de reacção mínimo variável em profundidade, a partir do qual a encurvadura deixa de ser condicionante, bastante semelhantes e em geral baixos. No caso da barra com extremidade livre, caso 3, o raio de giração da microestaca tem uma forte influência nos valores mínimos dos referidos coeficientes. No que respeita à análise dos casos 4 e 5, conclui-se que o fenómeno de encurvadura por compressão é particularmente gravoso, sendo importante a sua consideração ao nível de dimensionamento.

## 5. CONCLUSÕES

As microestacas estão actualmente bem patentes e presentes na engenharia portuguesa nas áreas das estruturas e da geotecnia. As suas aplicações abrangem um vasto campo nas fundações especiais e no melhoramento de solo. A sua execução associada a equipamentos de pequeno porte e de fácil mobilidade torna esta tecnologia competitiva e de resolução de muitos problemas de engenharia.

A instrumentação prevista para os ensaios de carga torna-se num dos factores mais preponderantes para uma correcta análise do bolbo de selagem e da evolução do esforço normal em profundidade. Se por um lado, a utilização de deflectómetros ou transdutores nos maciços de encabeçamento permite estimar com clareza um comportamento adequado para a carga de serviço prevista, tendo em conta o nível de deslocamentos alcançados no ensaio, e a eventual mobilização da resistência de ponta, por outro, não fornece qualquer informação sobre a contribuição do bolbo de selagem, nem a evolução dos esforços em profundidade, mas apenas um valor médio da resistência lateral mobilizada ao longo da microestaca. A consideração de instrumentação adicional, em profundidade, no interior da microestaca, permite, determinar a contribuição do bolbo de selagem pelo diagrama de esforço normal e deste modo estimar a resposta do terreno, através da resistência lateral na interface microestaca – terreno. Este custo adicional deve ser aferido em função de vários factores, como a importância da estrutura, o número de microestacas definitivas a executar e a confiança e o conhecimento no solo envolvente.

Determinou-se, para os casos analisados, o valor mínimo do módulo de reacção constante ( $K_s$ ) e o valor mínimo do coeficiente de reacção ( $n_h$ ) crescente em profundidade, a partir do qual fará sentido analisar o fenómeno de encurvadura por compressão das microestacas. Os valores obtidos permitiram balizar o âmbito da influência deste fenómeno no dimensionamento estrutural das microestacas. Os resultados alcançados, constataram que no caso de microestacas bi-apoiadas e bi-encastadas com restrição total do solo, apenas fará sentido estudar este fenómeno, em solos de muito fracas características resistentes. Para os casos com ausência parcial de restrição lateral do solo, quer no meio, ou no topo da microestaca, o fenómeno de encurvadura pode ser condicionante.

## AGRADECIMENTOS

Os autores desejam agradecer às empresas, LISCONCEBE, OPCA, SOPECATE e GEOCIMENTA pela colaboração e informação disponibilizada para a realização deste trabalho.

## REFERÊNCIAS

- Bruce, D. A.; A.F. DiMillio, Juran, E.G. (1997). Micropiles: The state of practice Part I: Characteristics, definitions and classifications. *Ground Improvement*. Thomas Telford, Vol. 1, No. 1, January, pp 25-35.
- Prado, R. ; Faria, L. ; Vaz, N. (2006). Utilização de microestacas em fundações de pontes na Ilha da Madeira. *X Congresso Nacional de Geotecnia*, Lisboa, pp. 1231-1238.
- Vaz, Nuno (2008). Microestacas sob acções axiais – Aspectos Estruturais e Geotécnicos. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico. *Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas*.