

Plataforma logística na Azambuja, Portugal: soluções de reforço de solos e de fundações

André Sousa ¹ e Alexandre Pinto
JETsj Geotecnia

António Levita Gonçalves, Juan Barba Moreno e Javier Moreno
Terratest

Tema: Desafios associados à melhoria e reforço de solos (VII JHPG)

RESUMO

O presente artigo diz respeito ao Projeto de Fundações para os Armazéns 1 e 2 da Plataforma Logística, em construção nas proximidades de Vila Nova da Rainha, na Azambuja (Portugal). O cálculo da estrutura e fundações foi realizado em regime de interação solo-estrutura, tendo, para tal, sido consideradas constantes elásticas, molas, nas bases dos elementos estruturais, cujos valores foram calibrados com base em resultados de ensaios de carga à escala real, realizados no local. A solução de fundações foi concebida numa combinação de estacas cravadas pré-fabricadas, para fundação indireta dos elementos estruturais, e de uma plataforma de transferência de carga sobre colunas de brita compactadas, para fundação dos pavimentos. As colunas de brita desempenham a função de elementos de melhoramento e de reforço dos solos brandos existentes no local. No âmbito do controlo de execução da obra, incluindo das deformações das soluções de fundações e de melhoramento e reforço de solos adotadas, destaca-se a realização de diversos ensaios “in-situ”, antes e durante a execução da obra.

Palavras chave: estacas cravadas, colunas brita compactadas, ensaios de carga.

1 INTRODUÇÃO

No presente artigo são descritas as soluções geotécnicas propostas para as fundações, melhoramento e reforço de solos de dois armazéns de logística, com área máxima de implantação de aproximadamente 50.434m², em construção na zona da Azambuja, em Portugal, junto à margem direita do rio Tejo, a cerca de 40km a norte de Lisboa.

A estrutura dos armazéns é composta por pilares e por vigas em estrutura de betão armado, em geral pré fabricados, e em estrutura metálica.

Tendo por base a informação geológica e geotécnica do local, foram propostas as seguintes soluções para as fundações da estrutura e dos pavimentos interiores dos armazém:

- Fundações indiretas para os pilares da superestrutura com recurso a estacas pré-fabricadas em betão armado, do tipo TERRA. Os maciços de encabeçamento das estacas foram, por sua vez, travados por vigas de fundação, dimensionadas para acomodar, além dos esforços horizontais e momentos fletores transmitidos pelos pilares, uma excentricidade accidental de até

¹ asousa@jetsj.com. Rua Julieta Ferrão, nº12, escritório 15.01, 1600-131 Lisboa, Portugal

10cm correspondente à tolerância de execução / implantação das estacas;

- Pavimentos interiores do armazém sobre terrenos brandos: laje de fundação em betão armado com fibras, sobre plataforma de transferência de carga com altura compatível com a distância entre colunas de brita compactadas e reforçada com geotêxteis de alta resistência na respetiva base. As colunas de brita foram executadas a através do sistema IMPACT da GEOPIER®, funcionando como elemento de tratamento e reforço dos solos brandos.

2 PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

No presente capítulo apresentam-se os principais condicionamentos que afetaram as soluções estudadas e adotadas.

2.1 Condicionamentos geológicos e geotécnicos

Efetou-se uma campanha de prospeção constituída por vários furos de sondagem, com a realização de ensaio SPT, bem como ensaios de penetração estática, com medição das pressões intersticiais (CPTu). Apresenta-se na Figura 1 a localização das sondagens realizadas.

Complementarmente e dada a dimensão da estrutura projetada, foram realizados ensaios de penetração dinâmica DPSH, com a localização indicada igualmente na Figura 1, com o objetivo de melhorar a caracterização geológica e geotécnica do terreno, em particular a espessura dos solos brandos, e, em consequência, de tentar otimizar a solução de fundações.

O dispositivo geológico identificado no local de intervenção assinala a ocorrência de substrato de fácies sedimentar atribuído ao Miocénico, representado pelas unidades lito-estratigráfica denominadas de Camadas de Vila Nova da Rainha e Complexos Detríticos de Ota Camarnal (M) e pelos Depósitos de Terraço-Quaternário, do Plio-Plistocénico (Q). À superfície existem, com geometria irregular, depósitos aluvionares (a) e de

aterro (At) de génese contemporânea, de espessura variável e sem aptidão para as funções de fundação.



Figura 1. Localização das sondagens

Os horizontes geológicos e geotécnicos detetados para cada um dos armazéns obrigaram a que as inclusões no solo, estacas e colunas de brita, atingissem o substrato datado do Miocénico. No caso do Armazém 1 (localizado a Norte), identificou-se o substrato datado do Miocénico a profundidades variáveis entre 2 a 10m, enquanto no Armazém 2 o mesmo substrato foi observado a profundidades variáveis entre 10 a 20m. Esta situação poderá ser explicada pela interseção de linhas de água de orientação sensivelmente perpendicular à bacia do rio Tejo, localizada a Sul – Nascente da obra.

2.2 Outros condicionamentos

Um dos principais condicionamentos das soluções adotadas relacionava-se com a necessidade de colocar em exploração, com a maior celeridade possível, ambos os armazéns de logística.

As soluções adotadas de estacas cravadas e de tratamento e reforço com colunas de brita compactadas permitiam a otimização do tempo de execução e, em consequência, o prazo da obra.

3 SOLUÇÕES DE REFORÇO DOS SOLOS DE FUNDAÇÃO DE PAVIMENTOS

Tendo por base a informação geotécnica, bem como os requisitos de valores limite de assentamentos estabelecidos para a exploração dos armazéns, concluiu-se que a melhor solução técnica e económica para o melhoramento dos terrenos sob a laje do pavimento seria o recurso a colunas de brita compactadas.

Foi assim estudada e adotada uma solução de colunas de brita dispostas numa malha quadrada de $2,8 \times 2,8 \text{ m}^2$ e $3,1 \times 3,1 \text{ m}^2$ em toda a área de fundação do pavimento interior, desde que se encontrasse localizada sobre os materiais aluvionares brandos, considerando uma sobrecarga de utilização de 50 kN/m^2 .

As colunas de brita compactadas são constituídas através da aplicação de energia de impacto vertical direto permitindo compactar eficazmente camadas sucessivas de brita. A ação de impacto vertical também incrementa a tensão radial, permitindo o melhoramento do terreno que confina lateralmente as colunas. Quando necessário, as colunas poderão ser injetadas com calda de cimento. A Figura 2 mostra o processo de execução das colunas de brita compactadas utilizando o sistema IMPACT® da Geopier.

Os principais aspectos para os quais a solução foi adotada estão listados abaixo:

- **Geologia:** Como o terreno dispunha de grande variabilidade geológica, em particular a espessura muito variável dos materiais aluvionares, a seleção de uma solução de reforço e de melhoramento do terreno era uma condição fundamental para a uniformização da rigidez do terreno de fundação e, em consequência, para um eficaz controlo dos assentamentos diferenciais das diferentes zonas dos armazéns. Para contrariar este desafio, do ponto de vista concetual, foram tomadas as seguintes medidas:
 - Utilização de diferentes malhas de colunas de brita, em função da capacidade geotécnica de cada zona, garantindo-se sempre que a base das colunas repousava sobre terrenos com adequada capacidade de carga.

- Tendo por referência o descrito no ponto anterior, execução das colunas até atingir o critério de nega, correspondente à situação em que a aplicação da força de “pull down” do equipamento e do vibrador, determine que o avanço não ultrapasse os 2,5 cm por 10 segundos.

- **Controlo dos assentamentos:** o tratamento e reforço do terreno através das colunas de brita compactadas permitiu um incremento da rigidez do terreno e, em consequência, um eficaz controlo dos assentamentos, ajustando-se aos requisitos de exploração dos armazéns: 30mm de assentamento máximo.



Figura 2. Representação gráfica do processo de execução das colunas de brita compactada.

Destaca-se o facto das colunas de brita compactadas poderem ser mais eficientes do ponto de vista do incremento da rigidez, em relação às colunas de brita tradicionais, pois permitem a obtenção de módulos de deformabilidade da ordem de 1,3 a 2,5 superiores. Esta diferença é justificada pela metodologia de execução utilizada, compactação por camadas, e pelo mecanismo de interação com o terreno confinante, conforme esquematizado na Figura 3.

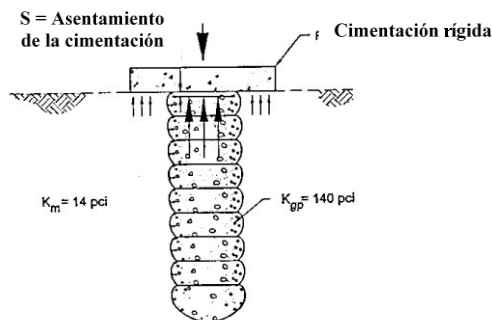


Figura 3. Mecanismo de interação coluna - terreno

Em relação ao tratamento e reforço do terreno com recurso a colunas de brita compactadas, podem ainda ser destacados os seguintes pontos:

- Bom comportamento na distribuição e acomodação das tensões sob a plataforma de transferência de carga: por serem elementos de brita compactada, semi-rígidos, permitem a uniformização da rigidez do terreno de fundação e instalação à superfície de pavimentos de betão de 15 a 17 cm de espessura, armados com fibras.
- Controlo dos assentamentos totais: a melhoria do terreno através das colunas de brita compactada permite um aumento da capacidade de carga e um excelente controlo dos assentamentos, ajustando-se aos requisitos de assentamentos máximos não superiores a 30mm.
- Controlo dos assentamentos diferenciais e compatibilidade com a solução de fundação indireta dos elementos estruturais: o tratamento do terreno por meio de colunas de brita compactada induz um aumento no módulo de deformabilidade composto do solo tratado. Isso implica indiretamente um melhor confinamento horizontal e, em consequência, um melhor comportamento das estacas pré-fabricadas cravadas executadas para as fundações dos elementos estruturais dos armazéns, permitindo a otimização das seções das estacas e das respetivas armaduras, incluindo no que diz respeito às ações e à deformabilidade horizontal das soluções.
- Desempenho: a técnica de colunas de brita compactadas permite a execução de 200 a 260 ml/dia por equipa e turno, permitindo

cumprir as elevadas exigências estabelecidas em termos de prazo para a execução da empreitada.

3.1 Conceção e dimensionamento

Inicialmente foi realizado um dimensionamento do tratamento e reforço do terreno por meio de um modelo elástico, seguindo a metodologia do módulo composto, indicada na Figura 4 (1), e baseado nos ensaios DPSH e SPT, realizados no âmbito estudo geológico e geotécnico inicial.

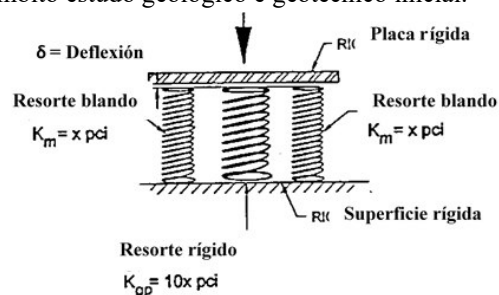


Figura 4. Analogia com o conceito de Design Spring.

Durante a execução das colunas em obra e, sobretudo quando não era atingida a profundidade estimada em fase de projeto, foi necessário rever o modelo inicial de estimativa de assentamentos e desenvolver outro modelo, baseado na teoria da pré-consolidação, utilizando os resultados dos ensaios CPTu e dos ensaios edométricos.

Durante a elaboração do modelo de assentamentos de acordo com a teoria da pré-consolidação e contrastando os valores de C_{ec} e C_{er} obtidos através dos ensaios edométricos e dos ensaios CPTu, concluiu-se que os ensaios de CPTu forneciam parâmetros bastante mais realistas, em comparação com os obtidos através dos ensaios edométricos. Esta situação poderá ser explicada, fundamentalmente, pela maior representatividade dos ensaios CPTu, em comparação os ensaios edométricos, muito condicionados pela qualidade da respetiva amostragem.

Em complemento, refere-se que os parâmetros obtidos através dos ensaios CPTu, foram ainda calibrados com base nos resultados dos ensaios de

carga realizados em obra, permitido, assim, respeitar o critério de assentamento máximo dos pavimentos interiores, em fase de exploração, não superiores a 30 mm.

3.2 Controlo de qualidade e de execução

No âmbito do controlo de qualidade e de execução das colunas de brita compactadas, incluindo a confirmação dos valores dos parâmetros estimados em fase de projeto, podem ser destacados dois tipos de ensaios:

- Ensaio de carga estática vertical:** foram realizados um total de 30 ensaios de carga estática vertical na cabeça das colunas, com carga máxima até 150% da carga de serviço, a fim de validar a e deformabilidade das colunas de brita compactada, modulo de rigidez e de modulo de deformação, conforme ilustrado na Figura 5 e na Figura 6.

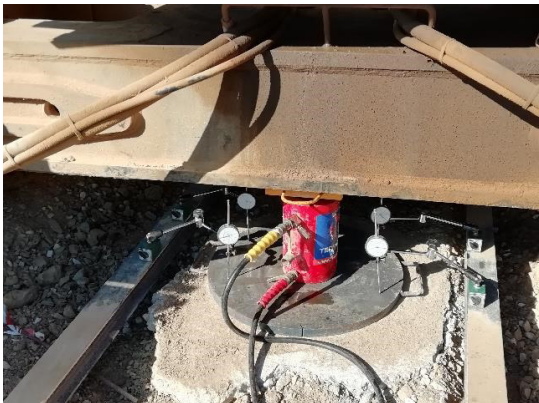


Figura 5. Vista de um dos ensaios de carga estática vertical.

Na Figura 6 é apresentado um quadro-resumo, onde são indicados os principais resultados obtidos. Os valores obtidos são muito superiores aos estimados em fase de projeto (cerca de 150%), o que confirma a qualidade da solução de reforço e tratamento implementada.

ENSAIOS DE MÓDULO - COLUNAS IMPACT®			
ZONA	Nº COLUNA	MÓDULO DE RIGIDEZ (K _s)	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO (E _s)
		MN/m³	Mpa
1B	21D	156.00	429.28
	33F	143.00	393.74
	48G	157.00	431.49
	60F	78.00	215.64
1C	11W	145.00	399.38
	21P	201.00	552.18
	33S	92.00	254.28
	48U	82.00	226.49
2B	13B	78.00	215.75
	20I	113.00	310.27
	28L	95.00	262.58
	37G	96.00	263.90
1D	10-Q	90.00	247.60
	11-D	110.00	302.42
	19-K	85.00	233.05
	19-S	104.00	284.92
1F	11-J	87.00	238.76
	16-F	82.00	225.63
	17-I	112.00	309.35
	20-C'	123.00	338.36
2F	7-M	82.00	224.42
	17-O	149.00	410.34
	41-R	150.00	413.59
	58-U	121.00	331.66
2D	37-F	115.00	317.56
	50-F	78.00	213.33
	54-Q	79.00	216.87
	R22	89.00	244.48
2C	W39	203.00	559.56
	O46	79.00	217.54
	M61	83.00	228.97
	T23	197.00	542.87
2A	F34	87.00	240.41
	S53	185.00	509.18
	B67	90.00	247.52
Média		114.74	315.81
Desenho		76.00	250.00

Figura 6. Quadro resumo com os valores do módulo de rigidez e o módulo de deformabilidade.

- Ensaio carga de longa duração:** foram realizados dois ensaios através de aterros experimentais, à escala real, com duração de aproximadamente 3 meses, até 200% da carga de serviço, a fim de avaliar o desempenho da solução a médio e longo prazo, conforme ilustrado na Figura 7.



Figura 7. Vista de um dos aterros experimentais.

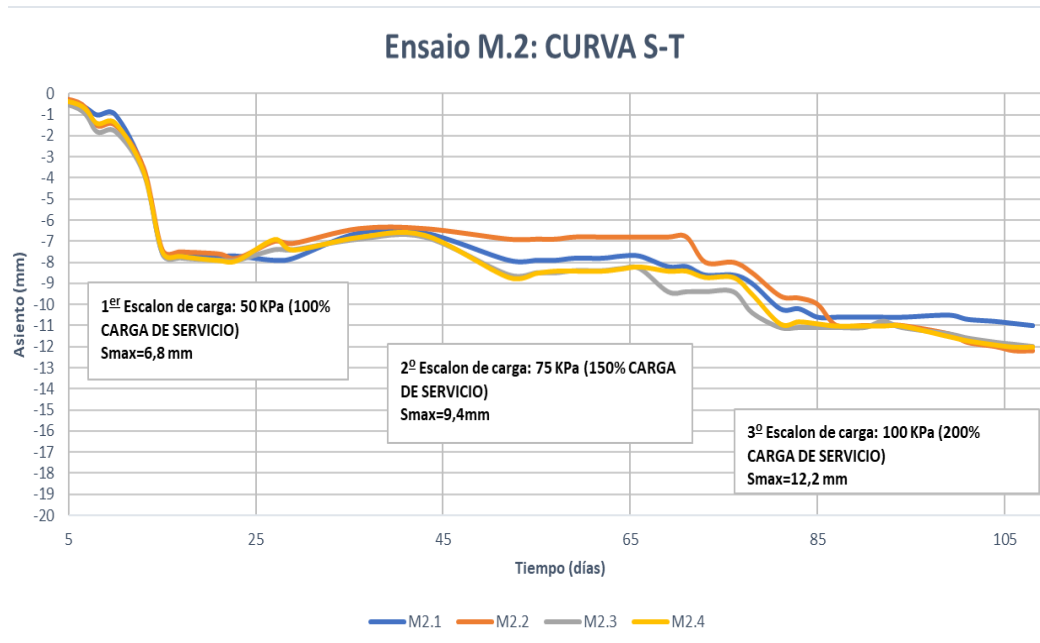


Figura 8. Gráfico dos ensaios realizados, em escala linear, onde pode ser observada a evolução dos assentamentos ao longo do ensaio.

Os resultados obtidos nos dois ensaios de longa duração, indicados na Figura 8, foram muito semelhantes. O assentamento total máximo após a estabilização do último patamar de carga foi de cerca de 13 mm, valor muito inferior ao estimado em fase de projeto, permitindo antecipar um bom comportamento da solução a médio a longo prazo, incluindo a ausência de eventuais fenómenos de fluência.

4 SOLUÇÕES DE FUNDAÇÕES DAS ESTRUTURAS DOS EDIFÍCIOS

Tendo por base o dispositivo geológico e geotécnico e o valor e amplitude das cargas a transmitir pelos elementos estruturais, pilares e paredes, às respetivas fundações, foi estudada e executada uma solução de fundações indiretas por estacas pré-fabricadas em betão armado para as fundações dos dois armazéns.

As estacas pré-fabricadas foram dimensionadas e executadas para acomodar esforços de compressão verticais no seu topo que determinam tensões de compressão no betão de até cerca de 15MPa, equivalente a 30% do valor característico, situação compatível com o bom desempenho nas fases de cravação e de exploração.

As cargas máximas que cada estaca poderá acomodar são limitadas, não só pela sua capacidade estrutural, mas também pelo comportamento do terreno que confina e que se localiza na base da estaca.

Neste enquadramento foi estudada e adotada uma solução com recurso a estacas pré-fabricadas tipo TERRA®, executadas sob os pilares e paredes, correspondente a seções T-235 e T-270, cujos valores máximos das cargas axiais, em condições de serviço, rondam os 850kN e 1120kN, respetivamente. Como já referido, esta solução apresentou ainda uma boa compatibilidade com a solução de tratamento e reforço do terreno de fundação dos pavimentos interiores, permitindo, em consequência, minimizar a mobilização de assentamentos diferenciais.

4.1 Conceção e dimensionamento

As estacas cravadas foram pré-fabricadas, correspondendo à Classe 1, conforme normas europeias em vigor (5), dispondo de seções quadradas 235 x 235 mm (T-235) e 270x270 (T-270), com áreas efetivas de 567,6cm² e 746,6cm², respetivamente. Estas foram fabricadas de acordo com o Sistema de Qualidade EN ISO 9001:2008. No caso em que se recorre a juntas, utilizou-se uma junta tipo ABB, patenteada e experimentada, que garante a continuidade das características de resistência da estaca e que possui a classificação máxima de acordo com a norma NP EN 12794 (Classe A).

Na produção do betão foi adotado cimento tipo EN 197-1 CEM I 52,5 N/SR-3, EN 197-1 CEM I 52,5 R/SR-3, II/A-V 52,5 N/SRC, ou II/A-V 52,5 R/SRC, com resistência mínima aos 28 dias de 52,5MPa.

As estacas foram pré-fabricadas com betão com resistência característica aos 28 dias não inferior a 50MPa, com teor mínimo de cimento superior a 350 kg/m³, relação água/cimento inferior a 0,45 e uma penetração de água sob pressão máxima inferior a 30 mm e média inferior a 20 mm.

Todas as estacas foram armadas em todo o seu comprimento com varões de aço nervurado do tipo A500NR SD, com limite elástico de 500MPa, considerando 4Ø16mm, dispostos nos cantos de cada estaca. Foram igualmente consideradas armaduras de cintagem Ø8mm de diâmetro com afastamento máximo de 11cm e 9,8cm para as estacas T-235 e T270, respetivamente, com exceção das zonas de extremidade, em que o afastamento entre cintas foi mais apertado. O recobrimento nominal mínimo das armaduras foi de 30 mm.

Determinaram-se as cargas estruturais máximas de compressão em serviço tomando como referência o definido no Código Técnico de Construção no Documento Básico de Segurança Estrutural de Fundações (Tabela 5.1), no Guia de Fundações em Obras Rodoviárias (Tabela 5.5) e no ROM 0,5-05 (Tabela 3.5.6), dado por:

$$Q_{TOPE} = Q_{MÁX} = \sigma \cdot A$$

em que:

Q_{TOPE} carga máxima no coroamento da estaca

σ 0,30 · f_{ck}

A área da secção transversal

f_{ck} resistência característica do betão (*)

(*) Medido em provete cilíndrico standard de 15x30cm

Analizou-se a capacidade das estacas para acomodar esforços combinados axiais e momentos fletores, através do programa Fagus 5, o qual permite implementar com todo o rigor os requisitos do Eurocódigo 2 – EC2 (3) para a obtenção das curvas de interação. Para cada valor de carga axial de cálculo, foi fixado o momento fletor último a que a seção correspondente deveria resistir.

O dimensionamento das estacas efetuou-se com a seção quadrada orientada em diferentes direções para contemplar qualquer excentricidade que pudesse induzir esforços de flexão (flexão composta desviada) e as curvas de dimensionamento tiveram em consideração a situação mais desfavorável.

Considerando a quantidade mínima de armadura transversal, o passo da hélice ou a separação entre cintas maior ou ligeiramente menor do que 0,75d, a resistência última ao esforço transversal foi estimada, considerando as estacas destas seções (T-235 e T-270) como peças sem armadura de corte em zonas fissuradas por flexão, conforme estipulado no EC2 (3).

A carga máxima a que pode ser submetida cada estaca foi limitada não só pela sua capacidade estrutural, aferida em conformidade que o postulado em cima, mas também pelo comportamento do terreno que acomoda as solicitações transmitidas pela própria estaca. Este foi avaliado com base num apertado controlo de qualidade e de execução, conforme descrito no próximo subcapítulo.

Dada a natureza agressiva do processo de cravação, ocorreram problemas pontuais na cravação de algumas estacas que obrigaram a revisão da solução sendo que, nessas estacas, não foi possível verificar o critério de nega, pelo que as mesmas foram devidamente substituídas.

4.2 Controlo de qualidade e de execução

Como ferramenta de controlo de qualidade e de execução, destaca-se a realização de ensaios dinâmicos de carga do tipo P.D.A. numa amostra representativa das estacas de fundação, com o objetivo de validação das cargas a acomodar pelas estacas e da respetiva integridade estrutural.

O CTE, GCOC e ROM permitem aplicar aos resultados destes ensaios, coeficientes de segurança iguais ou inferiores a 2, respeitando indiretamente o espírito do Eurocódigo nº7 - EC7 (4), no que se refere à possibilidade de redução dos coeficientes parciais de segurança como contrapartida à execução de ensaios de carga nas estacas.

A análise dinâmica realizada com o A.H.P. (P.D.A) foi fundamental para validar e complementar a informação geológica e geotécnica inicialmente disponível, permitindo validar, em tempo útil, todos os pressupostos considerados na fase de cálculo associados à real capacidade de carga das estacas (2).

Como consequência dos ensaios realizados, foi possível quantificar os parâmetros de resistência unitária por fuste e por ponta nas diferentes camadas de terreno atravessadas pelas estacas. Os ensaios realizaram-se em estacas de secções T-235 e T-270, cravadas a profundidades variáveis de 8.20 e 20.20 metros.

Com base nas informações obtidas com o “Pile Driving Analyzer” (P.D.A.), onde se identificou uma zona de resistências médias a uma profundidade entre 4.30 e 14.00 m, com valores de resistência unitária no fuste inferiores a 9 T/m². Numa zona inferior, foram observadas características resistentes superiores, junto à cota da base das estacas. Os valores unitários de resistência por fuste nessa zona podem variar entre 13.80 e 31.90 T / m². No que respeita à resistência unitária por ponta registaram-se valores entre 398.40 e 1684.40 T/m². Tendo em conta estes valores unitários, obteve-se uma resistência total mobilizada pelas estacas que se situa entre 95 e 209 toneladas, para as estacas de secção T-235, e entre 248 e 264 toneladas para as estacas de secção T-270, com a contribuição das parcelas de atrito e de ponta. Estas estimativas deverão ter em conta que em alguns casos, devido à natureza não destrutiva dos

ensaios, os valores de resistência mobilizados nos ensaios poderão ser conservativos, inferiores aos reais.

No que respeita à integridade das estacas, ressalva-se que nenhum dos registos medidos apresentaram reflexões anómalas ao longo do fuste, pelo que podemos considerar que as estacas ficaram estruturalmente integras.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As soluções de fundações e de tratamento e reforço de solos adotadas permitiram, com base nos resultados dos ensaios realizados no âmbito do controlo de qualidade e de execução em obra, antecipar um bom desempenho das fundações em fase de exploração, em particular no que se refere ao controlo de assentamentos totais e diferenciais. As soluções adotadas, além da compatibilização e da potenciação de sinergias técnicas entre si, permitiram ainda respeitar os prazos e o orçamento da obra.

Por último, sublinha-se a importância dos ensaios realizados no âmbito controlo de qualidade de execução deste tipo de obras, ferramentas fundamentais para a gestão do risco geotécnico e económico das mesmas obras.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono de Obra a autorização para a redação e apresentação do presente artigo.

BIBLIOGRAFÍA

- (1) Li Salas, J.A., Justo, J.L., Serrano, A. 1981. *Geotecnia y Cimientos II*. Editorial Rueda, Madrid.
- (2) Likins G. y Rausche F., “Correlation of CAPWAP with Static Load Tests”, 7th International Conference on the Application of Stresswave Theory to Piles 2004;
- (3) Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão Armado;
- (4) Eurocódigo 7 – Projeto de Estruturas Geotécnicas;
- (5) NP EN 12699 - Estacas instaladas com deslocamento do terreno.

Reforço de Fundações de Ponte Centenária

O caso Ponte da Praia

Ricardo Justiniano¹
JETsj Geotécnia

Alexandre Pinto
JETsj Geotécnia

Mario Felizardo
Extrato S.A.

Tema: Fundações Indiretas; Melhoramento de Solos

RESUMO

O presente artigo é referente ao reforço de fundação dos pilares P4 e P5 de uma ponte Centenária, localizada em Ponte da Praia, Portugal. A Ponte da Praia é constituída por pilares mistos de alvenaria e de betão armado, construída em duas fases, 1887 e 1974, com tabuleiro rodoviário e ferroviário. Toda a intervenção foi executada com a ponte em pleno funcionamento. Face à evidência de assentamento dos pilares P4 e P5, fundados em bancos de areia/ cascalheira, e à necessidade de preparar a ponte para cargas de serviço superiores, desenvolveu-se uma solução de fundações indiretas e de consolidação dos terrenos superficiais. As fundações indiretas foram materializadas com recurso a microestacas cravadas a seco, do tipo TRM 170X12.5mm, reforçadas interiormente por microestacas tradicionais N-80 114.3x12.5mm, com bolbos de selagem no maciço rochoso Hercínico Metamórfico. O conjunto por tubos de microestacas era constituído por elementos verticais e por elementos sub-verticais. As microestacas foram solidarizadas aos pilares por via de vigas de recalçamento em betão armado, com barras de costura pré-esforçadas, executadas abaixo do nível freático com recurso a ensecadeira metálica travada por escoras contra os pilares.

Relativamente ao reforço superficial dos terrenos, procedeu-se à execução de tampão de fundo, em betão pobre (para execução dos trabalhos abaixo do nível freático, e complementados pela colocação de tapetes de enrocamento, devidamente aterrados, de modo a prevenir o arrastamento de finos e travar o processo de descalçamento dos pilares existentes.

Toda a intervenção foi acompanhada por um plano de instrumentação e observação, com leituras diárias e semanais, dos alvos colocados nos pilares interessados.

Palabras clave: Microestacas Cravadas; Recalçamento; Melhoramento de solo.

1 INTRODUÇÃO

O presente artigo descreve as soluções de reforço de fundação e de melhoramento de solos, desenvolvida no âmbito da reabilitação da Ponte da Praia, localizada na Linha da Beira Baixa, Pk +118+860, no âmbito dos assentamentos verificados e da necessidade de reforçar a ponte e respetivas fundações, para cargas superiores.

A Ponte foi construída inicialmente em 1887 e ampliada em 1974 com construção de novos tabuleiros em betão armado e a execução de um novo tabuleiro adjacente ao existente. Nas figuras 1 e 2 é possível identificar a implantação da obra.

¹ rjustiniano@jetsj.com

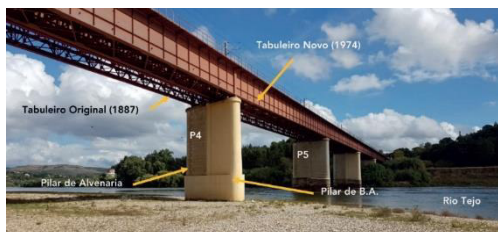


Figura 1. Ponte da Praia – Pilares P4 e P5.



Figura 2. Ponte da Praia - Implantação.

2 CONDICIONAMENTOS

2.1 Condicionamentos Geológicos Geotécnicos

De acordo com o relatório geológico geotécnico, a área em estudo interessa a Formação Gnaisso-Migmatítica, datada do Precâmbrico (P), caracterizada por gnaisses e migmatitos muito fraturados. Este complexo é sobreposto por aluviões pertencentes ao vale do rio Tejo, com cerca de 30m de profundidade, constituídos por areias de grão médio a fino. Verificou-se em obra que as aluviões apresentavam uma muito baixa coesão, sensíveis a qualquer perturbação do terreno.

Na figura 3 é apresentado um excerto da Carta Geológica de Portugal na zona de intervenção.

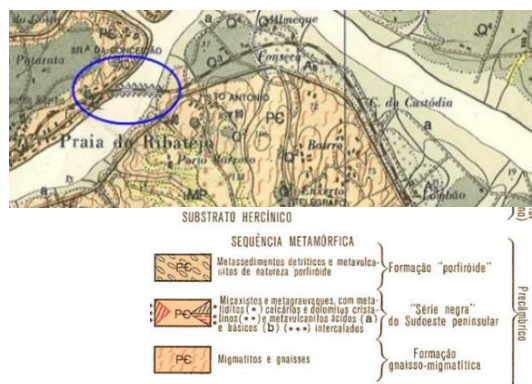


Figura 3. C. G. de Portugal, folha 27-D Abrantes.

O dimensionamento da solução de reforço de fundação teve em conta os fenómenos de liquefação dos solos arenosos durante a ação sísmica. A liquefação ocorre quando as tensões de corte induzidas no solo excedem um determinado valor limite e a partir do qual se geram pressões intersticiais importantes, reduzindo muito significativamente a rigidez e a resistência dos estratos superficiais arenosos.

Nas figuras 4 e 5 são apresentados os cenários geológicos geotécnicos dos dois pilares intervencionados, onde os estratos correspondem, respetivamente,

- i) At, a2 e a6 a areias com $N_{spt} < 20$,
- ii) a5 a areias consolidadas com $N_{spt} > 30$
- iii) a7 a cascalheiras com $N_{spt} = 60$.

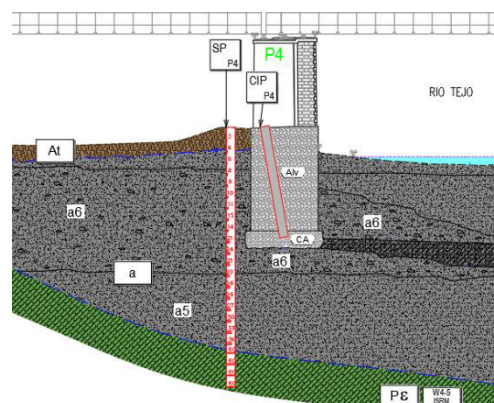


Figura 4. Sondagem junto ao Pilar P4.

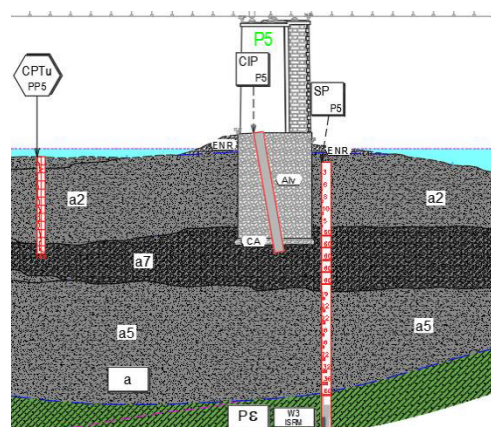


Figura 5. Sondagem junto ao Pilar P5.

2.2 Condicionamentos Hidráulicos

Para efeito de dimensionamento e considerando as campanhas de prospeção hidrológicas realizadas, estimou-se uma cota máxima do nível freático durante a intervenção correspondente a +14,0m.

No entanto, a montante da ponte existe em funcionamento um conjunto de Estações Elevatórias, em particular a EH Tramagal, cujas descargas afetam significativamente o nível da água real. Verificou-se alguns condicionamentos das plataformas de trabalho devido à incerteza da cota da água. Pontualmente, foi necessário reforçar as plataformas de trabalho, conforme figura 6 e 7.



Figura 6. Construção de Plataforma de trabalho.



Figura 7. Trabalhos de reperfilamento do fundo da plataforma de trabalho.

2.3 Condicionamentos Relativos a Intervenções Anteriores

A intervenção de reforço das fundações dos pilares P4 e P5 de Ponte da Praia foi alvo de trabalhos anteriores, com soluções de i) estacas moldadas no terreno em betão armado, revestido com tubo metálico perdido (2010) e ii) microestacas tradicionais (2014). Nas duas soluções, verificou-se uma grande sensibilidade dos terrenos arenosos, sob carga dos pilares, a qualquer perturbação. Todas as intervenções foram realizadas com instrumentação durante a execução de estacas ou microestacas, verificando-se assentamentos dos pilares na ordem dos 20mm a 40mm por cada microestaca e ou estaca respetivamente.

Estas soluções anteriormente testadas, junto aos pilares, condicionaram a posição possível das microestacas cravadas, assim como os esforços nas vigas de recalçamento. Na figura 8 é apresentada a solução inicial (2010).

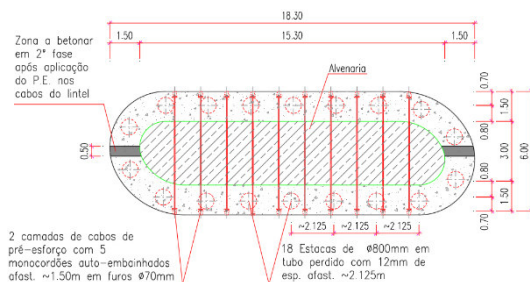


Figura 8. Solução inicial em estacas diâmetro 800mm (2010).

3 SOLUÇÃO DE REFORÇO E CONSOLIDAÇÃO DE FUNDAÇÃO

Conforme referido no capítulo 2, anteriormente à intervenção final (2020), um conjunto de soluções de reforço de fundação (em estacas moldada e microestacas tradicionais) dos pilares P4 e P5 já tinha sido executado sem sucesso, comprovado pela elevada sensibilidade das areias, em particular abaixo da cota de fundação dos pilares, a qualquer perturbação dos terrenos. O insucesso das referidas soluções advém do elevado deslocamento dos pilares associado à execução de uma estaca e

ou microestaca, o que inviabilizava a execução da totalidade da solução. As soluções com recurso a estacas moldadas e ou microestacas tradicionais, apresentavam deslocamentos verticais e para fora do plano dos pilares que não eram comportáveis com o comportamento e dimensionamento dos tabuleiros metálicos da Ponte.

Foram ainda ponderadas soluções de melhoramento de solo com recurso a jet grouting, no entanto, essa solução apresentava algumas incertezas, em particular:

1. Impacto nas areias sensíveis do jet grouting, executado a pressões elevadas (>40 bar);
2. Problemas de execução relacionados com o atravessamento de camadas de cascalheira;
3. Problemas de erosão das colunas devido ao arrastamento de partículas, pela ação da água no Rio Tejo;

A solução de reforço de fundação que melhor respondeu ao cenário geológico geotécnico foi o recurso a microestacas cravadas, descrito no capítulo seguinte.

3.1 Soluções de Reforço de Fundações

A solução para o reforço e consolidação das fundações dos pilares P4 e P5, fundados originalmente em areias/ cascalheiras, passou pela execução de microestacas cravadas do tipo TRM 170x12,5mm, em ferro fundido dúctil, com cerca de 40m de comprimento, com nega no maciço rochoso, complementadas pela execução de microestacas tradicionais 114.3x12.5 pelo interior da microestaca cravada, dispostas de bolbos de selagem no maciço rochoso.

Verificou-se em fase de obra, que a vibração devido ao processo de cravação da microestaca TRM, não era significativa quando comparado com a vibração induzida pela passagem do comboio, devido, sobretudo, à elevada frequência do martelo utilizado na cravação das microestacas.

A solução das microestacas cravadas tem a vantagem de a execução não requer extração de solo, funcionando como um melhoramento de solo. Por outro lado, uma vez que as microestacas cravadas apresentam diâmetros de 170mm, a perturbação

dos terrenos aquando da cravação é significativamente menor quando comparado com a execução de elementos de grande diâmetro (figura 9).



Figura 9. Execução de microestaca cravada junto ao Pilar P5.

Por outro lado, as microestacas cravadas apresentam rendimentos de execução bastante elevados, quando executados em solos compatíveis com a cravação, podendo atingir 300 ml/ dia.

De igual modo, é uma execução relativamente simples, requerendo poucos operadores e ocupando pouco espaço em obra, sendo igualmente compatível com o reduzido pé direito existente sob o tabuleiro.

De modo a resolver os problemas de resistência, associados aos fenómenos de encurvadura dos elementos metálicos, no âmbito do fenómeno de liquefação parcial das areias durante a ação sísmica, considerou-se um reforço da secção com a execução pelo interior da microestaca cravada de tubos microestacas tradicionais N-80 114.3x12,5, com bolbo de selagem localizados abaixo da microestaca cravada (figura 10).

O dimensionamento das microestacas teve em atenção o Eurocódigo 3 e a EN14199, referente a execução de microestacas. O bolbo de selagem das microestacas foi calculado de acordo com o método de Bustamante e Doix.

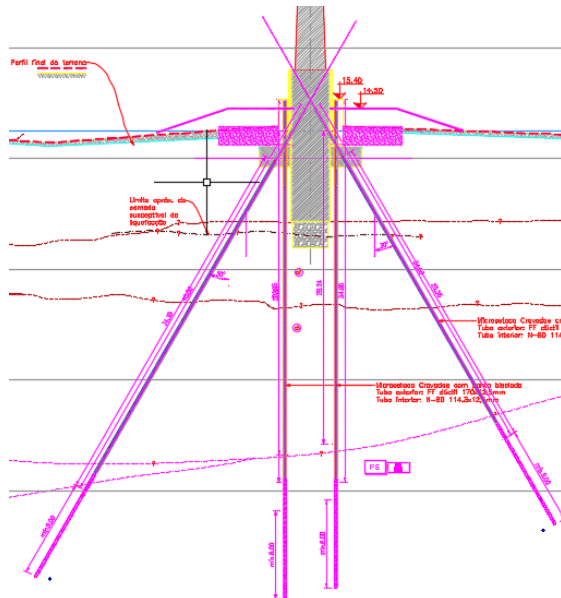


Figura 10. Microestacas cravadas até ao maciço rochoso, complementadas pelo interior com microestacas tradicionais com bolbo de selagem localizado abaixo das microestacas cravadas.

As microestacas são solidarizadas no topo por



Figura 11. Chapa de Topo Microestacas.

Conforme anteriormente referido, o conjunto de microestacas foi posteriormente ligado às vigas de recalçamento, que permitem transmitir as cargas dos pilares para as microestacas, por meio do atrito entre pilar/ viga e pelas barras de pré-esforço de costura à estrutura existente, conforme figuras 12 e 13.

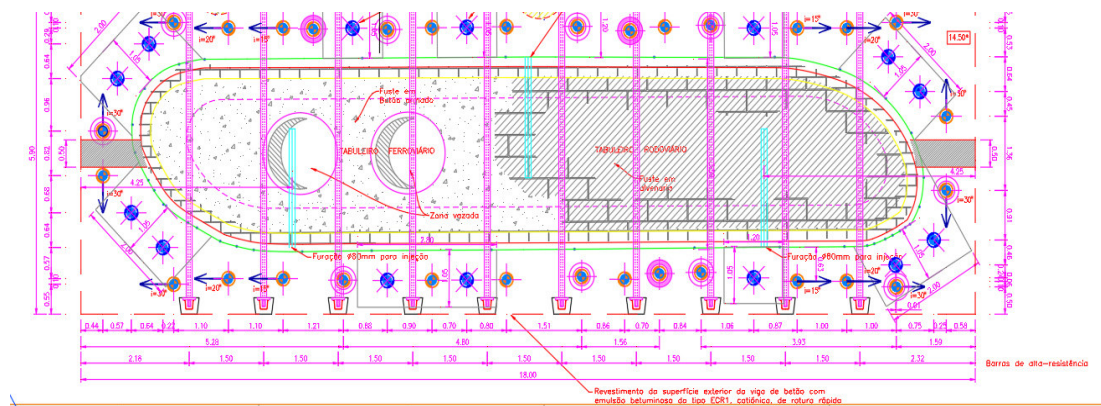


Figura 12. Planta das vigas de Recalçamento.

uma chapa metálica, soldada em obra, funcionando a microestaca cravada e a microestaca tradicional, em conjunto, à compressão e funcionando apenas a microestaca tradicional à tração. Isto deve-se à não soldadura da chapa de topo ao ferro fundido dúctil. (figura 11).

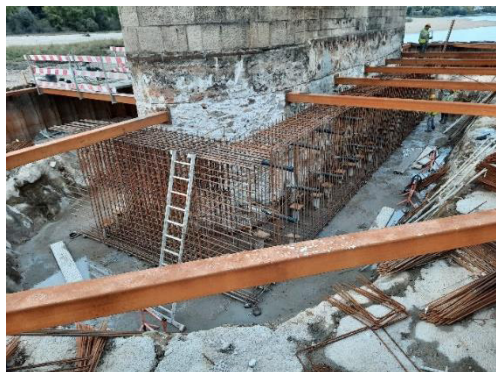


Figura 13. Vigas de Recalçamento.

A solução desenvolvida permitiu controlar os assentamentos e as deformações dos pilares intervençionados, salvaguardando a segurança da obra em todas as fases dos trabalhos.

3.2 Soluções de Consolidação

Complementarmente às soluções de reforço de fundações, e no intuito de melhorar o comportamento dos terrenos na envolvente dos pilares, em particular, evitar a perda de finos resultante do arastamento das areias em torno dos pilares, foram instalados tapetes de enrocamento, executados no âmbito da intervenção, como ilustrado na figura 14, devidamente aterrados.

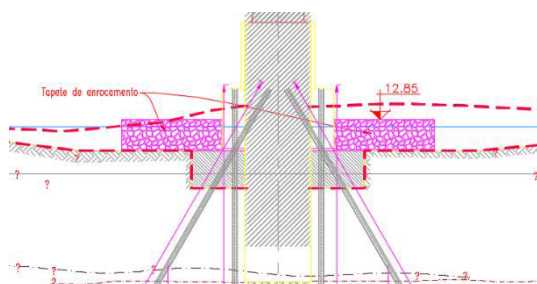


Figura 14. Tapetes de Enrocamento.

Como complemento foi ainda considerado o efeito de um tampão de fundo, executado no âmbito dos trabalhos a serem executados, realizado abaixo da cota do nível freático.

3.3 Execução abaixo do Nível Freático

Face à necessidade de executar as vigas de recalçamento abaixo da cota do nível freático, foi desenvolvida uma solução com ensecadeira metálica provisória, reaproveitável do P5 para o P4. No âmbito da execução, foi considerado um conjunto adicional de microestacas par dar apoio vertical à ensecadeira. (figura 15)

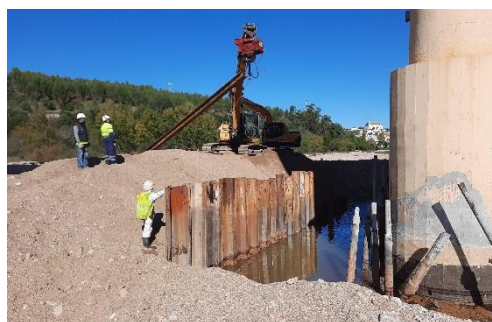


Figura 15. Execução de ensecadeira.

A plataforma de trabalho para a execução das vigas de recalçamento é constituída por um tampão de fundo, a título definitivo, em betão pobre, verticalmente apoiado em microestacas e no pilar. O tampão de fundo é executado previamente à bombagem da água, conforme figura 16. De modo a reduzir o atrito ensecadeira- tampão, foi considerada uma tela de deslizamento. A ensecadeira é travada no topo por vigas de distribuição e escoras metálicas, ligadas ao pilar (figura 17 e 18).



Figura 16. Betonagem do tampão de fundo.



Figura 17. Vista do interior da enseadeira.



Figura 18. Vista dos travamentos da enseadeira.

4 INSTRUMENTAÇÃO

No âmbito da empreitada, em cada pilar intervençionado foram instalados 8 alvos topográficos (4 por face), e procedeu-se a um acompanhamento diário dos trabalhos.

Em particular, durante a execução das microestacas cravadas, foram realizadas leituras a cada 5m de cravação, de modo a compreender a evolução dos assentamentos durante o processo de cravação das microestacas. Verificou-se que até ser atingida a cota de fundação dos pilares, a execução das microestacas cravadas não tinha impacto no comportamento do pilar, tanto ao nível de assentamento como ao nível de deformações para fora do plano.

A partir do momento que a cravação avançava abaixo da cota de fundação do pilar, verificou-se um progressivo assentamento, que, em média, correspondeu a 4mm por microestaca cravada. Este resultado, ainda que significativamente melhor do que o resultado com outro tipo de soluções, requereu o alteamento do tabuleiro, para correção das cotas do mesmo.

Na figura 19 é apresentado o resultado da deformação ao fim da execução de 10 microestacas cravadas, tendo-se verificado um assentamento total de 40mm.

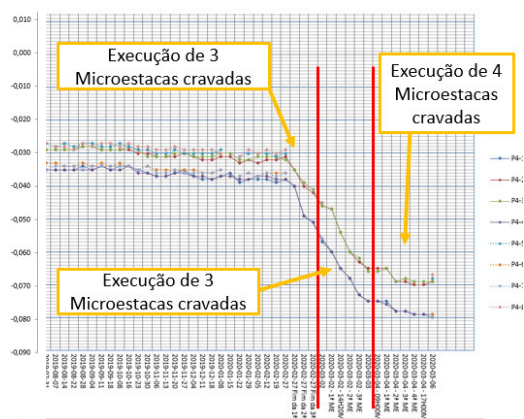


Figura 19. Assentamentos dos pilares associados à execução das microestacas cravadas.

Relativamente à instalação dos tubos das microestacas tradicionais, pelo interior das microestacas cravadas, verificou-se que a execução das mesmas, incluindo dos bolbos de selagem no maciço rochoso, não tiveram impacto ao nível de assentamentos ou deformações dos pilares.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Sublinha-se a importância da sintonia permanente entre Empreiteiro, Dono de Obra e Projetista, face aos condicionamentos que este tipo de trabalhos encerra, alguns dos quais apenas são passíveis de ser detetados em fase de obra, em particular o comportamento entre os pilares e as areias aluvionares, determinando a necessidade de ajuste das soluções de projeto.

De igual modo constata-se a importância de dispor de planos de instrumentação e observação ativos, que devem ser usados como ferramentas de apoio ao projeto e à obra, como meio de verificar, em tempo útil, o comportamento das estruturas e dos terrenos evolventes.

Por fim, salienta-se a versatilidade da solução com recurso a microestacas do tipo TRM, com pouca perturbação dos terrenos, associada a uma capacidade relevante para cargas verticais, e grandes rendimentos de execução.

AGRADECIMIENTOS

Os autores agradecem à empresa Infraestruturas de Portugal, S.A, Dono de Obra e Fiscalização, a autorização para a redação e publicação do presente artigo, bem como de todas as empresas intervenientes.

BIBLIOGRAFÍA

NP EN 1990 2009. Bases para o projeto de estruturas. European Committee for Standardization.

NP EN 1993-1-1 2010. Projeto de estruturas de aço. Regras gerais e regras para edifícios. European Committee for Standardization.

NP EN 1997-1 2010. Projeto geotécnico. Regras gerais. European Committee for Standardization.

NP EN 1998-1-1 2010. Projeto de estruturas para resistência aos sismos: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. European Committee for Standardization.

EN14199. 2003, Execution of special geotechnical Works - Micropiles, European Committee for Standardization.