

# **SOLUÇÕES GEOTÉCNICAS APLICADAS NO EDIFÍCIO DO TERMINAL DE CRUZEIROS DE LEIXÕES**

## **GEOTECHNICAL SOLUTIONS FOR THE LEIXÕES CRUISE TERMINAL**

Manuel Neves, *JetSJ Geotecnia, Lda.*, Lisboa, Portugal, [mneves@jetsj.pt](mailto:mneves@jetsj.pt)

Alexandre Pinto, *JetSJ Geotecnia, Lda.*, Lisboa, Portugal, [apinto@jetsj.pt](mailto:apinto@jetsj.pt)

João Vaz, *DIMSTRUT - Engenharia de Estruturas, Lda.*, Lisboa, Portugal, [joao.vaz@dimstrut.pt](mailto:joao.vaz@dimstrut.pt)

Miguel Pimentel, *OPWAY Engenharia, SA.*, Lisboa, Portugal, [miguel.pimentel@opway.pt](mailto:miguel.pimentel@opway.pt)

Alberto Gonçalves, *OPWAY Engenharia, SA.*, Lisboa, Portugal, [alberto.goncalves@opway.pt](mailto:alberto.goncalves@opway.pt)

### **RESUMO**

No presente artigo são descritos os principais critérios de concepção e de execução adoptados nas soluções de contenção provisória, ensecadeira e fundações especiais, associados aos trabalhos de escavação e fundações, relacionados com o Edifício do novo Terminal de Cruzeiros e Pólo de Mar da Universidade do Porto, localizado na zona Sul do Porto de Leixões, em Matosinhos, Portugal. Tendo em conta os principais condicionalismos existentes, designadamente: a necessidade de executar uma escavação com uma altura máxima de cerca de 6m dentro do actual Porto, o recinto de escavação encontrar-se sujeito às acções das marés, a necessidade de preservar a integridade do molhe existente e do cais acostável, existentes no limite do recinto de escavação, assim como as condições geológicas e de vizinhança, verificou-se a necessidade de recorrer a vários tipos distintos de soluções de contenção: estacas prancha, painéis de CSM e Cortina de injeções de calda de cimento. As soluções de fundações incluíram o recurso a estacas moldadas em betão armado e a microestacas metálicas. O artigo é finalizado com um balanço das principais vantagens, em particular técnicas, ambientais e económicas, bem como das principais limitações, das soluções adoptadas.

### **ABSTRACT**

The aim of this paper is to present the main design and execution criteria related with the solutions adopted for the excavation and temporary retaining structures, as well as for the foundations of the new Cruise Terminal which will integrate the Sea Department of the Oporto University (UPTEC), located in the southern area of the Leixões Port, in Matosinhos. The main constraints of this particular project were the need to perform an excavation with a maximum height of 6 m within the existing Port and subject to tidal action, while preserving the structural integrity of the existing pier at the edge of the excavation area, and taking into account also the geology and vicinity restrictions. Three distinct types of solutions were implemented: sheet piles, Cutter Soil Mixing (CSM) panels and cement grout injections in order to assure the necessary water tightness conditions. For the foundations solutions, reinforced concrete bored piles and micropiles were adopted.

### **1 - INTRODUÇÃO**

Na sequência de trabalhos anteriores (Pinto et al, 2010) são apresentadas as soluções propostas para os trabalhos de escavação, contenção provisória e ensecadeira e fundações especiais, associadas à construção do futuro Terminal de Cruzeiros de Leixões (zona assinalada na Figura 1). A intervenção, englobou várias soluções de contenção, consoante as restrições existentes in situ.

A estrutura de contenção de terras dimensionada apresenta um desenvolvimento linear de cerca de 305 metros, permitindo uma escavação com uma altura média de cerca de 5.00m, propondo-se, por razões de maior facilidade construtiva, a realização de uma solução constituída por painéis de solo-cimento, executados ao abrigo da tecnologia de "Cutter Soil Mixing" – CSM (Wheeler, 2009 e Simon, 2009), armados com perfis metálicos IPE ou perfis tubulares do tipo N80 (API 5A), complementados, numa dada extensão, por uma cortina de injeções de calda de cimento, utilizando um sistema de injeção IRS, e encimadas por vigas de coroamento em betão armado, onde apoiavam escoras de travamento da contenção. Para as fundações indirectas recorreram-se a estacas de betão armado, moldadas no terreno, e a microestacas metálicas de secção tubular.



Figura 1. Localização e fotografia aérea do local de obra e montagem do aspecto final do Edifício.

## 2 - PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

### 2.1 - Condicionamentos de Natureza Geológica, Geotécnica e Hidrológica

No que se refere ao cenário geológico e geotécnico do local (Figura 2), o mesmo era inicialmente constituído por terrenos atribuídos ao Complexo Xisto-Grauváquico, recobertos por depósitos aluvionares, que posteriormente foram dragados. Estes depósitos eram constituídos por siltes lodosos muito moles de cor escura a negra, com estreitos níveis arenosos intercalados.

À data do início dos trabalhos a zona da intervenção havia sido dragada para remoção dos materiais aluvionares e encontrava-se aterrada até cerca da cota +5.00 com materiais de aterro de natureza arenosa, constituídos por solos residuais de granito seleccionados, colocado directamente sobre o maciço rochoso.

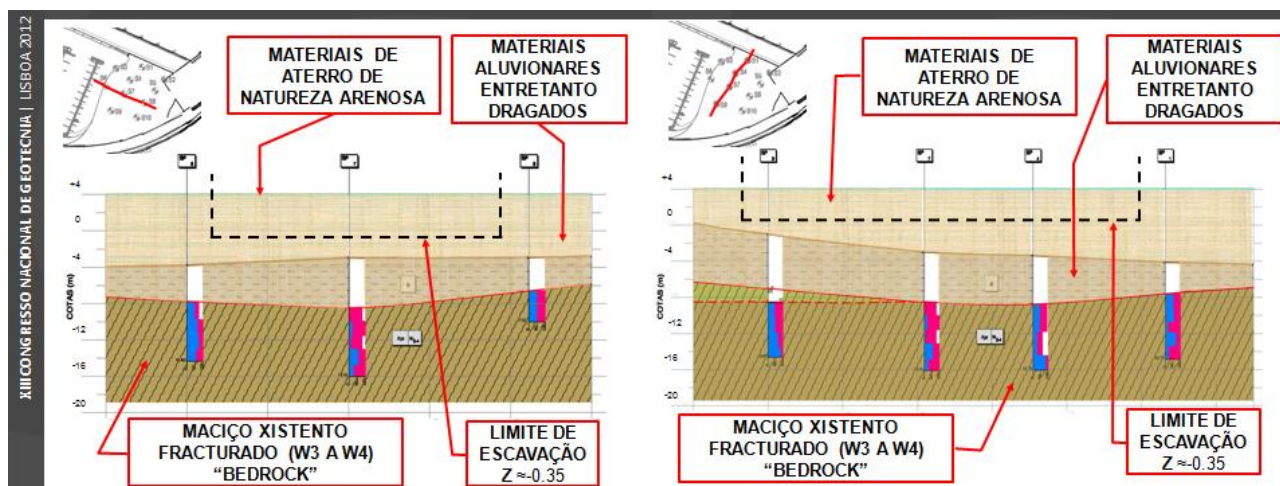


Figura 2. Perfis geológicos da obra.

O maciço xistento é constituído por xistos metamórficos micáceos, de cor cinza acastanhada, mediana (W3) a muito alterados (W4), com fracturas próximas a muito próximas (F4-5) que em profundidade evoluem quase sempre para medianamente afastadas (F3).

Para além das duas unidades litoestratigráficas acima descritas surgiam ainda os materiais de enrocamento, cujas pedras naturais se dividiam em 3 categorias:

- As de 1.<sup>a</sup> categoria com um peso máximo de 2 toneladas e um peso médio de 800 quilogramas.
- As de 2.<sup>a</sup> categoria com um peso compreendido de 2 a 8 toneladas, e um peso médio de 3 toneladas.
- As de 3.<sup>a</sup> categoria com um peso superior a 8 toneladas e, em média, um mínimo de 13 toneladas.

Realça-se que, uma vez que a cortina periférica intersectava, numa extensão de cerca de 100 m, a zona de enrocamento, a solução de contenção teve de ser adaptada a essa realidade.

No Quadro 1 descrevem-se os valores estimados para os principais parâmetros adoptados nos cálculos efectuados, para os diferentes materiais:

Quadro 1. Parâmetros geomecânicos dos materiais intersectados.				
Parâmetros	Unidades	Aterro seleccionado	Enrocamento	Xisto
		ZG1	ZG2	ZG3
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	16	22	20
E	[kN/m <sup>2</sup> ]	15000	60000	120000
c'	[kN/m <sup>2</sup> ]	5	10	100
$\phi'$	[°]	20	25	50

Por último, destaca-se que o nível da água variava de forma determinante com a cota da maré, entre os 4.00 m (Preia-Mar) e os -0.24 m (Baixa-Mar).

## 2.2 - Condicionamentos Relativos a Condições de Vizinhaça

A área abrangida pela contenção periférica possuía, à partida, dois importantes condicionamentos de vizinhaça (Figura 3):

- A laje do cais acostável, fundada em estacas, localizada a Nascente da zona da intervenção;
- O passadiço e o molhe, localizados a Sul do recinto da intervenção.

A exiguidade de espaço para implantação da obra, impôs igualmente um rigoroso controlo geométrico para a disposição dos diferentes elementos.



Figura 3. Fotografias do local de obra.

## 3 - SOLUÇÕES ADOPTADAS

### 3.1 - Contenção Periférica/Ensecadeira

A solução de contenção periférica preconizada e executada englobou três soluções distintas (Figura 4).

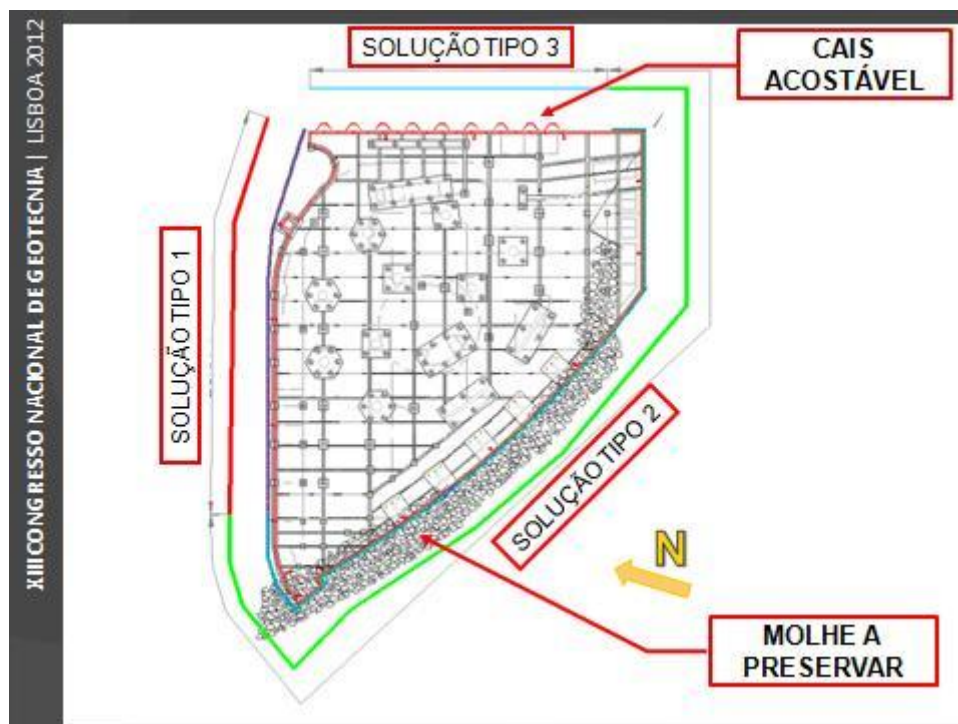


Figura 4. Planta esquemática com a distribuição espacial das soluções de contenção preconizadas.

- Solução Tipo 1:

Esta solução (Figura 5) consistiu, no essencial, na execução de uma parede de contenção constituída por painéis de solo-cimento, realizados a partir da superfície, antes de qualquer trabalho de escavação, com recurso à tecnologia de Cutter Soil Mixing (CSM) (Pinto et al 2011). Na execução da parede em painéis de solo-cimento foram adoptados painéis com secção em planta de 2,40 x 0,55 m<sup>2</sup>, com uma sobreposição mínima em planta de 0,20 m e uma ficha mínima de 1,00 m no maciço xistente, de forma a garantir o efeito de ensecadeira do recinto de escavação.

Os painéis CSM foram dimensionados para virem a dispor de uma resistência à compressão na rotura com valor não inferior a 4,0 MPa, armados verticalmente com perfis em aço laminado, cujas secções transversais, ajustadas aos esforços a que se encontram submetidos, foram do tipo IPE330 (NP EN 10025-2: S275JR). Os perfis metálicos distavam de cerca de 0,55 m entre si, ficando localizados a meio dos painéis de CSM, com o eixo da alma orientado na perpendicular à escavação, e apresentavam alternadamente um comprimento compatível com o encastramento mínimo de 1,00 m no "Bed-Rock" e um comprimento compatível com uma ficha de 2,00 m abaixo da cota final de escavação (-0,35 m), aproximadamente 6,00 m.

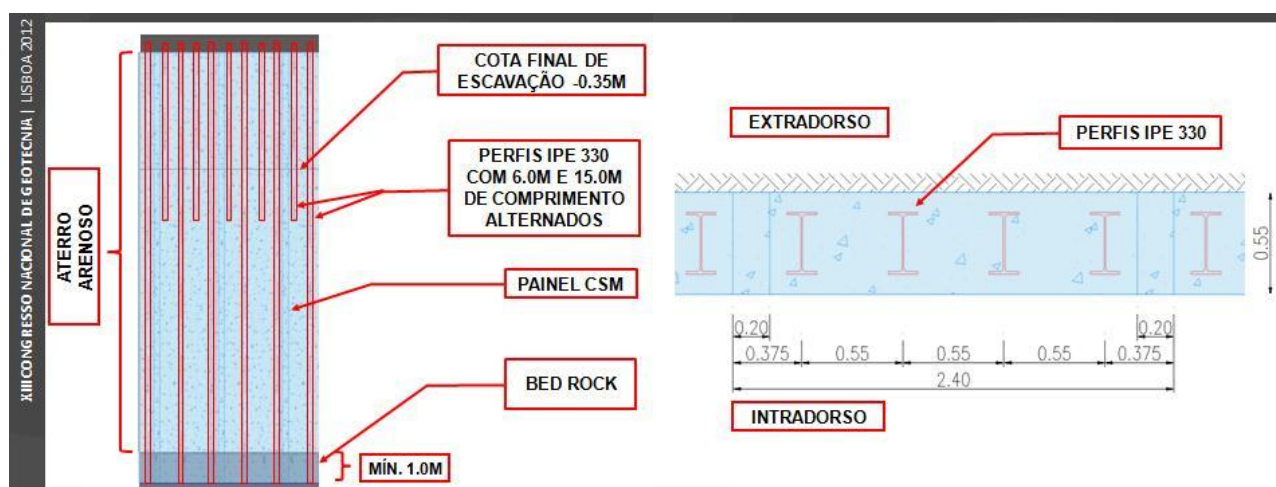


Figura 5. Solução adoptada tipo 1.

A parede de contenção, formada pelos painéis e pelos perfis verticais, foi, por sua vez, encabeçada por uma viga de coroamento em betão armado.



Chama-se ainda a atenção para o facto de grande parte desta zona da cortina ter de ser demolida posteriormente à execução do edifício, uma vez que a parede de CSM não será incluída na sua estrutura final. Como tal, a demolição dos painéis e o corte dos respectivos perfis metálicos de reforço deverá ser efectuada durante os períodos de baixa-mar e apenas após a execução da estrutura do edifício acima da laje do piso 0.

Esta zona da cortina foi concebida para ser autoportante face às acções horizontais actuantes dispensando o recurso a escoramentos provisórios. Consequentemente, preconizou-se que esta estrutura fosse executada com um afastamento mínimo de cerca de 1,0 m relativamente à futura parede definitiva do edifício.

- Solução Tipo 2:

A solução tipo 2 foi aplicada no alçado Sul, onde a contenção intersectava o molhe existente. Neste caso, previu-se uma alteração no faseamento construtivo e na profundidade da contenção periférica em CSM, que se desenvolveu apenas nos primeiros cerca de 6,50 m, correspondente à profundidade da pré-escavação para substituição do enrocamento por aterro arenoso.

Nesta situação, os perfis metálicos colocados no interior dos painéis de CSM foram microestacas de coroa circular espaçadas igualmente de 1,10 m, em aço de alta resistência ( $f_{syd} > 560$  MPa), com perfis N80 Ø114,3 x 9,0 mm (API 5A), com furação Ømin=6" (15 cm), por forma a permitir a materialização de uma cortina de injeções de calda de cimento através da tecnologia IRS (injecção repetitiva selectiva), recorrendo a obturador duplo e válvulas anti-retorno.

Estes perfis metálicos encontravam-se intercalados com tubos metálicos TM, que não apresentam função estrutural, e que serviram somente para assegurar a continuidade da cortina de injeção de calda de cimento abaixo do final da cortina de CSM, na zona de enrocamento mais miúdo, de forma a garantir o efeito de cortina e de ensecadeira da solução (Figura 6).

Esta solução foi desenvolvida com base na premissa que os materiais de enrocamento abaixo a cortina de CSM possuem uma matriz que possibilita a retenção da calda de cimento e consequente materialização do efeito de ensecadeira ao longo desta zona, uma vez que a estas profundidades a influência das marés no arrastamento de finos é reduzida.

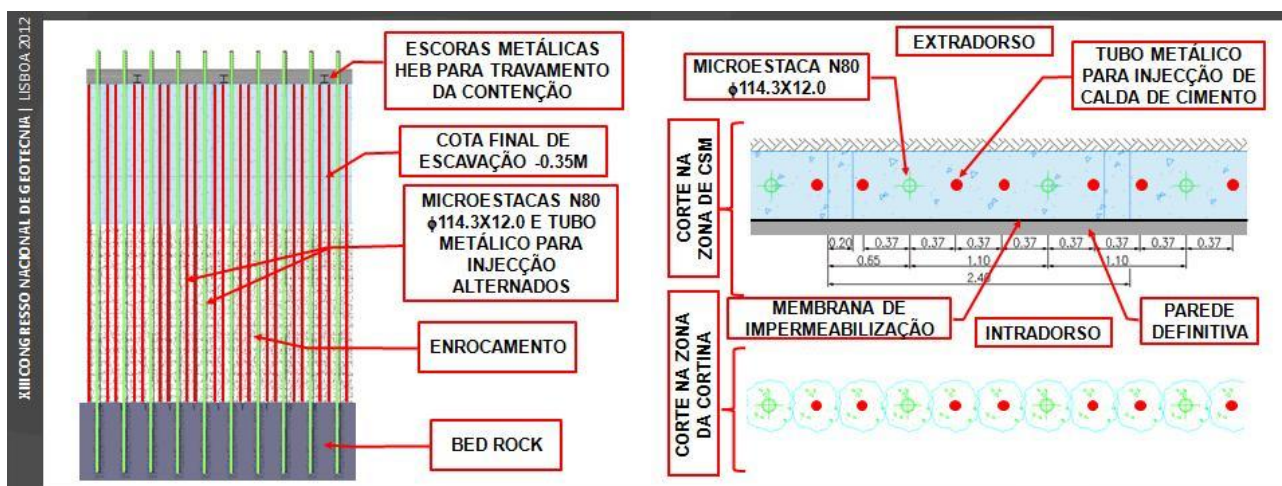


Figura 6. Solução adoptada tipo 2.

O travamento horizontal da cortina nesta zona será materializado de três formas distintas: com recurso a perfis metálicos do tipo HEB; por intermédio de pregagens a executar na estrutura do molhe a conservar ou recorrendo a uma solução mais tradicional do tipo "homem morto" (Figura 7).

Esta multiplicidade de soluções resulta das limitações geométricas existentes no recinto de obra, que impõe que a contenção provisória se localize, num determinado desenvolvimento, paralela ao molhe e, numa outra zona, bastante afastada deste.

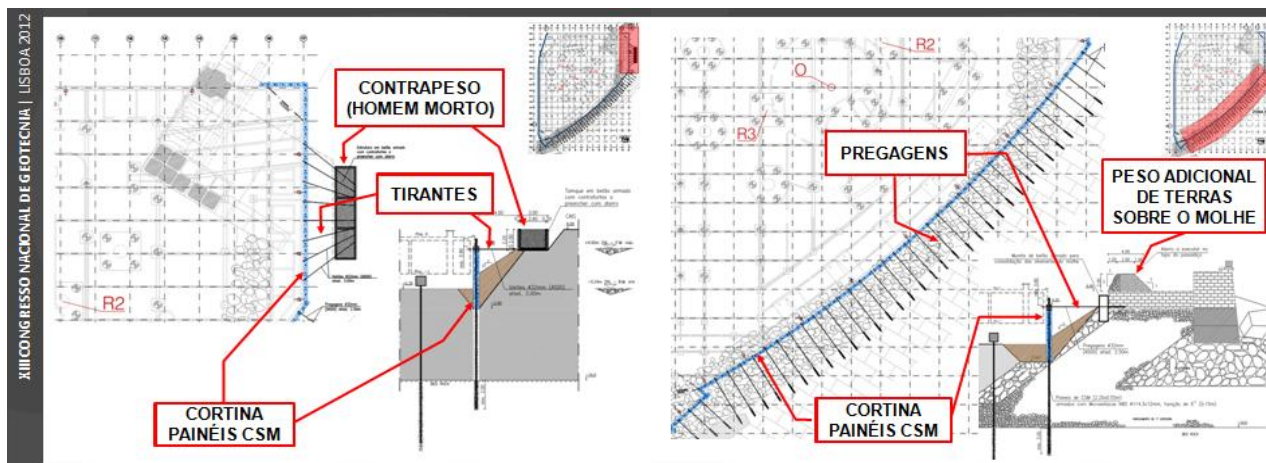


Figura 7. Soluções de travamento da cortina na solução tipo 2.

- Solução Tipo 3:

Na zona Nascente, onde o recinto de escavação é limitado pela cortina de estacas prancha existente no limite da laje do cais acostável (Figura 8), foi estudada uma terceira solução: solução tipo 3.

Nesta zona, tirou-se partido da solução de estacas prancha já executada, ficando a cortina travada no seu topo através de tirantes de aço que solidarizaram, provisoriamente, as estacas de fundação do cais acostável ao topo das estacas prancha até à execução da estrutura do edifício. Este sistema será removido após a execução das lajes dos pisos 0 e -1 (Figura 9). Durante a escavação, sempre que se verificassem zonas onde as juntas das estacas prancha não impedissem a passagem de água, foi prevista a selagem com chapas metálicas soldadas.



Figura 8. Fotos da zona Nascente do recinto com o cais acostável e as estacas prancha antes e após o início da obra.

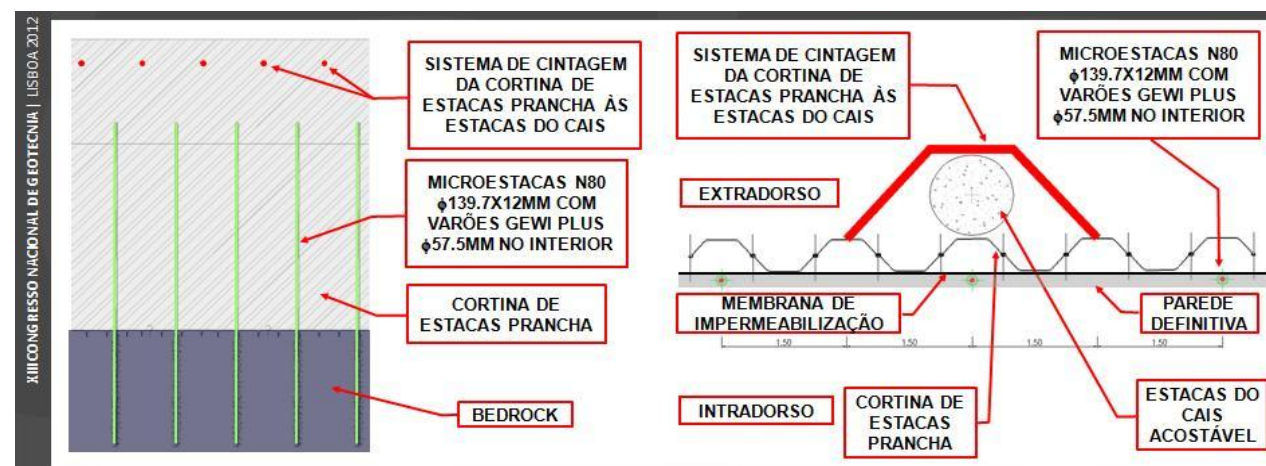


Figura 9. Solução adoptada tipo 3.



Refere-se que as soluções propostas foram definidas de modo a permitir a execução da parede de contenção definitiva, em betão armado, de forma compatibilizada com a respectiva impermeabilização, realizada de forma contínua pelo extradorso. De realçar igualmente o facto de se ter preconizado uma pré-escavação no tardo da contenção, antes de se iniciarem os trabalhos de escavação no interior do recinto de obra. Esta medida teve o objectivo de diminuir os impulsos actuantes na cortina provisória, que, nessa profundidade, passou a ter de suportar somente os impulsos da água.

### 3.2 - Fundações

A solução de fundações indirectas preconizada (Figura 10) englobou também duas concepções distintas.

Na zona em planta onde, previsivelmente, não existiam materiais de enrocamento originários do talude de enrocamento do molhe existente, estipulou-se que a solução de fundação a adoptar seria o recurso a estacas moldadas de betão armado, com diâmetros de Ø800 mm e de Ø1200 mm, solução inclusivamente já contemplada no Projecto inicial.

Por outro lado, e por questões técnicas relacionadas com a exequibilidade da solução anterior, foi adoptada uma solução de fundação recorrendo a microestacas nas zonas em que, previsivelmente, existiriam materiais de enrocamento, que pudessem condicionar a realização das estacas, e onde as cargas a acomodar pelas fundações fossem menores. Estes últimos elementos foram dimensionados considerando uma redução na espessura da parede dos mesmos, por forma a contabilizar a perda de secção regulamentar por corrosão, para um período de vida útil de 75 anos.

Considerou-se ainda que as microestacas se encontravam confinadas pelos materiais de enrocamento que constituem a estrutura do molhe ou pelos materiais de aterro, por sua vez, confinados pelos painéis da cortina de contenção periférica, pelo que, neste cenário, não foram contabilizados os fenómenos de encurvadura.

As estacas e microestacas foram encabeçadas por maciços, integrados numa laje de fundação em betão armado, devidamente impermeabilizada na sua face inferior, assegurando a continuidade estrutural e de impermeabilização

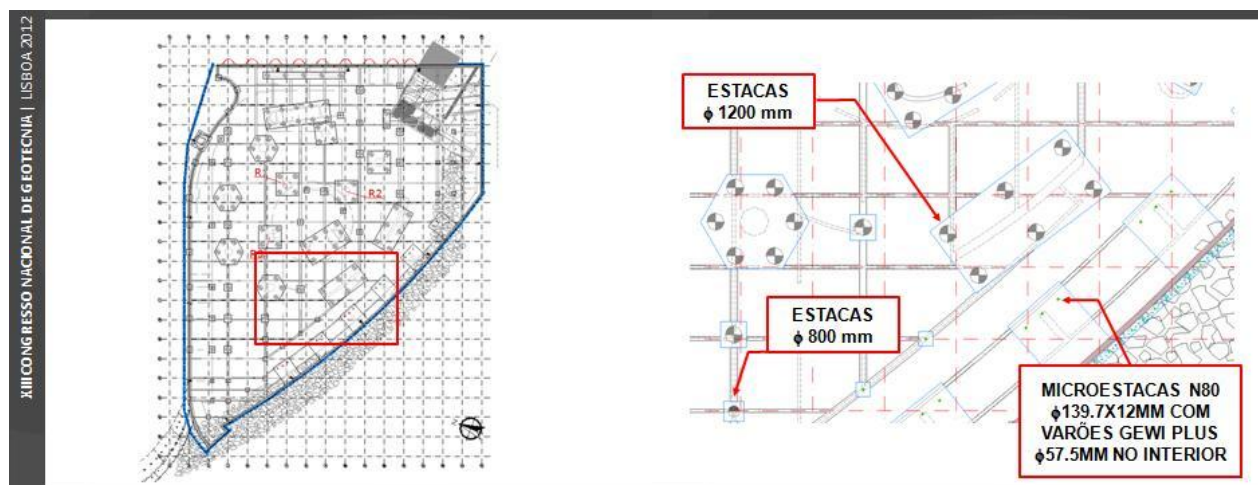


Figura 10. Planta da solução de fundações.

## 4 - DIMENSIONAMENTO

O comportamento das estruturas de contenção propostas, em termos de esforços e de deformações, foi analisado, para todas as fases construtivas, através do programa de elementos finitos PLAXIS 2D 2010, vocacionado para o efeito. Para tal, recorreu-se à modelação da geometria prevista para as diferentes secções de cálculo, incorporando os diversos passos que constituem o faseamento construtivo deste tipo de estrutura de contenção. Apresenta-se em seguida, nas Figuras 11 a 13 as malhas de elementos finitos utilizadas.

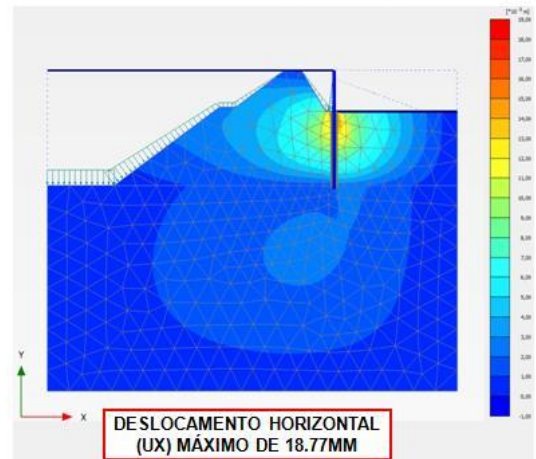
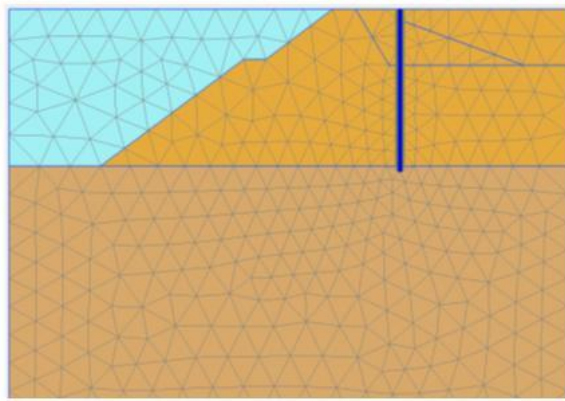


Figura 11. Malha da secção tipo 1 e campo de deformações horizontais.

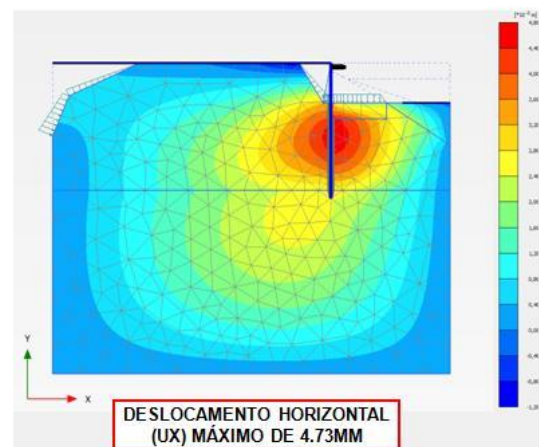
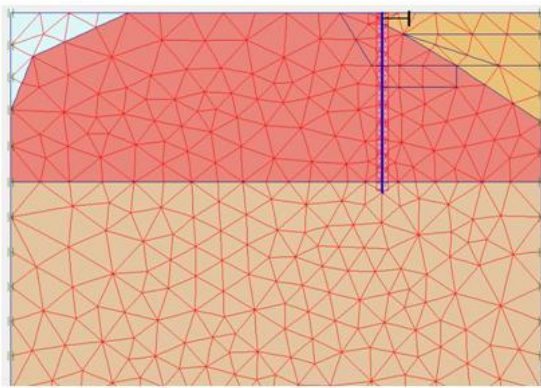


Figura 12. Malha da secção tipo 2 e campo de deformações horizontais.

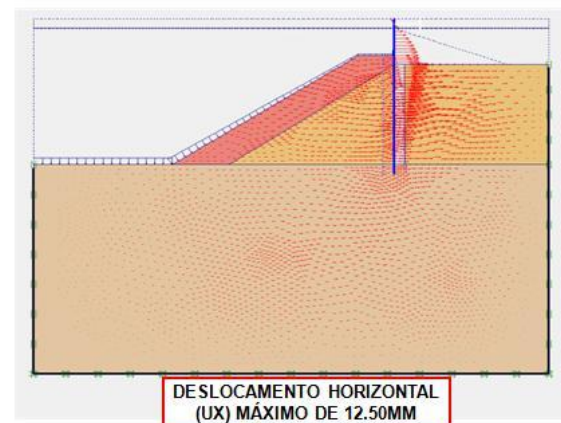
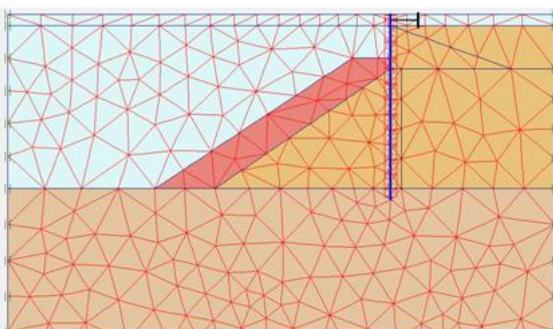


Figura 13. Malha da secção tipo 3 e campo de deformações horizontais.

No que toca aos elementos de fundação, as estacas em betão armado foram dimensionadas para um funcionamento predominantemente de ponta, garantindo-se este comportamento através da mobilização de uma ficha mínima de dois diâmetros no "bedrock". Enquanto que no caso das microestacas, por se encontrarem seladas no maciço rochoso, se tirou partido tanto da sua resistência de ponta, como sobretudo do atrito lateral, mobilizado ao nível do bolbo de selagem.



Para aferir o comprimento necessário a adoptar para a ficha das estacas obtiveram-se gráficos carga-deslocamento para estes elementos com base numa modelação axissimétrica efectuada no programa PLAXIS 2D (Figura 14).

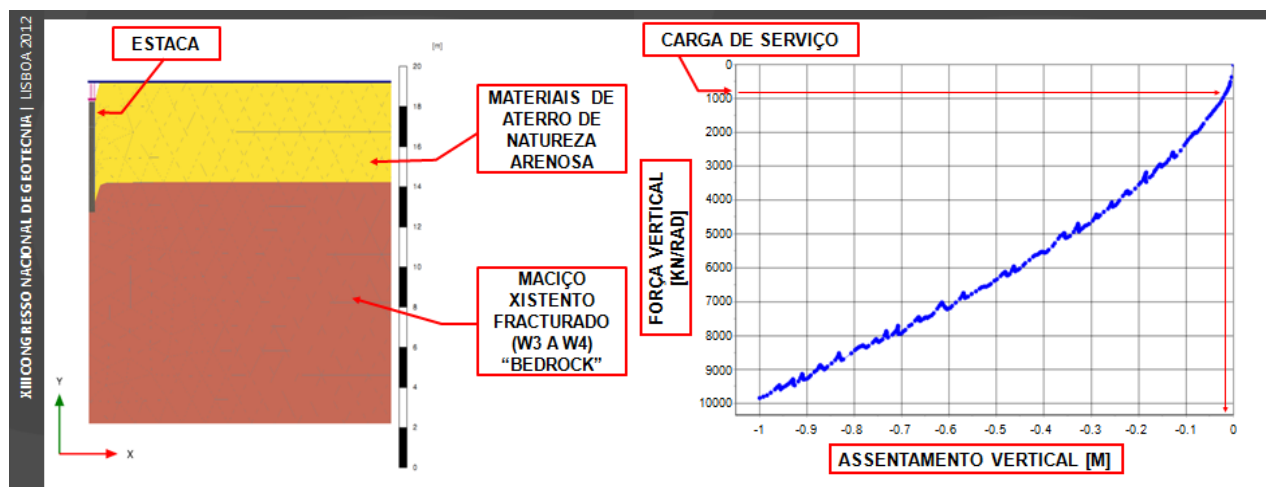


Figura 14. Modelo axissimétrico das estacas de fundação.

Na verificação da segurança dos elementos da contenção periférica/ensecadeira e das próprias fundações, foi adoptada a regulamentação nacional e internacional em vigor ou, em situações não previstas regulamentarmente, metodologias de cálculo reconhecidamente comprovadas. Os terrenos interessados foram modelados a partir dos parâmetros geomecânicos apresentados no Quadro 1.

## 5 - FASEAMENTO CONSTRUTIVO

No âmbito das soluções estudadas, foi adoptado o seguinte faseamento construtivo resumido:

1. Execução da plataforma de trabalho para a colocação dos equipamentos de CSM, a partir do nivelamento do aterro pré-existente no local (Figura 15);
2. Instalação dos tirantes de travamento da cortina de estacas prancha às estacas de fundação do cais acostável (Solução Tipo 3) e execução dos painéis de CSM (Figura 15 – Soluções Tipo 1 e 2), após saneamento dos enrocamentos e substituição por materiais arenosos;



Figura 15. a) Execução da plataforma de trabalho e b) Execução dos painéis de CSM.

3. Execução das microestacas e dos tubos TM metálicos da cortina periférica, seguida das injeções de selagem ao longo de toda a cortina (Figura 16);
4. Execução das fundações indirectas do edifício (estacas e microestacas de fundação – Figura 16);



ESTACAS

MICROESTACAS  
E TUBOS TM DA  
CORTINA  
PERIFÉRICA

Figura 16. Execução das estacas de fundação e das microestacas e tubos TM da cortina periférica.

5. Escavação em talude com inclinação 1,0 (H) : 1,0 (V) até ser atingida a cota final de escavação, devidamente compatibilizada com a execução dos maciços das microestacas de fundação interiores e com a materialização dos sistemas de travamento (Figura 17) e a sua localização;



PREGAGENS

ENSAIO DE  
ARRANQUE DAS  
PREGAGENS

Figura 17. a) Localização das pregagens de ensaio e b) Ensaio de arrancamento das mesmas.

6. Execução dos restantes maciços de encabeçamento das fundações (Figura 18) e da restante estrutura dos pisos -1 e 0, incluindo sistemas de impermeabilização, na continuidade dos adoptados na laje de fundo, após a qual são removidas as escoras e tirantes provisórios.

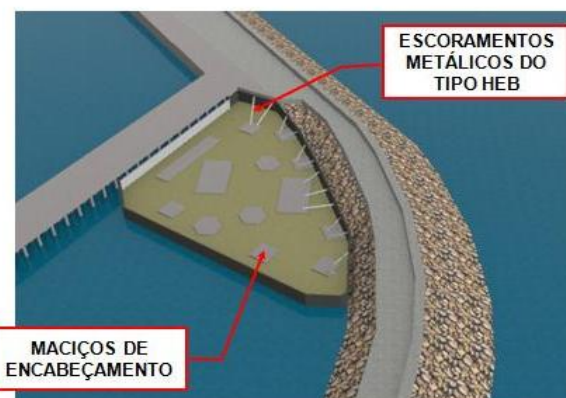
ESCAVAÇÃO  
ATÉ À COTA  
FINALESCORAMENTOS  
METÁLICOS DO  
TIPO HEBMACIÇOS DE  
ENCABEÇAMENTOESCORAMENTOS  
METÁLICOS DO  
TIPO HEB

Figura 18. a) Escavação até à cota final e b) Execução dos maciços de encabeçamento.

## 6 - PRINCIPAIS QUANTIDADES

As principais quantidades associadas aos trabalhos descritos apresentam-se em seguida no Quadro 2.

Quadro 2. Principais estimativas de quantidades.

Material	Escavação	Betão em estacas	Aço em estacas	CSM	Microestacas	Tubos metálicos de injeção
Unidades	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	ml	ml
Valor total	32000	1194	85230	2676	4387	5624

Por último, destaca-se que o nível da água variava de forma determinante com a maré, entre os 0,00 m (ZH) e os 4,00 m (ZH).

## 7 - CONTROLO DE QUALIDADE/EXECUÇÃO

O controlo de qualidade em obra, e em particular no que toca, à execução dos painéis de CSM e das estacas de betão armado de fundação seguiu os seguintes preceitos:

- No caso das estacas de fundação, está prevista a execução de ensaios cross hole e de ensaios sónicos, respectivamente, nas estacas de 1200 e de 800 mm, para confirmar a sua boa execução;
- No que toca aos painéis de CSM, o seu controlo de qualidade foi assegurado através duma monitorização cuidada dos parâmetros de execução dos painéis, em particular da dosagem de cimento, e através de ensaios de compressão uniaxial a fim de determinar a resistência à compressão dos mesmos e a sua evolução com a idade do provete (Figura 19).

XIII CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA   LISBOA 2012	Data da amassadura	Peça betonada	Data de ensaio	Idade provete (dias)	Peso (Kg)	Carga de rotura (kN)	Tensão de rotura (MPa)
	20-01-12	Provetes Cúbicos 150 mm - Solo Cimento	23-01-12	3	6,084	56,2	2,50
			23-01-12	3	6,024	54,5	2,42
			27-01-12	7	5,858	77,0	3,42
			27-01-12	7	5,862	76,0	3,38
			17-02-12	28			
			17-02-12	28			
	20-01-12	Provetes Cúbicos 150 mm - Solo Cimento	23-01-12	3	6,155	64,2	2,85
			23-01-12	3	6,184	59,0	2,62
			27-01-12	7	6,018	78,0	3,47
			27-01-12	7	5,962	92,1	4,09
			17-02-12	28			
			17-02-12	28			

Figura 19. Resultados de ensaios de compressão uniaxial.

## 8 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

A dimensão e a complexidade da obra apresentada determinaram a implementação de uma diversidade de soluções técnicas e construtivas, definidas e compatibilizadas tendo por base os vários condicionamentos existentes. À data de redacção do presente artigo os trabalhos encontram-se na sua fase inicial. A gestão do comportamento das soluções adoptadas será conseguida através da análise e interpretação atempada dos resultados da instrumentação e observação da obra, ferramenta indispensável numa obra com as características da presente. Ainda no mesmo âmbito, destaca-se como factor importante, a versatilidade das soluções implementadas, as quais possibilitam diversos ajustes e



afinações no decorrer da obra, em função da informação adicional que for sendo recolhida e interpretada ao longo dos trabalhos de furação e de escavação.

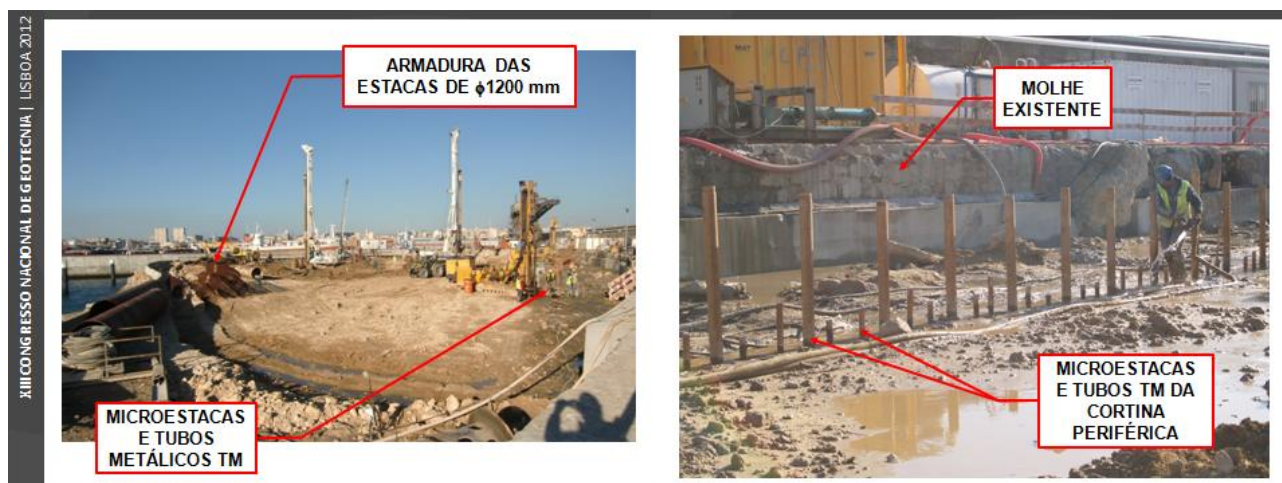


Figura 20. Fase actual dos trabalhos.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à APDL (Administração do Porto de Leixões) a autorização para a redacção e publicação do presente artigo. Consideram ainda importante sublinhar que as soluções implementadas resultaram de um trabalho de equipa, no âmbito do qual deve ser destacado o papel importante da empresa Dimstrut, ao nível do Projecto Estrutural, e das empresas OPWAY e FERREIRA, consórcio empreiteiro. Os trabalhos de geotecnia encontram-se a cargo das empresas HAGEN e GEORUMO.

## REFERÊNCIAS

- Pinto, A., Tomásio, R., Peixoto, A. e Pereira, D. (2010) Soluções de Contenção de Poços Através da Tecnologia de Deep Soil Mixing – CSM, 12 Congresso Nacional de Geotecnia (CNG), Minho.
- Pinto, A., Tomásio, R., Pita, X., Godinho, P. e Peixoto, A. (2011) Ground Improvement Solutions using Cutter Soil Mixing Technology, International Conference on Advances in Geotechnical Engineering (ICAGE), Perth, Australia.
- Wheller, P. (2009) Soil-Mix Piles, Mix Factor, European Foundations, Autumn 2009, pp. 10-11.
- Simon, B. (2009) Project national de recherche et developpment. Amelioration des sols par inclusions verticales rigides, Travaux, nº862, pp. 65-72.