



11-14 MAIO 2026

UTAD, VILA REAL

Título	Autores
<b><i>SJF - Sessão José Folque / Jovens Geotécnicos</i></b>	
SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA - CASO DO EDEN HOTEL ESTORIL	Ricardo Justiniano; Alexandre Pinto
STABILIZATION OF A GABION WALL AT AN ELECTRICAL SUBSTATION IN COIMBRA: DESIGN SOLUTIONS AND MONITORING RESULTS	André Henriques; Ricardo Braga; Rui Carvalho; Rui Tomásio
<b><i>Sessão 1T4B - Fundações e obras subterrâneas</i></b>	
NOVA LINHA CIRCULAR DO METROPOLITANO DE LISBOA: RECALÇAMENTO DE EDIFÍCIOS CENTENÁRIOS	André Henriques; Alexandre Pinto; Carlos de Oliveira Martins; Catarina Fartaria; Rui Tomásio
LINHA RUBI DO METRO DO PORTO: ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA DA ESTAÇÃO DE CAMPO ALEGRE	André Henriques; António Pereira; Filipa Duarte; Rui Tomásio
NOVA LINHA CIRCULAR DO METROPOLITANO DE LISBOA: LIGAÇÃO ENTRE O NOVO TÚNEL E O TERMINAL EXISTENTE NO CAIS SODRÉ	Pedro Marques; Alexandre Pinto; Carlos de Oliveira Martins; Catarina Fartaria; Rui Tomásio
<b><i>Sessão 1T8D - Geotecnia urbana e reabilitação</i></b>	
DESAFIOS E SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTEÇÃO PERIFÉRICA DA PARCELA A E DO LOTE B1 DE ENTRECAMPOS (ANTIGA FEIRA POPULAR)	Carlos de Oliveira Martins; Alexandre Pinto; Rui Tomásio
NOVA LINHA CIRCULAR DO METROPOLITANO DE LISBOA: RECALÇAMENTO DE EDIFÍCIOS DE MEDIO PORTE	Carlos de Oliveira Martins; Alexandre Pinto; Catarina Fartaria; Rui Tomásio
SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFERICA NAS ANTIGAS INSTALAÇÕES DO QUARTEL DA GNR CABEÇO DA BOLA, LISBOA	Rui Tomásio; Adriana Azevedo; Carlos de Oliveira Martins; Diogo Cordeiro
<b><i>Sessão 2T9D - Engenharia sísmica e riscos naturais</i></b>	
SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO PARA O ESCORREGAMENTO DO TALUDE: CASO DE TORRES VEDRAS	Cleberon Matos; Ricardo Justiniano
<b><i>Sessão 3T7B - Taludes naturais, de escavação e de aterro</i></b>	
SOLUÇÕES DE REPERFILAMENTO DE TALUDES NUM EMPREENDIMENTO LOGÍSTICO SITUADO NA MALVEIRA	Adriana Azevedo; Miriam Lopes; Nuno Silva

Título	Autores
<b>Sessão 3T8C - Geotecnia urbana e reabilitação</b>	
SOLUÇÕES DE RECALÇAMENTO, ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA PARA REABILITAÇÃO DE UM EDIFÍCIO CENTENÁRIO NA ESTRELA, LISBOA	Pedro Marques; Rui Tomásio
SOLUÇÃO DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA DO EDIFÍCIO MIMA NA PARCELA 3.21 DO PARQUE DAS NAÇÕES - LISBOA	Carla Pereira; Carlos de Oliveira Martins; Rui Tomásio
ESCAVAÇÃO, CONTENÇÃO PERIFÉRICA E RECALÇAMENTO DE FACHADA DE UM EDIFÍCIO NO ESTORIL - CASCAIS	Joana Silva; Alexandre Pinto; Carlos de Oliveira Martins
SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA PARA CONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIO NA AVENIDA DE BERNA, LISBOA	Anderson Guimarães; Carlos de Oliveira Martins; Pedro Marques; Rui Tomásio
ESTABILIZAÇÃO DE UMA CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM CONTEXTO URBANO, LISBOA	Diogo Cordeiro; Alexandre Pinto; André Henriques
<b>Sessão 4T4C - Fundações e obras subterrâneas</b>	
SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO, CONTENÇÃO PERIFÉRICA E FUNDAÇÕES NO PARQUE DE ESTACIONAMENTO DA TRAVESSA DO BAHUTO, LISBOA	Francisco Castilho Neves; Alexandre Pinto; Pedro Marques
DESAFIOS DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR – LISBOA, AV.24 DE JULHO	Manuel Domingues; Ricardo Justiniano
DESEMPENHO DE MICROESTACA À TRAÇÃO POR MEIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA INSTRUMENTADA E SIMULAÇÃO NUMÉRICA	Tháís Maria Leite Paludeto; André Henriques
<b>Sessão 4T2D - Geomateriais: rochas, solos e geossintéticos</b>	
SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM EDIFÍCIO RESIDENCIAL, RUA DAS QUINTAS, ALMADA	Ana Maria Pauseiro; Ricardo Justiniano
<b>Sessão 5T7A - Taludes naturais, de escavação e de aterro</b>	
SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO DE PLATAFORMA NO TOPO DA ENCOSTA DE SANTA CATARINA, EM SANTARÉM	Alexandre Pinto; Inês Braz
<b>Sessão 5T5B - Geotecnia em vias de comunicação</b>	
SOLUÇÕES DE ATERROS DE AGREGADOS LEVES SOBRE SOLOS MOLES	Inês Braz; Alexandre Pinto; Ana Fernandes
<b>Sessão 5T8D - Geotecnia urbana e reabilitação</b>	
NOVA LINHA RUBI DO METRO DO PORTO: SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA PARA A CONSTRUÇÃO DA ESTAÇÃO DE DEVESAS	Tháís Maria Leite Paludeto; Rui Tomásio; Filipa Duarte; António Pereira; André Henriques
<b>Sessão 6T8A - Geotecnia urbana e reabilitação</b>	
DESAFIOS DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR – LISBOA, BENFICA	Pedro Tigre; Ricardo Justiniano
SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA COM RECALÇAMENTO DE FACHADA DE UM EDIFÍCIO HISTÓRICO, EM LISBOA	Alexandre Pinto; Eduardo Freitas; Inês Braz; Rogério Santos



Título	Autores
<b><i>Sessão 7T8B - Geotecnia urbana e reabilitação</i></b>	
SOLUÇÃO DE REFORÇO DE UM MURO DE SUPORTE DE ALVENARIA DE PEDRA NATURAL LOCALIZADO EM SINTRA	Délsio Costa; André Henriques; Carolina Martins; João Cortês; Rui Tomásio
SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA PARA EXECUÇÃO DA NOVA SUPERFÍCIE COMERCIAL DA MERCADONA EM EIRES, COIMBRA	Lourenco Fernandes; Carlos de Oliveira Martins
PROJETO DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA COM 3 PISOS ENTERREADOS, NUMA ZONA URBANA DENSA, EM VILA NOVA DE GAIA	André Sousa; Carlos de Oliveira Martins
<b><i>Sessão 8T5A (CPGT) - Geotecnia em vias de comunicação</i></b>	
NOVA LINHA CIRCULAR DO METROPOLITANO DE LISBOA: SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO DO TROÇO DE TÚNEL REALIZADO A CÉU ABERTO	Catarina Fartaria; Carlos de Oliveira Martins; Pedro Marques; Rui Tomásio; Alexandre Pinto
<b><i>Sessão 8D (CPMT) - Comissão Portuguesa de Melhoramento de Terrenos</i></b>	
ATERROS DE COMPENSAÇÃO SOBRE SOLOS MOLES ALUVIONARES: SOLUÇÃO PARA LIMITAÇÃO GEOMÉTRICA DE PRÉ-CARGA NA PLATAFORMA LOGÍSTICA LISBOA NORTE	Miriam Lopes; Alexandre Pinto

**SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA – CASO EDEN  
HOTEL ESTORIL**  
**EXCAVATION AND RETAINING WALL SOLUTIONS – EDEN HOTEL  
ESTORIL CASE**

Ricardo Justiniano, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, [rjustiniano@jetsj.com](mailto:rjustiniano@jetsj.com)\*

Alexandre Pinto, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, [apinto@jetsj.com](mailto:apinto@jetsj.com)

*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

O presente artigo é referente às soluções de escavação e contenção periféricas desenvolvidas no âmbito da execução do empreendimento Eden Hotel Estoril. O hotel é constituído por 4 a 6 pisos enterrados e com fundo de escavação 14m abaixo do nível freático teórico. As soluções adotadas foram condicionadas pelos condicionamentos geológicos geotécnicos, arquitetónicos e de vizinhança. Desenvolveu-se uma solução com recurso a cortina de estacas de Betão armado, de diâmetro 600mm e 800mm, horizontalmente travada por i) soluções de banda de laje, ii) soluções de ancoragens provisórias, iii) soluções de anéis de compressão. Durante a execução dos trabalhos foi montado um dispositivo em obra constituído por alvos topográficos, células de carga, inclinómetros e piezômetros, no âmbito de um plano de instrumentação e observação. O plano de instrumentação e observação desempenhou uma função fundamental na análise e confirmação dos pressupostos de projeto.

**ABSTRACT**

This article refers to the excavation and peripheral retaining walls solutions developed within the scope of the Eden Hotel Estoril project. The hotel consists of 4 to 6 underground floors with an excavation bottom 14m below the theoretical water table. The solutions adopted were conditioned by geological, geotechnical, architectural, and neighborhood constraints. The solution was developed using reinforced concrete sheet pile walls, with diameters of 600mm and 800mm, horizontally braced by i) slab strip solutions, ii) temporary anchoring solutions, iii) compression ring solutions. During the execution of the works, a instrumentation plan was installed on site consisting of topographic targets, load cells, inclinometers, and piezometers, within the framework of an instrumentation and observation plan. The instrumentation and observation plan played a fundamental role in the analysis and confirmation of the design assumptions.

**1. INTRODUÇÃO**

Este artigo tem como objetivo descrever as soluções de escavação e retenção de terras implementadas para a construção dos pisos subterrâneos do hotel e empreendimento residencial EDEN Hotel Estoril (ver Figura 1).



Figura 1 – a) Novo Eden b) Edifício existente a demolir.

## 2. CONDICIONAMENTOS

O principal desafio do EDEN Hotel Estoril foi a execução de quatro a seis pisos subterrâneos em maciço rochoso heterogêneo, abaixo do lençol freático, e 14 pisos superiores acima, num período máximo de 2 anos. Para enfrentar este desafio, a solução adotada teve de ter em consideração as restrições do local, especialmente durante a fase de escavação.

### 2.1. CENÁRIO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

Consultando o Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000, a área de estudo apresenta arenitos e calcários, datados do período Cretáceo. Dependendo da localização, os arenitos e calcários apresentam uma caracterização W5 F5 a W2 F3. A Figura 2 mostra a localização aproximada da área de estudo num excerto do Mapa Geológico de Portugal à escala 1:50 000.



Figura 2 – Excerto da carta Geológica de Portugal, escala 1:50 000.

Foram realizadas duas campanhas de investigação do local, uma campanha (ENGCEO 2024) focada no comportamento do solo e das rochas e que incluiu furos com SPT e ensaios laboratoriais e a outra campanha (GEOCONTROLE 2024) focada no lençol freático, na permeabilidade das rochas e no regime do aquífero.

Os resultados dessas campanhas permitiram a caracterização dos materiais em termos das suas propriedades geomecânicas do solo e apoiaram o desenvolvimento de perfis geológicos-geotécnicos utilizados na fase do projeto. Foram consideradas as seguintes camadas de solo/rochas, de cima para baixo:

- ZG3 – Depósitos de aterro, principalmente arenosos e siltosos-arenosos, com valores SPT entre 5 e 10 golpes e espessura de cerca de 1 a 2 m.
- ZG2 – Arenito ou calcário W4/W5 (SPT superior a 60 golpes) e espessura variando entre 3,0 e 8,0 m.
- ZG1 – Calcário W3/W2 (SPT superior a 60 golpes).

O Quadro 1 mostra os parâmetros geomecânicos considerados para os modelos de cálculo.

Quadro 1 – Zonamento geológico-geotécnico

Horizonte e Formações	N <sub>SPT</sub>	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	c' [kPa]	E [MPa]
ZG3 Aterro heterogéneo	4 < N <sub>SPT</sub> < 18	18	26	1	5
ZG2 Arenitos/Calcários W4/W5	N <sub>SPT</sub> > 60	23	32	50	100
ZG1 Arenitos/Calcários W3/W2	N <sub>SPT</sub> > 60	24	35	100	200

## 2.2. CONDICIONAMENTOS HIDROGEOLOGICOS

No âmbito da execução da empreitada foi realizado um relatório hidrogeológico, que concluiu que o local apresentava um aquífero não produtivo. Num caso conservador, o caudal máximo de água seria de 150 m<sup>3</sup>/dia para toda a escavação, ou 0,05 m de altura/m<sup>2</sup> de planta do local/dia. Este valor foi considerado aceitável para o desenvolvimento da solução de contenção drenada.

Em fase de obra, verificou-se que o fluxo de água para o interior da escavação era substancialmente inferior ao inicialmente estimado.

## 2.3. CONDICIONAMENTOS EDIFICADO EXISTENTE

No mercado português, as soluções de escavação e contenção que utilizam ancoragens pré-esforçadas têm, em geral, uma natureza provisória, com o equilíbrio horizontal das pressões do solo assegurado pelas lajes da estrutura desde a construção até à fase final. Neste projeto, esta solução não foi possível no lado norte e no lado leste devido à presença de um grande tubo de drenagem existente e à falta de apoio legal dos vizinhos do lado leste.

Para enfrentar este desafio, foi projetada uma solução de banda de lajes para os lados norte e leste, a fim de obter um comportamento eficaz. Devido à escavação de grandes volumes de massa rochosa, uma rampa de acesso foi um elemento crítico para a execução no prazo previsto. Esta restrição levou a uma solução mais elegante, combinando âncoras provisórias com a solução de bandas de lajes.

No lado nordeste do empreendimento, foi localizada uma rampa em espiral (24 m de diâmetro) para a fase definitiva. Neste lado, nem as ancoragens provisórias no solo nem as bandas de lajes eram soluções viáveis devido à localização do tubo de drenagem e aos riscos e dificuldades de execução de uma rampa em espiral utilizando um método top-down.

Assim, foi adotada uma solução de vigas anelares em cada nível da laje subterrânea, com as extremidades das vigas conectadas às bandas da laje.

## 2.4. CONDICIONAMENTOS ARQUITETÓNICOS

Os condicionamentos arquitetônicos incidiram, essencialmente, o diâmetro de estaca possível em cada zona da obra, associado a constrangimentos geométricos das bandas de lajes. A solução adotava foi apoiada num trabalho realizado em BIM, de forma a coordenar com a arquitetura e outras especialidades.

## 3. SOLUÇÃO DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA

As soluções de escavação e contenção periférica incluíram a construção de uma cortina de estacas de betão armado com estacas de 600 mm de diâmetro espaçadas a 1,00 m ou 1,20 m ou estacas de 800 mm de diâmetro espaçadas a 1,40 m ou 1,60 m em toda a periferia de escavação. Conforme exposto na Figura 3, foram executados três tipos de solução para reforçar o muro de estacas.

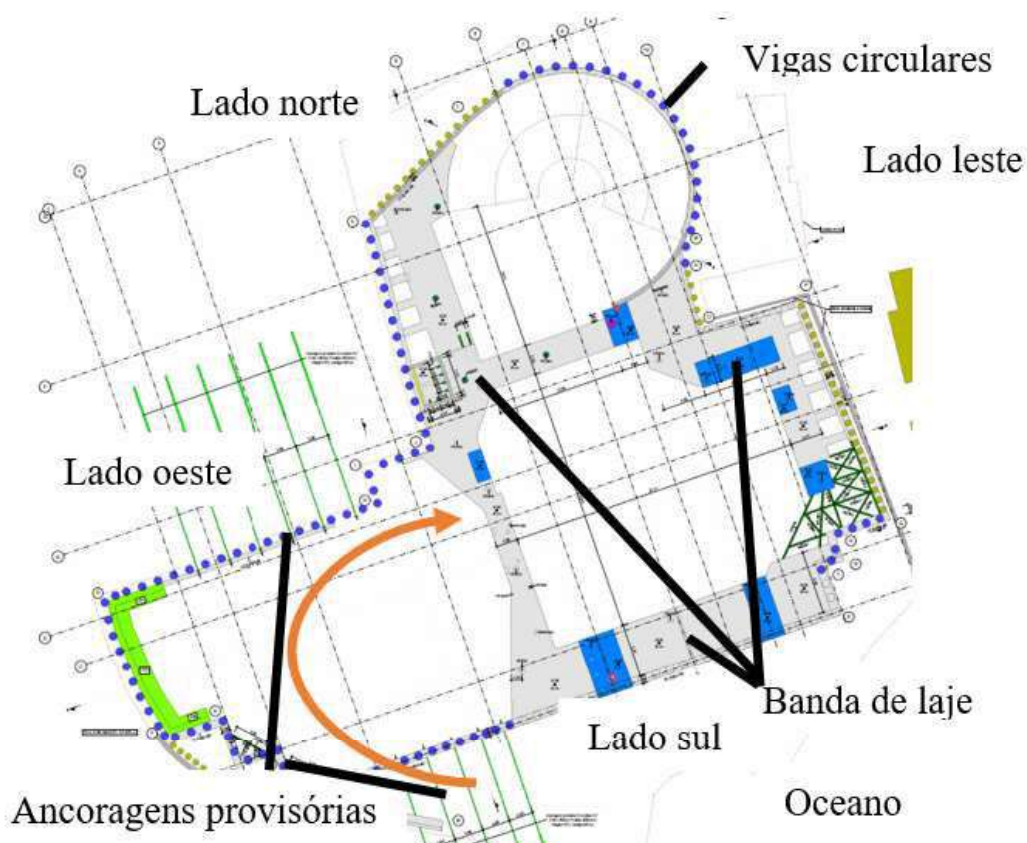


Figura 3 – Solução de Escavação e Contenção Periférica.

Para o acesso pela rampa principal (lado sudoeste), foram consideradas ancoragens provisórias pré-esforçadas de 6 cabos de pré-esforço Ø0,60", com Putil=600kN,

espaçadas a 3,20 m entre si, com três níveis do lado Sul e quatro níveis no lado oposto. (ver Figura 4 e Figura 5).



Figura 4 – Alçado Sul – zona de rampa de acesso à escavação.

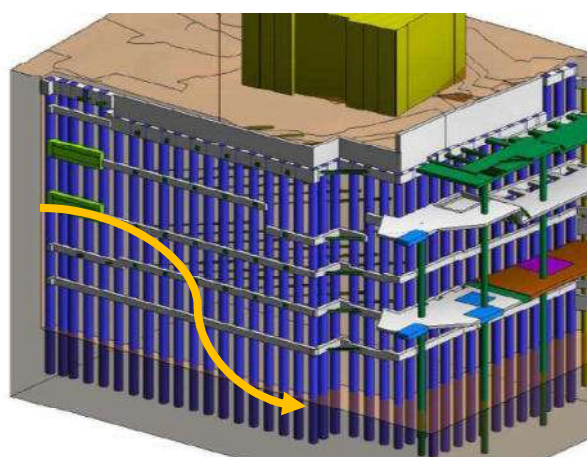


Figura 5 – Alçado Sudoeste – zona de rampa de acesso à escavação.

Para os alçados Norte, Sul e Este, foi adotada uma solução de banda de laje, com espessura de 0,25 m, em geral. Esta métrica esteve em concordância com o projeto de estruturas, assim como das aberturas nas bandas associadas. A solução teve de considerar todas as aberturas necessárias para a execução de todos os outros projetos (AVAC, ventilação, água, etc.). Nas áreas de abertura, foram consideradas secções metálicas do tipo HEA120 ou HEA200 S275JR para evitar concentração de tensões e permitir um melhor comportamento da banda de laje.

Foram adotados reforços adicionais de 10 Ø 25 a 16 Ø32, dependendo da área, para considerar as forças atuantes durante a fase de escavação.

Zonas de laje com capitéis (com 0,40 m a 0,70 m de espessura) foram consideradas para a banda de laje (elementos azuis na figura 3) para manter a geometria e a altura da laje apresentadas no projeto de estruturas. Era importante que a solução de banda

de laje se encaixasse na geometria do projeto de estruturas para aprovação do arquiteto.

Devido à largura da banda de laje e à necessidade de controlar a deformação da laje durante a fase de escavação, foram considerados microestacas adicionais (HEA200 S275JR ou HEA300 S275JR) para o suporte vertical temporário da banda de laje. As microestacas tinham vigas IPE120 S275JR soldadas ao nível da laje (embutidas na laje), para evitar o problema do efeito de punçoamento.

No lado norte, com até 24 m de escavação, foram consideradas 3 níveis de banda de laje. Nos lados sul e leste, com até 18 m de escavação, foram consideradas 2 níveis de banda de laje (ver figuras 6 e 7). Este tipo de solução já foi executado em grande escala noutros empreendimentos em Miraflores (Justiniano, R. Pinto, A. 2024), Parque das Nações (Silva, N., Braz, I., Pinto A.) e Benfica (Pinto. A., Fartaria C. Pisco, G.).

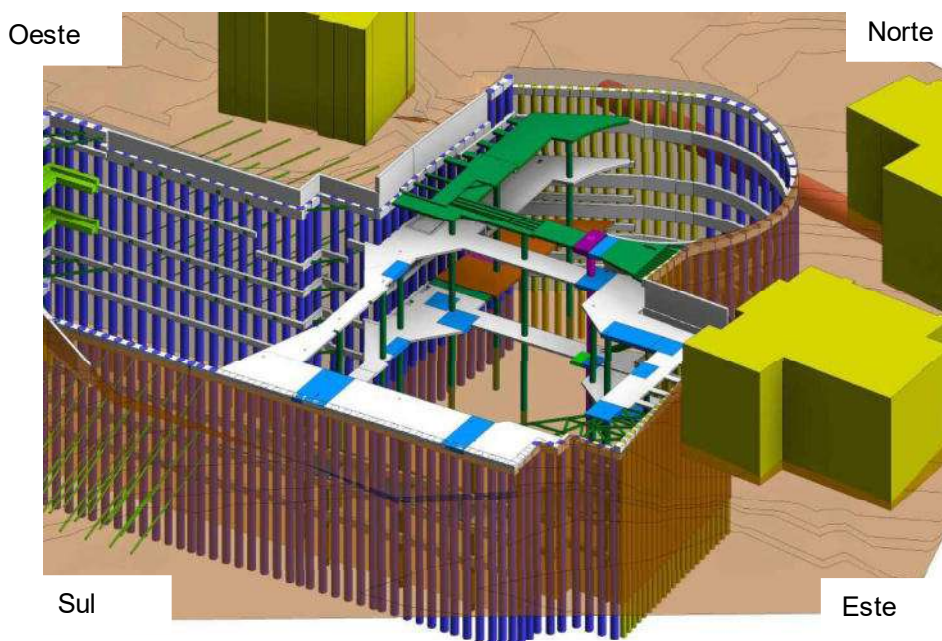


Figura 6 – Vista 3D modelo Revit.

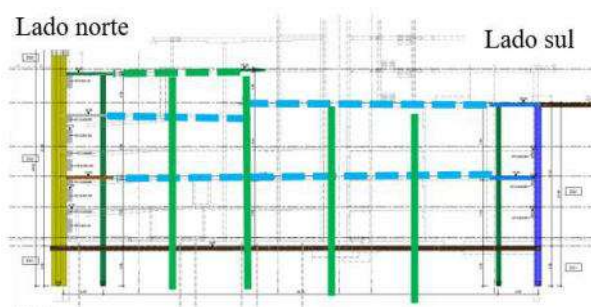


Figura 7 – Corte Norte – Sul.

Para o lado nordeste, na rampa em espiral, foram adotadas vigas anelares de betão armado de 0,45 x 1,40 m. O principal desafio desta solução foi a conciliação com a solução da banda de laje, uma vez que as vigas anelares necessitam de um ponto fixo em cada extremidade para mobilizar o efeito de arco e o desenvolvimento da compressão axial na viga (até 5000 kN).

Para o lado norte, as vigas anelares foram fixadas na cortina de estacas, para o lado leste, a viga anelar foi fixada nos níveis da banda de laje 2, 1 e -2. Foram necessárias escoras temporárias com 2x HEB500 S275 JR para ligar a viga anelar no nível -1 e -3 ao nível da laje -2 e ao nível inferior da escavação. (ver figura 8).

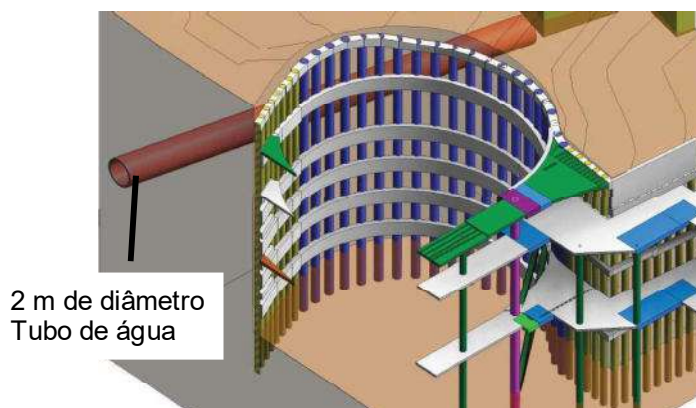


Figura 8 – Solução anéis de compressão.

#### 4. MODELOS DE ANÁLISE DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

De modo geral, todas as soluções adotadas levaram em consideração as restrições da execução. Além disso, três guias torres com mais de 60 m de altura foram mobilizados para o local, em torno da escavação. Isso criou desafios adicionais para o desempenho da contenção periférica, não apenas em termos de resistência, mas também no controle da deformação da cortina.

A fase de construção da escavação seguiu, em geral, os seguintes passos:

- Execução do plano de monitorização e levantamento nos edifícios existentes;
- Demolição do edifício EDEN existente;
- Execução do muro de contenção, cortina de estacas;
- Execução da banda de laje no piso 2;
- Execução de ancoragens provisórias no lado noroeste;
- Execução de vigas anelares, piso 2;
- Execução de banda de laje no piso 1;
- Execução de vigas anelares nos pisos 1 e -1;
- Execução de ancoragens provisórias no lado sul;
- Execução de banda de laje no piso -2;
- Execução de vigas anelares nos pisos -2 e -3;
- Chegada ao piso -4 (fundo de escavação);

À medida que a escavação evolui, são colocados em obra elementos adicionais de monitorização e levantamento, tais como alvos topográficos, inclinómetros, piezómetros e células de carga. Em complemento, foram realizadas visitas ao local com a equipa do projeto para avaliar e confirmar o faseamento construtivo, o cenário geotécnico de forma a mitigar erros. A gestão de risco com a equipa de fiscalização, a equipa do empreiteiro geral e a equipa do projeto foi fundamental, devido às três frentes de trabalho simultâneas.

Relativamente aos modelos de cálculos, foram considerados modelos Plaxis 2D (figuras 9 e 10), levando em consideração o faseamento construtivo e as propriedades geomecânicas (ver quadro 1). Modelos axisimétricos também foram considerados para a solução da rampa em espiral.

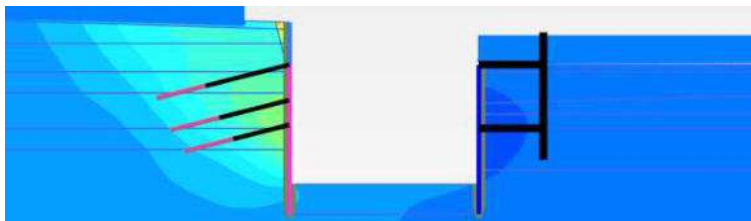


Figura 9 – Modelo de ancoragens provisórias e 2 níveis de banda de laje.

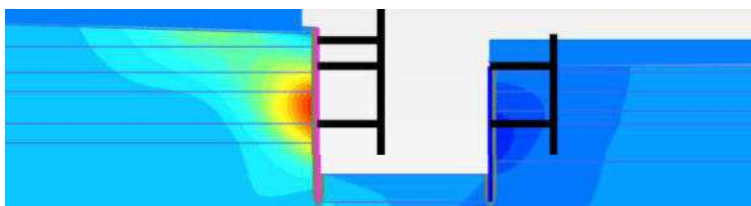


Figura 10 – modelos de bandas de laje (3 níveis e 2 níveis).

Para os modelos Plaxis 2D, as estacas foram modeladas como elementos de placa, as ancoragens provisórias foram modeladas como elementos node to node e elementos de *embeded beam*, e as bandas de lajes foram modeladas como "fix anchor" com uma rigidez calibrada. A rigidez da banda de laje foi calibrada levando em consideração os modelos 3D do Autodesk Robot.

Em geral, foi considerado o modelo de solo «*Hardening Soil*». Os fatores de permeabilidade foram considerados e o lençol freático foi adotado de acordo com o Relatório Geotécnico, para avaliar o fluxo de água à medida do avanço da escavação (apesar do Relatório Hidrogeológico).

Para a avaliação das forças da banda de laje, foi adotado um modelo 3D (Autodesk Robot) (figura 11).

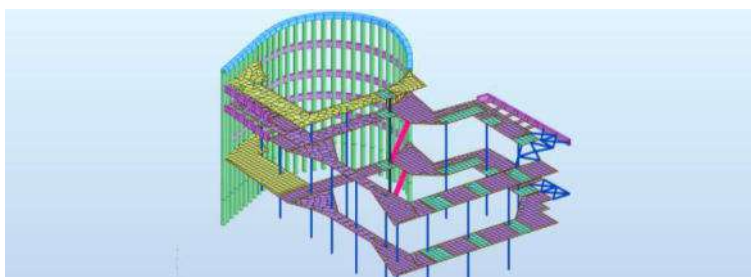


Figura 11 – Modelo de calculo bandas (Autodesk Robot).

Este modelo também foi importante para avaliar a força nas vigas anelares, bem como o impacto local nas estacas adjacentes e na ligação da viga anelar – banda de laje.

Para este modelo, as estacas foram modeladas como elementos de barra, as lajes foram modeladas como lajes de elementos finitos e os escoramentos foram modelados como elementos de barra.

## 5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

A implementação de um Plano de Monitorização e Observação, essencial para um projeto desta complexidade, foi uma ferramenta fundamental para validar atempadamente os principais pressupostos do projeto e gerir o risco geotécnico. Para este projeto, foram instalados vários dispositivos de monitorização ao longo da contenção periférica e estruturas de proximidade (ver Figura 12), incluindo:

- Piezómetros: para medir o nível freático.
- Inclínómetros: para medir deslocamentos horizontais com profundidade.
- Alvos topográficos: para medir movimentos planimétricos e altimétricos.
- Células de carga: para medir as cargas tanto no pré-esforçado.



Figura 12 – Planta Plano de Instrumentação e Observação.

O plano de monitorização e observação definiu campanhas de leituras semanais e estabeleceu limites de alerta e alarme para cada parâmetro monitorizado, a fim de controlar o risco geotécnico durante a construção. A Figura 13 mostra a deformação principal nos edifícios existentes, a Figura 14 mostra a deformação principal nas soluções de cortina de estacas.

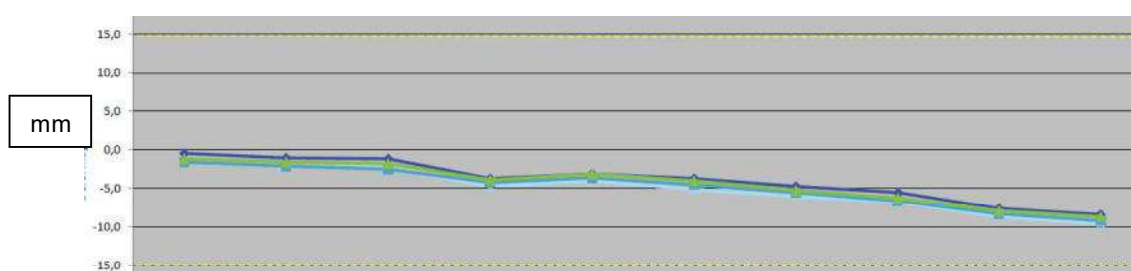


Figura 13 – Evolução deformações para fora do plano dos edifícios adjacentes.

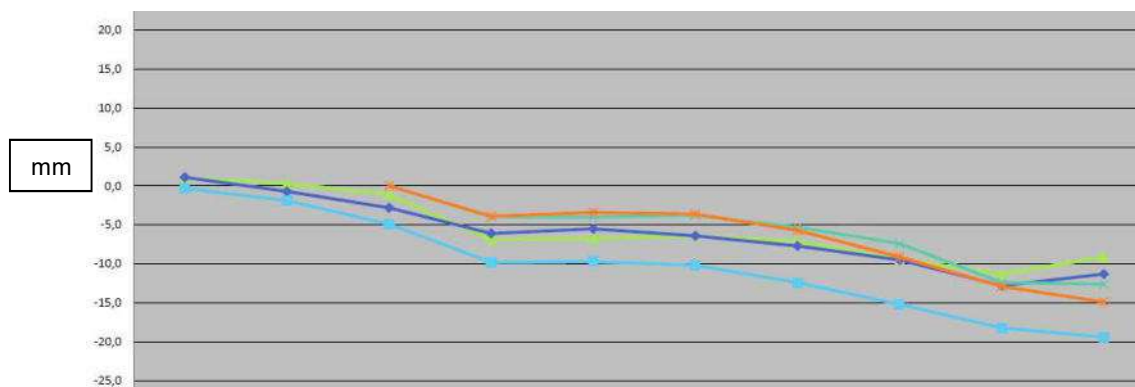


Figura 14 – Evolução deformações de parte da contenção para fora do plano.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A execução da escavação e contenção periférica no EDEN Hotel Estoril representou um desafio geotécnico significativo, resultante da combinação de um contexto urbano sensível, de condicionamentos arquitetónicos exigentes e de um enquadramento geológico-geotécnico complexo.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Aquatécnica, Lda, por autorizar a redação deste artigo. Salientam ainda que o trabalho descrito foi realizado pela Alves Ribeiro / HCI (empregueiros gerais) e Teixeira Duarte (empregueiro geotécnico), com fiscalização da Rockbuilding.

## REFERÊNCIAS

ENGCEO; (2024) Relatório Geológico-Geotécnico, Processo nº 220216, Reformulação do Hotel Estoril Eden.

GEOCONTROLE; (2024) Estudo Hidrogeológico, Relatório Fina v01, Processo nº 18524, Hotel Eden.

Justiniano, R.; Pinto, A.; (2024) Escavação profunda e complexa num ambiente urbano em Miraflores, Oeiras. 18.<sup>a</sup> Conferência Europeia sobre Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, agosto de 2024, Lisboa, Portugal Sessão de posters P8. ISBN 978-1-003-43174-9 (ebk); DOI: 10.1201/9781003431749.

Silva, N.; Braz, I., Pinto, A.; (2024) Escavação profunda em ambiente urbano – Projeto residencial Distrikt, Lisboa. 18.<sup>a</sup> Conferência Europeia sobre Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, agosto de 2024, Lisboa, Portugal. Sessão de posters P10. ISBN 978-1-003-43174-9 (ebk); DOI: 10.1201/9781003431749.

Pinto, A. Fartaria, C., Pisco, G.; (2019) Infinity Tower, arranha-céus em Lisboa – Portugal: soluções inovadoras para uma escavação profunda e complexa. 17.<sup>a</sup> Conferência Europeia sobre Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, setembro de 2017, Seul, Coreia. TC206 (Design Interativo). ISBN 978-89-952197-5-1.

## STABILIZATION OF A GABION WALL AT AN ELECTRICAL SUBSTATION IN COIMBRA: DESIGN SOLUTIONS AND MONITORING RESULTS

## ESTABILIZAÇÃO DE UM MURO DE GABIÕES JUNTO A UMA SUBESTAÇÃO EM COIMBRA: SOLUÇÕES ADOTADAS E RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO

Henriques, André, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, ahenriques@jetsj.com\**

Tomásio, Rui, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, rtomasio@jetsj.com*

Braga, Ricardo, *DST Geotecnia, Braga, Portugal, ricardo.braga@dstsgps.com*

Carvalho, Rui, *DST Geotecnia, Braga, Portugal, rui.moreiracarvalho@dstsgps.com*

Lousinha, André, *E-redes, Lisboa, Portugal, andre.lousinha@e-redes.pt*

*\*autor para correspondência*

### ABSTRACT

This paper presents the analysis, design, and implementation of stabilization measures for a gabion wall at an electrical substation at Bemposta, Coimbra, Portugal. The approximately 12 m high wall is founded on sandy fill materials overlying decomposed schist and has shown progressive deformation shortly after construction. A topographic monitoring program initiated in 2009 identified significant long-term movements, with average displacements after ten years of about 30 cm horizontally and 22 cm vertically, and maximum values reaching 60 cm and 30 cm, respectively. These deformations caused damage to substation buildings, pavements, cable ducts, and other essential infrastructure, requiring a comprehensive geotechnical reassessment. The work comprises the diagnosis of the governing deformation mechanisms, the numerical and analytical assessment of feasible reinforcement alternatives considering geotechnical, structural, and operational constraints as well as the design and construction of the selected stabilization solution. The adopted system consists of a bored pile wall installed at the back of the gabion structure, providing global stability and stiffness. The pile wall is supported by a series of reinforced concrete buttresses, which are connected through a high-stiffness capping beam positioned beneath the substation pavement in the final configuration. In front of the pile wall, in order to reduce the risk of fine material washout due to water percolation, shorted plastic bored piles were installed between reinforced piles as a preventive measure. The design approach combines limit equilibrium analyses, serviceability performance criteria, and construction-stage considerations. Monitoring results confirm the effectiveness of the intervention, showing a marked reduction in displacement rates after construction.

### RESUMO

O presente artigo descreve as soluções adotadas para a estabilização de um muro de gabiões existente numa subestação localizada em Coimbra, Portugal. O muro, com cerca de 12 m de altura, encontra-se fundado em materiais de aterro arenosos sobre uma camada de xistos decompostos. Desde 2009, dois anos após a sua construção, foram realizadas leituras topográficas sistemáticas de alvos instalados no muro, tendo sido registados, ao fim de aproximadamente 10 anos, deslocamentos horizontais e verticais com valores médios da ordem dos 30 e 22 cm e máximos na ordem de 60 e 30 cm, respetivamente. Estes movimentos deram origem a diversas patologias,

nomeadamente deformações e fissuração de estruturas, pavimentos e infraestruturas existentes (incluindo cabos de alta-tensão). Atendendo aos condicionamentos geométricos, às características geotécnicas do terreno e à configuração do muro de gabiões, foi concebida uma solução de reforço constituída por uma cortina de estacas, implantada junto ao paramento posterior do muro. Esta cortina é travada por um conjunto de contrafortes dimensionados para resistir aos acréscimos de carga, encontrando-se ligados através de uma viga de coroamento de elevada rigidez, integrada sob o pavimento da subestação na fase definitiva. Na frente da cortina, como medida prescritiva adicional, e considerando a possibilidade de arrastamento de finos por percolação de água, previu-se a execução de estacas plásticas, mais curtas, intercaladas com as estacas armadas. São ainda apresentados os principais critérios de conceção e dimensionamento, bem como os resultados do plano de monitorização, incluindo a sua análise e comparação com os valores previstos em projeto.

## **1. INTRODUCTION**

Gabion walls are widely used as flexible retaining structures in civil engineering works due to their ease of construction, adaptability to differential movements, drainage capacity and favourable environmental footprint. Their performance relies on the combined interaction between the granular fill, wire-mesh confinement, and the surrounding soil mass. Several studies have highlighted the advantages of gabions in terms of permeability and durability when adequately protected (Pereira and Fernandes, 2023). However, despite their inherent deformability, gabion structures may experience significant long-term displacements when founded over compressible or poorly compacted soils, subjected to elevated hydraulic gradients, or when constructed with insufficient toe support or backfill control.

Documented problematic behaviours include excessive lateral deformation, geotextile clogging, internal erosion or washout of fines, degradation of wire-mesh elements, and consequential damage to adjacent infrastructure.

From a sustainability standpoint, gabion solutions are often considered environmentally favourable because they use locally sourced stone, require lower embodied energy compared to reinforced-concrete retaining systems, and promote drainage without the need for extensive pipe networks (Chikute and Sonar, 2021). Nevertheless, ensuring long-term serviceability is essential for meeting governmental sustainability goals, particularly those addressing infrastructure resilience, life-cycle performance, and risk reduction.

## **2. GENERAL OVERVIEW**

The Bemposta substation, located in Coimbra, Portugal, is supported by a gabion wall with approximately 12 m high (Figure 1), founded over sandy fill materials overlying decomposed schist. Since its construction in 2007, the wall has exhibited progressive deformations, resulting in damage to the substation platform, adjacent structures, and underground services.

Topographic monitoring initiated in 2009 revealed horizontal displacements of up to 60 cm and settlements bigger than 30 cm in some areas, with increasing deformation rates recorded in the first years.



Figure 1 – Location of the existing gabion wall near the electrical substation.

This paper describes the stabilization measures implemented to control the movements of the gabion wall, ensuring long-term efficient serviceability and safety, while minimising interference with adjacent infrastructure and maintaining the operational continuity of the substation.

Considering the site constraints, soil conditions, and gabion wall geometry, the adopted reinforcement solution consisted of a secant bored pile wall, comprising reinforced piles with a diameter of 800 mm and a depth of 20 m, interspersed with shorter unreinforced (plastic) piles approximately 5 m deep. This wall was installed behind the gabion wall and braced by buttresses to stabilize the gabion wall movements.

A Monitoring and Survey Plan was also implemented during and after the execution of the works, with the objective of tracking the structural behaviour and validating the assumptions adopted during the design phase, as well as assessing the performance of the structure throughout its service life.

### 3. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL SCENARIO

According to the Geological Map of Portugal (scale 1:50,000), the site is located within the Ossa Morena Zone – Porto-Tomar Shear Zone, specifically in the “Série Negra” formation, composed of grey and black schists.

To better understand the site geological scenario a geological and geotechnical site investigation campaign was conducted, including 8 boreholes with Standard Penetration Tests (SPT), 2 piezometers and laboratory tests.

The results of this campaign allowed the characterization of the intersected materials in terms of their geomechanical properties (Table 1) and developed geological-geotechnical profiles used at the project stage (see Figure 2). The campaign identified the following ground layers, from top to bottom:

- Fill soils (ZG3) – silty deposits with organic material and decomposed schist fragments, loose to medium dense, with SPT values between 2 and 39 blows and a maximum thickness of about 13 m (see Figure 3).
- Decomposed schist (ZG2) – grey, locally highly weathered schists (W5), with SPT values between 30 and 40 blows and a thickness of about 5 to 12 m.
- Very competent schist (ZG1) – slightly weathered, high-strength rock mass, with SPT values above 60.

Regarding groundwater conditions, the geotechnical investigation recorded a stabilized ground water table at elevations below the gabion wall foundation.

Table 1 – Geological and geotechnical parameters.

Ground Layer	N <sub>SPT</sub>	$\Phi'$ (°)	C' (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E' (MPa)
ZG3	2-39	20	-	17-18	5-10
ZG2B	51	28.30	30-40	20-21	60-70
ZG1	>60	30-32	40-50	21-22	>100

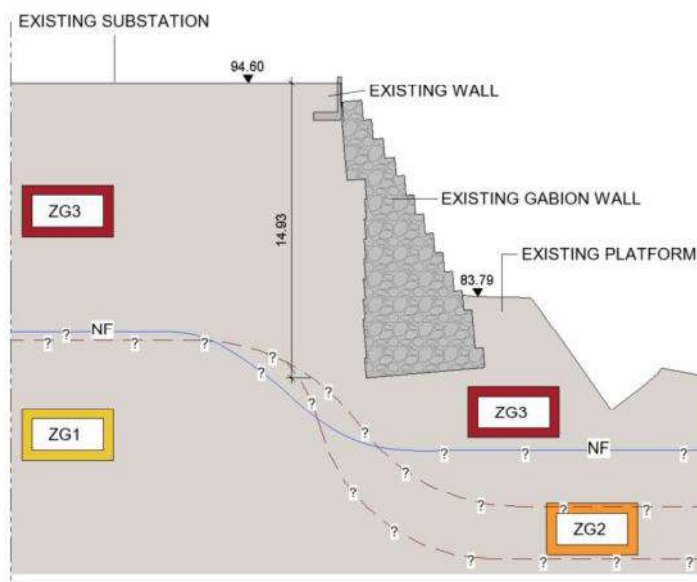


Figure 2 – Geological and geotechnical profile, including the existing gabion).



Figure 3 – Sample collected from a borehole drilled at the substation level.

#### 4. EXISTING STRUCTURE AND PATHOLOGIES

According to information provided by the client, the gabion wall was built in 2007. Interpretation of the design drawings, compared with the as-built structure, indicated that the wall cross-section underwent modifications during construction (see Figure 4).

The original wall has an approximate length of 70 m and is topped by a reinforced concrete retaining wall, which was not part of the original design. The height difference between the substation platform and the access path at the wall's toe is about 12 m, with the upper platform at the elevation of 95.00 m and the bottom path at elevation 83.00 m. Boreholes performed to assess the wall's foundation revealed that the gabion structure extends an additional 2–3 m below the existing path platform.

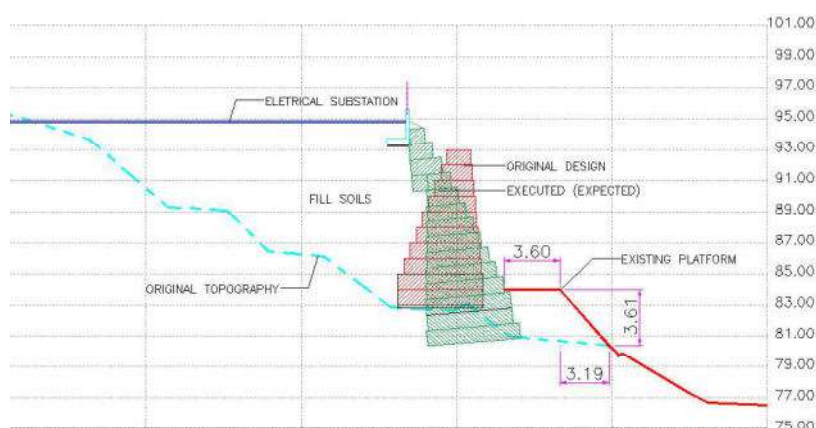


Figure 4 – Gabion wall from the original design and gabion wall as executed (expected).

Topographic monitoring of the wall began in 2009, two years after its construction, through the installation of survey targets. Three monitoring campaigns were carried out on April 2009, September 2012, and February 2019. Of the 10 installed targets, only 4 had complete data from all three campaigns (Table 2). The analysis of the recorded movements showed:

- Horizontal displacement: Targets located at elevation 90.5 m (approximately 60% of the wall height) experienced the largest displacements, about twice that of the other targets, with an average of 60 cm.
- Settlement: Targets at elevation 94.7 m recorded the largest settlements, averaging 30 cm, compared to an average of 22 cm for the remaining targets.
- Plan view distribution: Horizontal displacements were greater at central targets (54 cm) than at those near the wall ends (10cm).
- Deformation rate: With some reservations due to incomplete data, the average rate of horizontal displacement and settlement was higher between 2008 and 2012 (1.5 cm/year and 0.67 cm/year, respectively) than between 2012 and 2019 (1.05 cm/year and 0.16 cm/year, respectively).

This reduction in deformation rates over time suggests that the observed movements are associated with long-term consolidation processes, likely resulting from the poor geotechnical characteristics of the fill materials present behind and/or at the base of the gabion wall.

Table 2 - Displacement of the different targets installed in the gabion wall in 2021.

Target	Displacement (m)	
	Horizontal	Vertical
1	0,068	-0,184
2	0,413	-0,143
3	0,271	-0,265
4	<b>0,535</b>	-0,175
5	0,083	<b>-0,270</b>

These findings are consistent with visual inspection of the wall, which revealed several pathologies such as cracking, misalignment, and local instability at the wall crest (see Figure 5).



Figure 5 –Existing pathologies in the substation.

## 5. ADOPTED SOLUTIONS

The adopted stabilization solution consisted of a bored pile curtain wall with Ø800 mm piles spaced at an average of 1.20 m, executed from the substation working platform at elevation 94.00 m. This wall is braced by buttresses spaced approximately 7.20 m apart, each with a length of about 6.90 m, formed by alternating reinforced and unreinforced (plastic) secant piles space at an average of 0.60 m, both approximately 20.5 m long.

To increase the overall stiffness, the pile wall and buttresses are connected by a high-stiffness reinforced concrete capping beam, 1.00 m wide and 1.00 m high. This beam will be integrated with the footing and the perimeter wall confining the substation (see Figure 6).

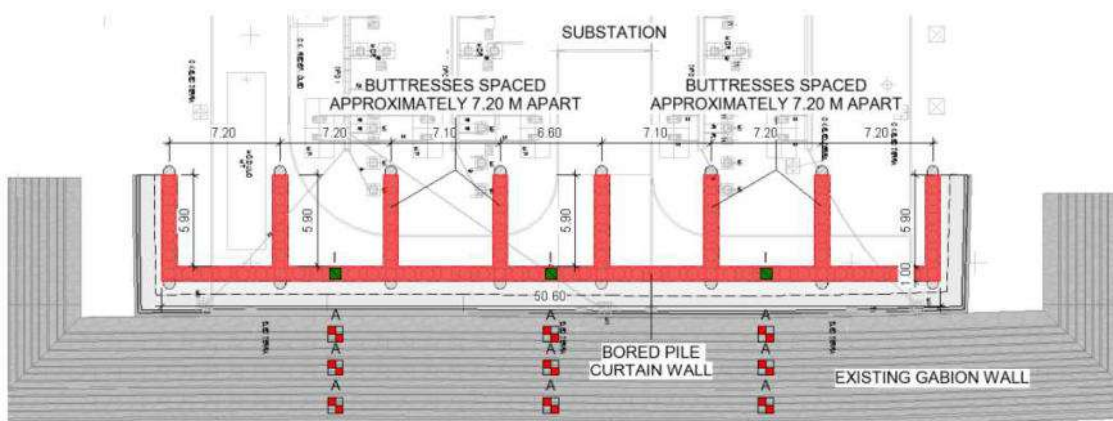


Figure 6 - Footprint of the adopted stabilization solution.

Given the potential risk of fine material washout due to water percolation—particularly affecting the upper four meters of the existing gabion wall—and the consequent settlement of the substation pavement, the design also prescribed the installation of plastic piles in front of the wall over a height of approximately 4.5 m, alternating with the reinforced piles (see Figure 7). This arrangement increases the water percolation path length, thereby reducing possible erosion effects, while avoiding a fully impervious solution (dam effect).

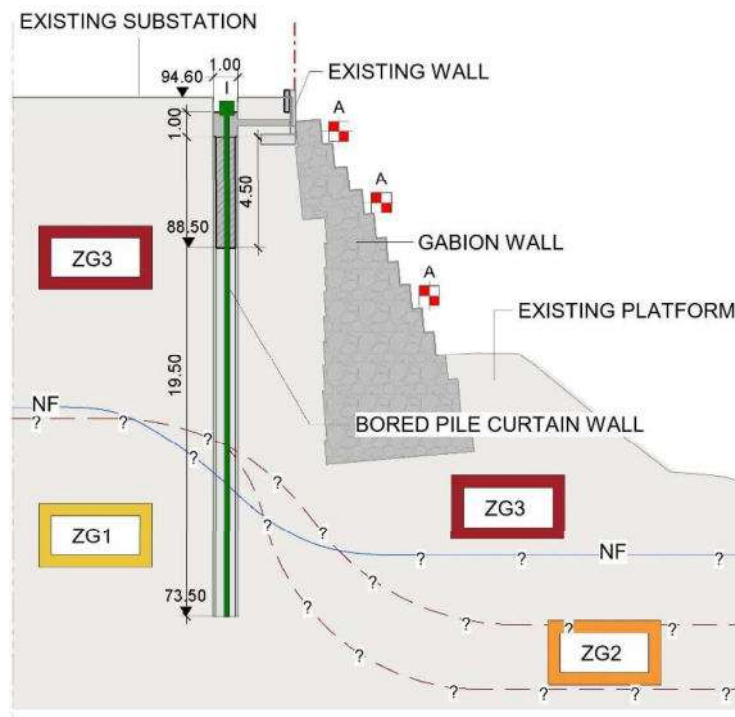


Figure 7 – Stabilization solution of the gabion wall.

## 6. DESIGN METHODS

To analyse the structural and geotechnical behaviour of the retaining and reinforcement system in terms of internal forces and deformations, a finite element analysis was carried out using *PLAXIS 3D* (see figure 8)

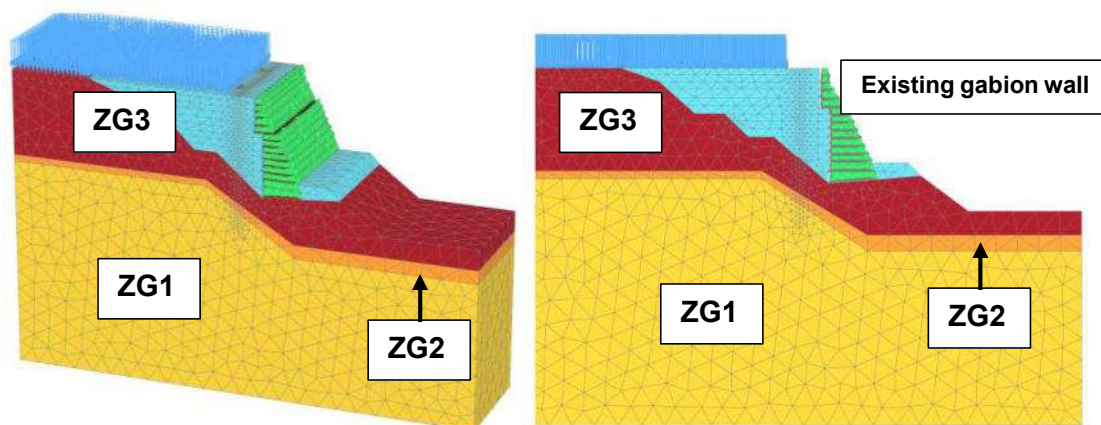


Figure 8 – Plaxis 3D model used to evaluate the design solution.

The analysis focused on the most representative section for the behaviour of the retaining structure, aiming to assess deformations, stress states, and the slope overall stability, as well as to estimate potential deformation increments in structures adjacent to the gabion wall. Multiple construction stages were simulated, including the original gabion wall construction and the installation of the reinforcement bored piles wall.

The soil behaviour was modelled using Mohr–Coulomb, and Hardening Soil constitutive models, with deformability and shear strength parameters adopted from the geotechnical investigation. The piles and capping beam were modelled as beam elements. For the bored pile wall, the modelling approach consisted of a cluster assigned with concrete properties, within which dummy pile elements with very low stiffness were inserted to evaluate the forces and deformations on these elements.

The design of the piles was carried out based on the forces obtained from the calculation model, duly factored according to the required load combination and using the provisions of NP EN 1536 and Eurocode 7.

For determining the embedded length of the bored pile wall, two criteria were adopted:

- Control of deformations during the excavation phase, assessed using finite element models.
- Verification of the axial load-bearing capacity of the pile length below the excavation bottom using the Bustamante and Gianeselli method (Bustamante and Gianeselli, 1998).

The modelling limited their maximum strength to ultimate limit states, allowing for the assessment of the maximum global safety factor according the Eurocode 7 Limit state checks confirmed that the existing gabion wall alone had a factor of safety of 1.16 (Figure 9), which is below the minimum required, while the reinforced solution achieved 1.48 (Figure 10).

It should also be noted that the proposed solution was designed to account for seismic action, based on a pseudo-static analysis carried out in *PLAXIS 3D*.

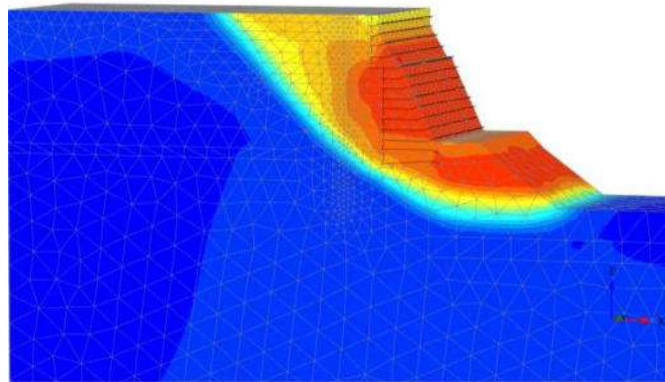


Figure 9 - Critical surfaces for the gabion wall solution without reinforcement: safety factor of 1.16.

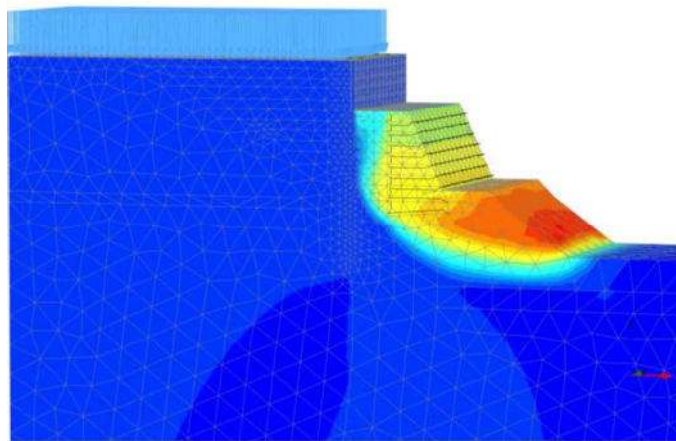


Figure 10 - Critical surfaces for the gabion wall solution with the bore pile wall reinforcement solution: safety factor of 1.48.

## 7. MONITORING AND SURVEY PLAN

The implementation of a Monitoring and Survey Plan, essential for a project of this complexity, was a fundamental tool to validate on time the design assumptions and managing geotechnical risk. For this project, several monitoring devices were installed, including:

- Topographic prism targets: to measure planimetric and altimetric movements (Figure 11).
- Inclined meters: to measure horizontal displacements at depth installed inside the bored piles between the secant pile buttresses (Figure 12).

The monitoring plan defined weekly readings campaigns and established alert and alarm thresholds for each monitored parameter to assess geotechnical risk during construction. A long-term monitoring plan was also defined, with measurements to be carried out every six months during the initial years, in order to assess the performance of the structure throughout its service life.



Figure 11 - Monitoring devices installed: topographic prism targets installed in the reinforced concrete wall.



Figure 12 - Monitoring devices installed: inclinometers cases installed inside the bored pile wall.

As of the current date, no significant deviations from the project estimates have been recorded based on the available readings. The maximum horizontal movements on the targets and inclinometers are approximately 5 mm, which is below the horizontal displacement estimated in the design phase (see Figure 13).

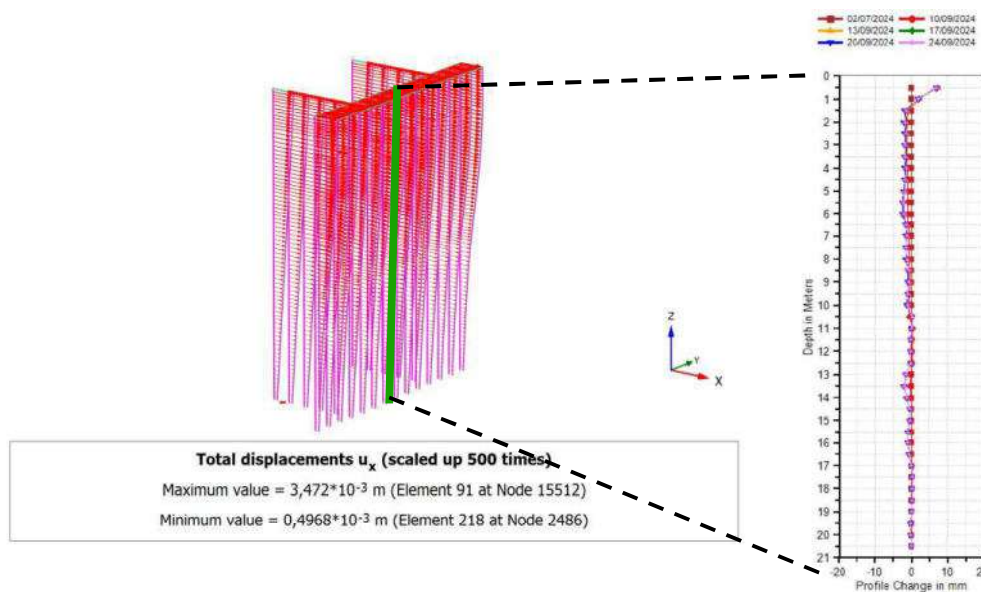


Figure 13 - Maximum horizontal displacement estimated for the adopted solution.

## 8. FINAL REMARKS

This study is constrained by the limited characterization of the initial construction conditions, uncertainties associated with the heterogeneous fill materials, and the fact that monitoring was initiated only after early movements had already occurred.

The adopted reinforcement solution, combining a bored piles wall with secant pile buttresses, proved to be effective and well suited to the geotechnical and operational

constraints of the Bemposta electrical substation (see Figure 14). Measured displacements remained below the design predictions, even after the heavy rainfall that affected the region at the beginning of 2026, confirming the adequacy of the design assumptions and the effectiveness of the adopted solution.

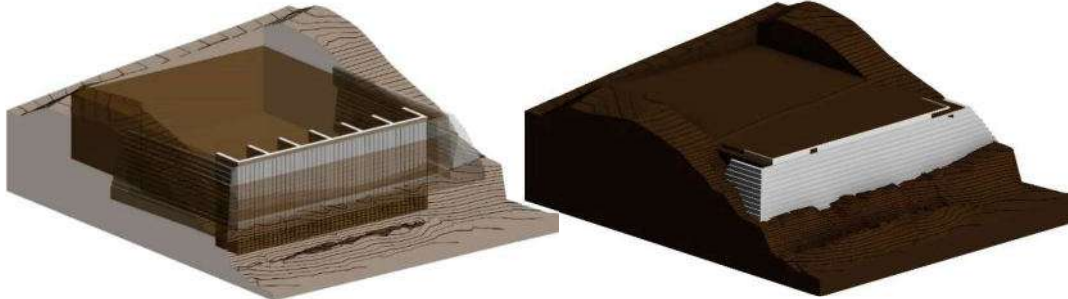


Figure 14 - Overall view of the stabilization solution.

While the adopted stabilization system has effectively reduced displacement rates, the long-term performance of the reinforced structure will depend on continuous monitoring and maintenance, especially under variable hydraulic conditions.

Future research should focus additional comparative studies incorporating alternative ground improvement or hybrid reinforcement techniques to contribute to the better understanding and optimization of stabilization strategies for aging gabion retaining walls.

Considering the positive outcomes of the established monitoring and survey plan, this case study demonstrates the reinforcement solution, combining a bored pile curtain with secant pile buttresses, was tailored to the geotechnical conditions and operational constraints of the Bemposta electrical substation.

## ACKNOWLEDGEMENTS

The authors express their gratitude to E-Redes for granting permission for the drafting and publication of this article. It is also important to emphasize that the implemented solutions were the result of a team effort developed in collaboration with the geotechnical contractor (DST Geotecnia) and the general contractor (Painhas).

## REFERENCES

- Chikute G.C., Sonar I.P., (2021). Gabion Wall: EcoFriendly And Cost-Efficient Retaining Wall. *Advances in Sustainable Construction Materials*, Vol. 124
- Pereira, B., Fernandes, W. (2023). Gabion Walls—A Remedial Measure for Slope Stabilization. In: Muthukkumaran, K., Umashankar, B., Pitchumani, N.K. (eds) *Earth Retaining Structures and Stability Analysis*. IGC 2021. *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 303. Springer, Singapore
- CT156 LNEC (2016). NP EN 1536 – Execution of special geotechnical works. Bored piles. In portuguese.
- Bustamante, M.; Gianceselli, L. (1998). Installation parameters and capacity of screwed piles. In: *Deep foundation on bored and auger piles*, Ghent, Belgium. pp 95-10.

**NOVA LINHA CIRCULAR DO METROPOLITANO DE LISBOA:  
RECALÇAMENTO DE EDIFÍCIOS CENTENÁRIOS  
LISBON NEW CIRCULAR METRO UNDERGROUND LINE: CENTENARY  
BUILDINGS UNDERPINNING**

André Henriques, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, [ahenriques@jetsj.com](mailto:ahenriques@jetsj.com)\*  
Carlos de Oliveira Martins, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, [cmartins@jetsj.com](mailto:cmartins@jetsj.com)  
Catarina Fartaria, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, [cfartaria@jetsj.com](mailto:cfartaria@jetsj.com)  
Rui Tomásio, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, [rtomasio@jetsj.com](mailto:rtomasio@jetsj.com)  
Alexandre Pinto, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, [apinto@jetsj.com](mailto:apinto@jetsj.com)  
*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

A nova linha circular do Metropolitano de Lisboa atravessa uma área da cidade densamente urbanizada, promovendo a ligação entre a Estação do Rato, localizada numa das colinas da cidade e a Estação do Cais do Sodré localizada na margem direita do Rio Tejo. Deste modo, a escavação subterrânea intersecta diversos tipos de materiais, desde maciços rochosos até materiais aluvionares. A nova Estação de Santos ficará localizada parcialmente sob um conjunto de edifícios centenários apresentando um recobrimento de apenas 15 m. Os referidos edifícios, contruídos no século XIX, dispõem de uma elevada suscetibilidade a assentamentos diferenciais dada a sua composição em madeira e alvenaria de pedra e apresentam diversas patologias estruturais. Após a estimativa dos assentamentos à superfície induzidos pela escavação subterrânea, e tendo em consideração o estado de integridade dos edifícios, bem como a elevada heterogeneidade dos materiais sob as fundações, concluiu-se pela necessidade de proceder previamente ao recalçamento dos edifícios, de forma a mitigar potenciais danos estruturais. A solução incluiu a realização de microestacas profundas, verticais e sub-verticais, por forma a transmitir as cargas ao terreno competente localizado fora da zona de influência da escavação subterrânea, conectadas ao edifício por meio de vigas de recalçamento em betão armado. O presente artigo descreve as soluções implementadas e o comportamento do edifício durante os trabalhos da escavação subterrânea.

**ABSTRACT**

The new Lisbon metro line will cross a densely urbanized part of the city, connecting Rato station located at one of the hills of the city and Cais do Sodré station at the Tagus River right bank. Thus, the underground excavation intersects a wide range of materials, from rock mass to soft soils. The new Santos Station will be located partially beneath XIX century buildings with a cover depth of about 15 m, being these structures highly sensitive to differential settlements given its masonry and timber composition with multiple structural pathologies. Given the building conditions, its heterogeneous soil foundation and the level of surface settlements induced by NATM excavation, an underpinning solution was needed aiming to mitigate the buildings potential damages. Hence, high length micropiles, concrete reinforced beams and walls were executed from the building ground floor aiming to transfer buildings loads to the soils located underneath the tunnel excavation. This paper presents an overall description of the adopted

solutions, how they were implemented and the buildings' behaviour during the underground works.

## 1. INTRODUÇÃO

A nova linha circular do Metropolitano de Lisboa incluirá uma nova estação na zona de Santos, cujo átrio subterrâneo será parcialmente implantado sob um conjunto de edifícios centenários, com um recobrimento de cerca de 15 m. Estes edifícios são particularmente sensíveis a fenómenos de assentamentos diferenciais, atendendo à sua constituição em alvenaria de pedra e madeira, à heterogeneidade dos materiais de fundação e ao facto de já apresentarem diversas patologias estruturais.

A escavação subterrânea do túnel, que será materializada utilizando o método NATM (*New Austrian Tunneling Method*) foi analisada mediante modelos numéricos que permitiram estimar os assentamentos à superfície considerando as propriedades geomecânicas dos terrenos presentes. Os resultados das referidas análises e o estado de conservação atual das estruturas serviram de base à realização de análises de danos e avaliação da vulnerabilidade dos edifícios à bacia de assentamentos, concluindo-se que os mesmos não serão capazes de suportar os assentamentos diferenciais sem danos significativos. Dado o presente cenário, foi definida uma solução de recalçamento dos edifícios por forma a mitigar o impacto da escavação subterrânea na manutenção da sua integridade

## 2. CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS EXISTENTES

Considerando a análise de vulnerabilidade dos edifícios realizada, os dois edifícios com paredes de alvenaria de pedra e pisos de madeira foram classificados com um potencial de danos moderado a potencialmente severos induzido pela escavação subterrânea a realizar parcialmente sob estes. Os edifícios centenários, denominados por interferência 41 (INT41) e interferência 45<sup>a</sup> (INT45A) apresentam 3 e 5 pisos elevados e uma fundação do tipo direta em terrenos muito heterogêneos (ver Figura 1).

Os edifícios localizam-se numa zona onde no passado existia um convento que foi destruído no âmbito do terramoto de 1755. Deste modo, estima-se que a fundação superficial dos mesmos se encontre sobre materiais de aterro e detritos das derrocadas ocorridas nessa data, o que poderá justificar as patologias presentes. Esta informação foi também corroborada posteriormente pela realização do estudo geológico-geotécnico.

Considerando o presente cenário e as informações referentes à bacia de assentamentos estimada com base em modelos numéricos, segundo a classificação de *Burland* (1997), concluiu-se que a realização da obra subterrânea sem reforço dos edifícios conduziria a danos moderados a potencialmente severos, o que motivou a obra de recalçamento.



Figura 1 – Edifícios a recalçar: Vista frontal (em cima) e localização em planta (em baixo).

### 3. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

#### 3.1. Condicionamentos geológico-geotécnicos

O desenvolvimento do projeto foi precedido pela realização de uma campanha de prospeção incluindo a realização de oito sondagens acompanhadas de ensaios dois piezómetros e diversos ensaios laboratoriais. Tendo por base essa informação foi possível definir um zonamento geológico-geotécnico e parâmetros geomecânicos, que serviram de base ao desenvolvimento do projeto (ver Figura 2). Verificou-se que a presença de uma camada de aterros superficial com cerca de 10m de espessura apresentando detritos e elevada heterogeneidade e sob esta materiais do Miocénico e do Complexo Vulcânico de Lisboa, com características de resistência e deformabilidade mais favoráveis.

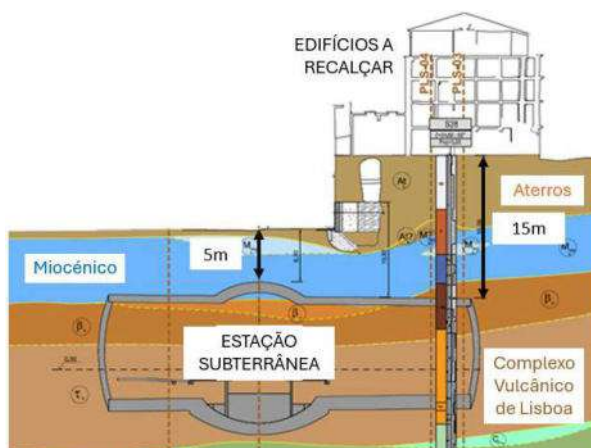


Figura 2 – Perfil geológico-geotécnico.



A solução de recalçamento foi dimensionada para transferir a totalidade das cargas dos edifícios para o terreno do Complexo Vulcânico de Lisboa, localizado fora da área de influência da escavação subterrânea, através das microestacas de recalçamento com comprimentos entre 20 m e 25 m, totalizando cerca de 4000 metros lineares de tubos de microestaca utilizados na solução de recalçamento. Tendo em conta a rigidez desta solução face à rigidez das atuais fundações, a transferência de carga irá ocorrer assim que os trabalhos de escavação subterrânea induzam assentamento ao nível dos terrenos de fundação dos edifícios (ver Figura 4).

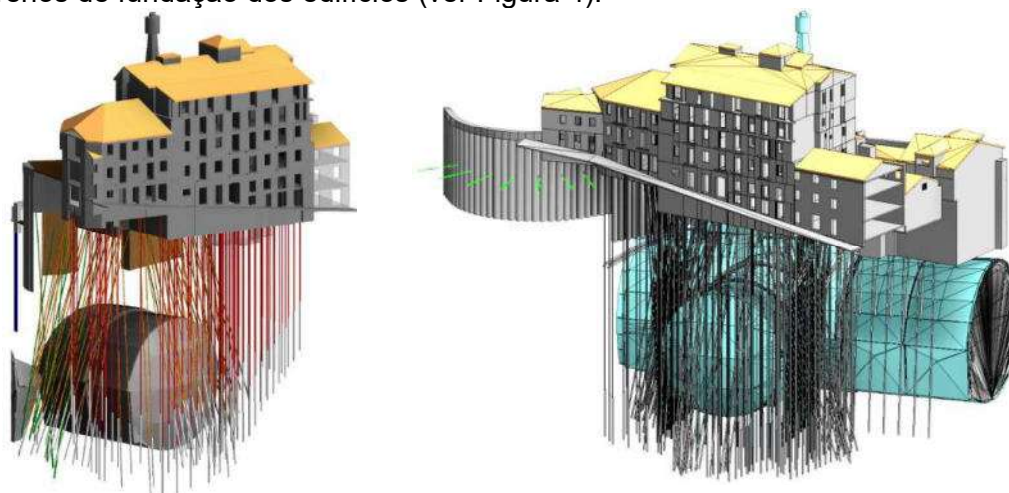


Figura 4 - Vista do posicionamento das microestacas na proximidade da galeria subterrânea.

## 5. DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO

O dimensionamento da grelha de vigas de betão armado que irá permitir a transferência de cargas dos edifícios para as microestacas de recalçamento foi realizado utilizando o programa de cálculo *SAP2000*. Os apoios dos elementos lineares correspondentes às vigas foram colocadas na posição das microestacas considerando a sua inclinação, no caso das microestacas sub-verticais e também molas lineares por forma a considerar a rigidez axial do comprimento livre das mesmas. O referido modelo permitiu estimar os esforços atuantes nas vigas, as cargas a transmitir a cada microestaca e ainda a estimativa de deformações do sistema de recalçamento (ver Figura 5).

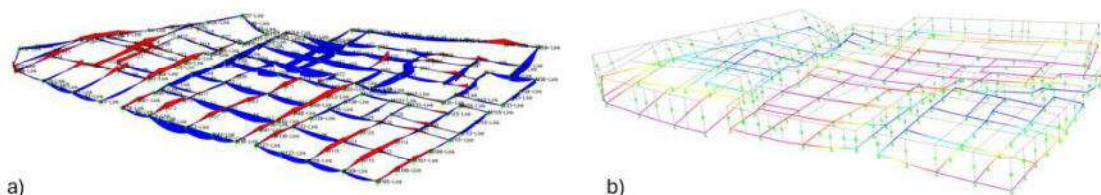


Figura 5 - Modelo estrutural da grelha de vigas: a) Momentos fletores; b) Deformação elástica.

Considerando a estimativa das cargas axiais atuantes em cada microestaca obtida com base no modelo estrutural foi possível validar o dimensionamento dos comprimentos de selagem e das secções de tubo de microestaca. Dado que o comprimento livre das microestacas fica localizado na área de influência da escavação subterrânea foi necessário ter em consideração os efeitos de segunda ordem. Para tal foi considerado que os tubos das microestaca poderão estar sujeitos a uma excentricidade máxima de

20 mm, sendo a verificação de segurança da secção de aço realizada para esse cenário de interação esforço axial/momento fletor. Os modelos numéricos realizados no âmbito da análise da escavação subterrânea permitiram confirmar que os as microestacas estarão sujeitas a deformações perpendiculares ao seu eixo inferiores a 20mm, sendo assim garantida a verificação de segurança (ver Figura 6).

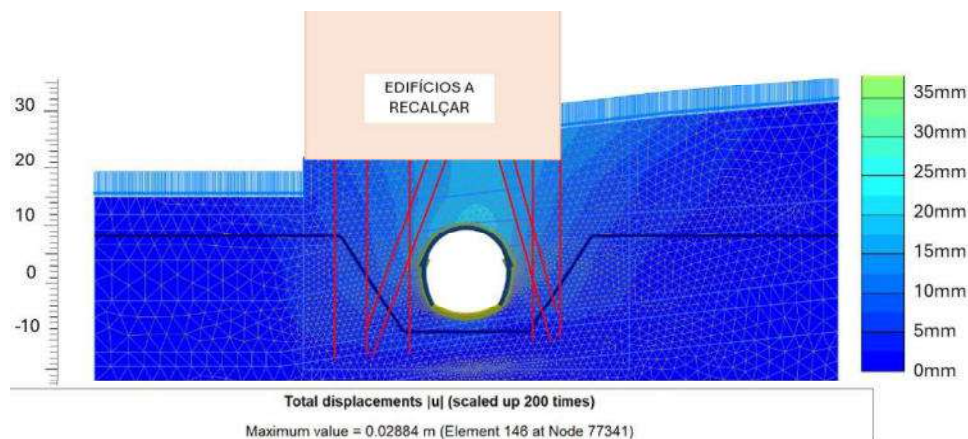


Figura 6 – Modelo de análise Plaxis 2D – Deformação induzida pela escavação.

## 6. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Dada a elevada complexidade da obra, assim como o cenário de risco geotécnico presente, foi implementado um sistema de monitorização utilizando sistemas de aquisição automática de dados. Além dos dispositivos de instrumentação habitualmente instalados no âmbito de obras de escavação subterrânea que incluem marcas topográficas e inclinómetros instalados nos arruamentos e prismas topográficos nas fachadas dos edifícios, foram também instalados nos edifícios a recalçar tiltmeters, fissurómetros e sensores de nível líquido no interior dos edifícios. A utilização de sistemas de leitura automatizados, utilizando estações totais instaladas em zonas fora da influência da obra, permitiu o acompanhamento em tempo real do comportamento das estruturas, sendo uma ferramenta essencial para gerir o risco da obra associado à escavação subterrânea (Figura 7).



Figura 7 - Estação total automatizada.

O Plano de Monitorização implementado incluiu a definição de valores de alerta e de alarme para cada um dos dispositivos instalados. A definição desses valores teve por base a estimativa das referidas grandezas obtida com base nos modelos numéricos

desenvolvidos, sendo considerados os valores de 80% e de 130% dos valores de referência dos modelos como limites de alerta e de alarme, respectivamente. Assim, ao atingir o critério de alerta significa que o comportamento está a aproximar-se do estimado e ao atingir o critério de alarme significa que foi ultrapassado em 30% a grandeza em questão e, portanto, será necessário implementar medidas de reforço adicionais.

O plano de monitorização implementado previu medições diárias durante os trabalhos de escavação, tendo o comportamento dos edifícios durante os trabalhos de consolidação e, posteriormente, durante a escavação subterrânea, demonstrado conformidade com o previsto, tendo-se registado assentamentos reduzidos, com um valor máximo de 8 mm (ver Figura 8).

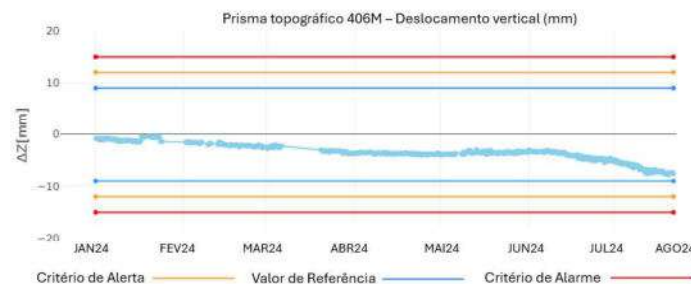


Figura 8 - Prisma topográfico localizado na fachada da interferência 45 – deslocamento vertical.

Dado que os edifícios recalçados se encontram numa colina, e tendo por base a execução dos trabalhos de escavação subterrânea da Estação, os movimentos horizontais de massa do terreno de fundação eram também uma preocupação. Neste enquadramento, foram instaladas calhas inclinométricas com 35 m de comprimento no arruamento adjacente aos edifícios (Travessa do Pasteleiro) por forma a avaliar os movimentos horizontais em profundidade que pudessem indicar um problema de instabilidade global, tendo-se registado deformações reduzidas inferiores aos critérios de alerta considerados (ver Figura 9).

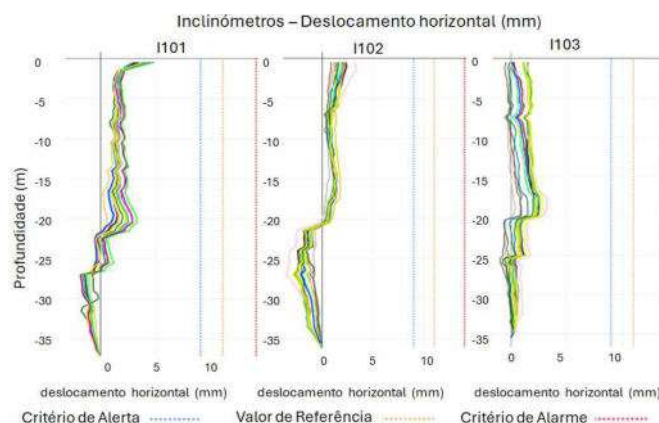


Figura 9 - Inclinómetros - Deslocamento horizontal no sentido da galeria,

No interior da escavação subterrânea foi também implementado um Plano de Monitorização, nomeadamente pela realização de leituras de convergências. Tendo por base os resultados de instrumentação, na secção onde se verificaram maiores deformações registaram-se valores, no geral, inferiores ao critério de alerta para a presente fase dos trabalhos (ver Figura 10).

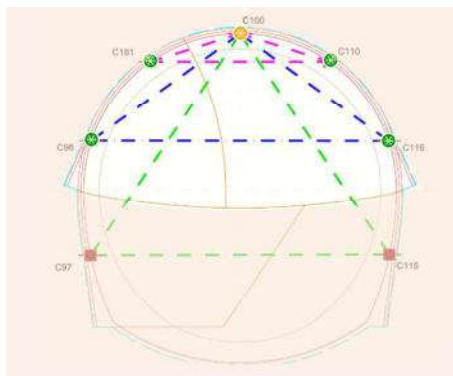


Figura 10 – Monitorização: Convergências no interior da escavação subterrânea.

## 7. CONCLUSÕES

Escavações subterrâneas podem conduzir a assentamentos à superfície do terreno que podem colocar em causa a integridade dos edifícios, especialmente caso estes já apresentem patologias estruturais. O uso de modelos numéricos para estimativa da bacia de assentamentos, combinada com a aplicação da metodologia de *Burland* (1997) é essencial na avaliação do potencial de danos e da necessidade de implementar medidas de reforço.

Para cenários extremos, como o apresentado, uma solução de recalçamento poderá assegurar a manutenção da integridade do edifício, apesar deste tipo de intervenção ser onerosa e com implementação bastante condicionada em termos de acessibilidade de equipamentos.

A implementação de um adequado Plano de Monitorização é fundamental para confirmar, durante os trabalhos de escavação, a eficácia do sistema de recalçamento na transferência de carga do edifício e consequentemente a mitigação dos potenciais danos originados por assentamentos diferenciais.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Metropolitano de Lisboa a autorização para a redação do presente artigo. Destacam ainda que os trabalhos descritos foram projetados pelo consórcio que integra as empresas COBA e JETsj e que se encontram a ser realizados pelo agrupamento constituído pelas empresas Mota Engil e Spie Batignolles. A fiscalização dos mesmos trabalhos é, por sua vez, assegurada pelo consórcio que integra as empresas Consulgal e Tecnoplano.

## REFERÊNCIAS

- Burland, J.B. (1997). Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. *Earthquake Geotechnical Engineering*, Balkema, pp. 1189-1201
- Bustamante, M.; Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux in-jectés. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Ministère de L'Équipe-ment, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris. 140.

**LINHA RUBI DO METRO DO PORTO: ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO  
PERIFÉRICA DA ESTAÇÃO DE CAMPO ALEGRE  
PORTO METRO RUBY LINE: EXCAVATION AND RETAINING STRUCTURES  
OF CAMPO ALEGRE STATION**

Henriques, André, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, [ahenriques@jetsj.com](mailto:ahenriques@jetsj.com)\*  
Tomásio, Rui, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, [rtomasio@jetsj.com](mailto:rtomasio@jetsj.com)  
Duarte, Filipa, Quadrante, Lisboa, Portugal, [fduarte@quadranteglobal.com](mailto:fduarte@quadranteglobal.com)  
Pereira, António, Quadrante, Lisboa, Portugal, [apereira@quadranteglobal.com](mailto:apereira@quadranteglobal.com)  
\*autor para correspondência

**RESUMO**

O presente artigo apresenta as soluções geotécnicas desenvolvidas para a escavação e contenção periférica da Estação de Campo Alegre, integrada na nova Linha Rubi do Metro do Porto, que estabelece a ligação entre as estações da Casa da Música e de Santo Ovídio. A escavação, com profundidade variável entre 12 m e 18 m, interceta predominantemente depósitos de aterro e materiais graníticos com diferentes graus de alteração e fraturação. A proximidade de infraestruturas relevantes — nomeadamente a Via Panorâmica, a Rua de Entrecampos e vários edifícios de 2 a 5 pisos — impôs significativos condicionamentos ao processo construtivo. Atendendo à geometria e às condicionantes da envolvente, as soluções de contenção adotadas consistiram, nas zonas de maciço rochoso, na execução de uma parede em betão projetado reforçada por uma malha de pregagens em quincôncio, e, nas zonas terrosas, numa cortina de estacas de betão armado com 800 mm de diâmetro, travada por dois a três níveis de ancoragens e escoras metálicas, em função da profundidade da escavação. Estes elementos provisórios serão desativados na fase definitiva. Devido à localização da estação sob duas vias de comunicação principais na cidade, a escavação foi faseada, de modo a manter em permanência pelo menos uma via. Assim, na zona dos desvios provisórios, foi implementada uma solução de muro de Berlim provisório, estabilizado com ancoragens e pregagens, as quais serão demolidas posteriormente. Para além de alguns critérios de conceção e dimensionamento adotados, são também apresentados os principais resultados do plano de instrumentação e observação implementado para a estrutura de contenção, incluindo a análise e comparação dos mesmos com os valores definidos em fase de projeto.

**ABSTRACT**

This paper presents the geotechnical solutions developed for the excavation of Campo Alegre Station, part of the new Ruby Line of the Porto Metro, which will connect Casa da Música and Santo Ovídio stations. The excavation, with depths ranging from 12 m to 18 m, predominantly intercepts fill deposits and granitic materials with varying degrees of weathering and fracturing. The proximity of relevant infrastructures—namely Via Panorâmica, Rua de Entrecampos and several buildings with 2 to 5 storeys—imposed significant constraints on the construction process. Considering the excavation geometry and the surrounding constraints, the adopted retaining solutions comprised, in rock mass zones, a reinforced shotcrete wall supported by rock bolts, and, in soil-dominated zones, a reinforced concrete bored-pile wall with 800 mm, supported by two to three levels of ground anchors and steel struts, depending on the excavation depth. These temporary support elements will be decommissioned in the permanent phase. Due to the station's

location beneath two major traffic routes within the city, the excavation was carried out in stages in order to maintain at least one traffic lane in operation at all times. Accordingly, in the areas of temporary traffic diversions, a temporary Berlin-type wall solution was implemented, stabilised with anchors and soil nails, which will subsequently be removed.

## 1. INTRODUÇÃO

A nova linha Rubi do Metro do Porto, que ligará a Casa da Música a Santo Ovídio, incluirá uma nova estação na zona de Campo Alegre realizada a céu aberta, sendo para tal necessário a realização de soluções de contenção distintas.

Esta estação (a laranja na Figura 1) encontra-se localizada na zona de um estacionamento existente, tendo como principal condicionante a presença de duas infraestruturas relevantes na cidade, a via Panorâmica e a rua de Entrecampos, bem como outras estruturas com a faculdade de letras da universidade do Porto, diversos edifícios com 2 a 5 pisos elevados e a existência de uma bomba de abastecimento de combustível.

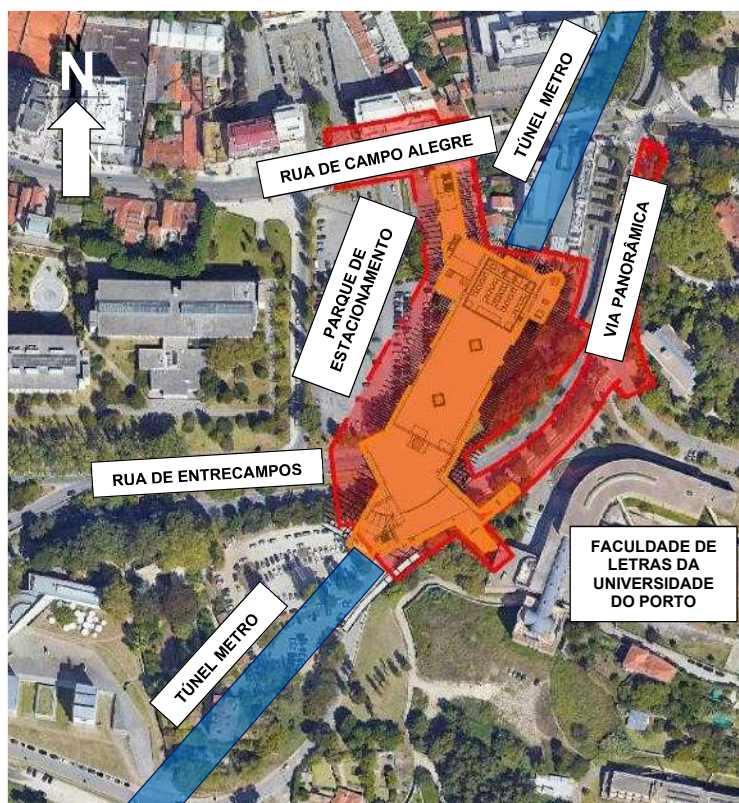


Figura 1 – Localização da estação de Campo Alegre (a laranja) e área de implantação (a vermelho).

Tendo em conta os condicionamentos existentes, tipo de terreno e geometria da estação, a solução concebida para contenção periférica é constituída maioritariamente por uma escavação vertical no maciço rochoso com aplicação de betão projetado com fibras, conjugada com a aplicação de uma malha de pregagens em quincôncio. Nas camadas mais superficiais e em zonas onde posteriormente será escavado, prevê-se ainda a execução de taludes provisórios e a contenção periférica do tipo “Berlim provisório” com a instalação de perfis metálicos, barrotes de madeira e pregagens ou

ancoragens. Ainda, na zona de *Cut and Cover* do túnel, na zona Sul, prevê-se a realização de uma cortina de estacas em betão armado travada por ancoragens provisórias, as quais serão posteriormente desativadas e removidas em fase definitiva.

Todas estas soluções foram conjugadas em duas fases distintas por forma a possibilitar a realização dos desvios de trânsito e de infraestruturas das vias existentes, minimizando assim os efeitos indesejáveis que uma construção desta natureza pode ter no impacto da rede viária.

## 2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

### 2.1. Condicionamentos geológico-geotécnicos

A prospeção geotécnica disponibilizada nesta zona revelou um cenário geológico marcado por uma zona onde prevalece o maciço do “Granito do Porto. De um modo geral, o perfil geológico-geotécnico é caracterizado pela presença de uma camada superficial de aterros (At), com espessura máxima da ordem dos 2,5 m, o qual assenta sobre um maciço rochoso decomposto a medianamente alterado e fraturado (G4-G5). Em profundidade, são intersetados granitos pouco alterados, com fraturação reduzida a moderada (G1-G2), correspondendo a classes geomecânicas mais favoráveis. Refira-se ainda que, nas imediações do quilómetro 1+055 do traçado, foi identificada a presença de uma falha tectónica com orientação aproximada NNW–SSW, a qual constitui um condicionamento relevante para o comportamento geotécnico local.

À medida que nos aproximamos da zona Sul da estação as características vão piorando, sendo que na sondagem mais a Sul o terreno é caracterizado pela presença de aterros com cerca de 8 m de espessura, uma camada de aluviões com 1 m, solo residual granítico com 8 m de espessura e, por fim granito decomposto até ao final da prospeção, não apanhando o maciço rochoso menos fraturado que é intersetado nas restantes sondagens a cerca de 2-4 m de profundidade (ver Figura 2).

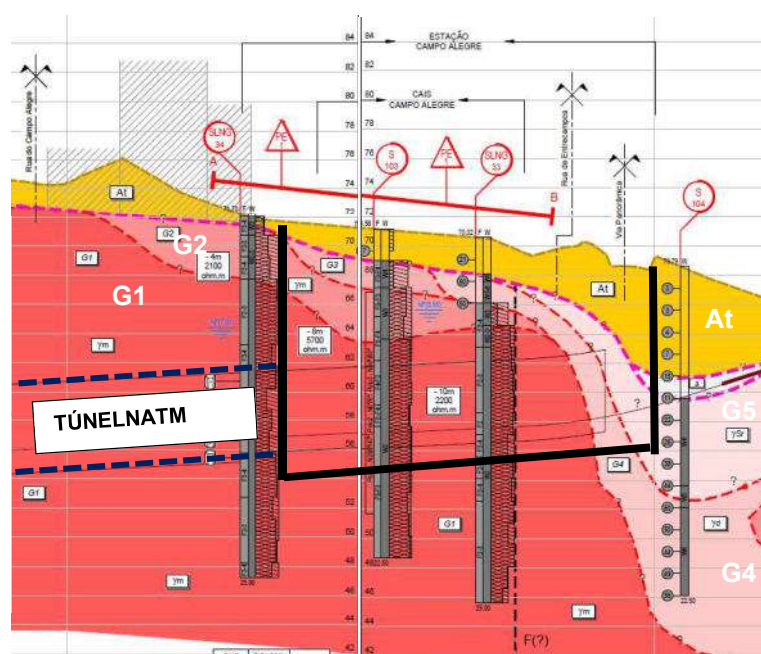


Figura 2 - Perfil geológico-geotécnico com a identificação da zona onde se localiza a estação de Campo Alegre (a preto).

A análise do dispositivo geológico-geotécnico resultante da campanha de prospeção, permitiu individualizar 6 horizontes geotécnicos, com base na caracterização macroscópica da amostragem recolhida através das sondagens, os quais foram considerados nas análises realizadas às soluções de contenção.

## 2.2. Condicionamentos topográficos e de vizinhança

A área da intervenção insere-se numa zona urbanizada, encontrando-se delimitada por arruamentos importantes na cidade (Rua de Campo Alegre, Rua do Gólgota, Rua de Entrecampos e Via panorâmica) e por diversas construções vizinhas (edifício existente com 4 pisos elevados + 1 piso enterrado, posto de abastecimento de combustível e faculdade de Letras da universidade do Porto) a preservar. Atualmente a área de intervenção encontra-se maioritariamente ocupada por um parque de estacionamento.

Além destes condicionantes, de referir que, presentemente, no local da nova estação, se encontram muros de divisória de arruamentos, os quais terão de ser demolidos previamente à execução das estruturas de contenção periférica da estação

## 2.3. Condicionamentos viários

A implantação da estação Campo Alegre situa-se sobre duas vias de comunicação importantes na zona, nomeadamente a rua de Entrecampos e a via Panorâmica. Tal torna inviável a escavação e a execução da estação de uma só vez, pois tal implicaria o corte simultâneo de ambas as vias. Assim, definiu-se uma divisão dos trabalhos em duas fases de forma a manter, pelo menos, uma via disponível para circulação (ver Figura 3).

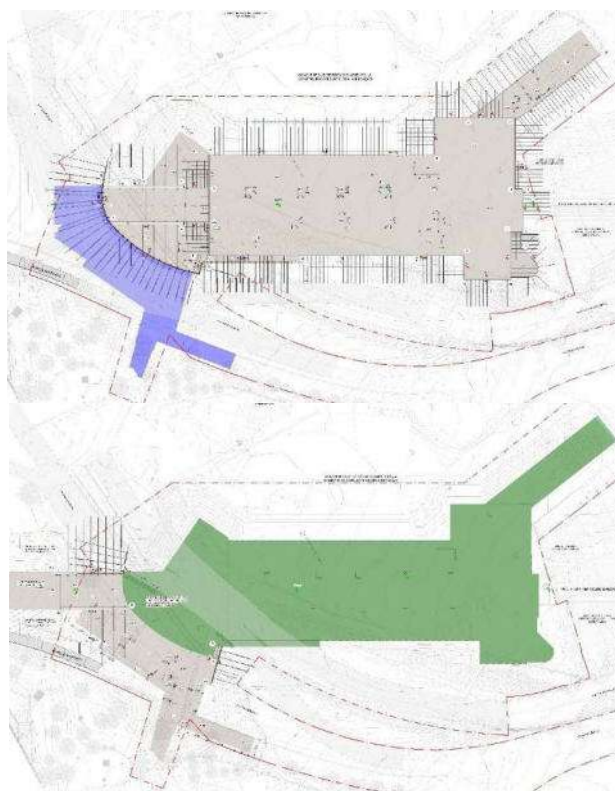


Figura 3 - Identificação das fases de escavação: 1ª fase identificada na figura de cima e 2ª fase identificada na figura de baixo.

## 2.4. Condicionamento da solução do túnel

O emboque da nova linha de metro à Estação de Campo Alegre constitui uma condicionante às soluções preconizadas de escavação e contenção periférica e é realizado de duas maneiras distintas na entrada e saída da estação.

Na contenção junto ao PK+/Norte esta conexão é feita com o túnel mineiro realizado segunda a metodologia *NATM* e na contenção junto ao PK-/Sul será construída a estrutura do túnel através da técnica *Cut & Cover*.

## 3. SOLUÇÕES PROPOSTAS

Tendo por base todos os condicionantes geológico-geotécnicos, locais e a própria configuração da estrutura definitiva da estação, foi adotada, em geral, uma solução de escavação ao abrigo de betão projetado com pregagens na zona do maciço rochoso e Berlim provisório e cortina de estacas nas zonas de materiais terrosos, aquando da impossibilidade de execução de taludes provisórios.

A escavação para a execução desta estação é feita, principalmente, em dois patamares sendo aproximadamente estes à cota +53.08 e +62.23 m, o que conduz a desníveis de escavação entre os 9 e os 18 m.

Dependendo dos condicionalismos específicos de cada zona de escavação, o número de travamentos horizontais é ajustado, garantindo uma maior ou menor rigidez à contenção e permitindo assim o controlo das deformações verticais e horizontais da superfície (ver Figura 4).

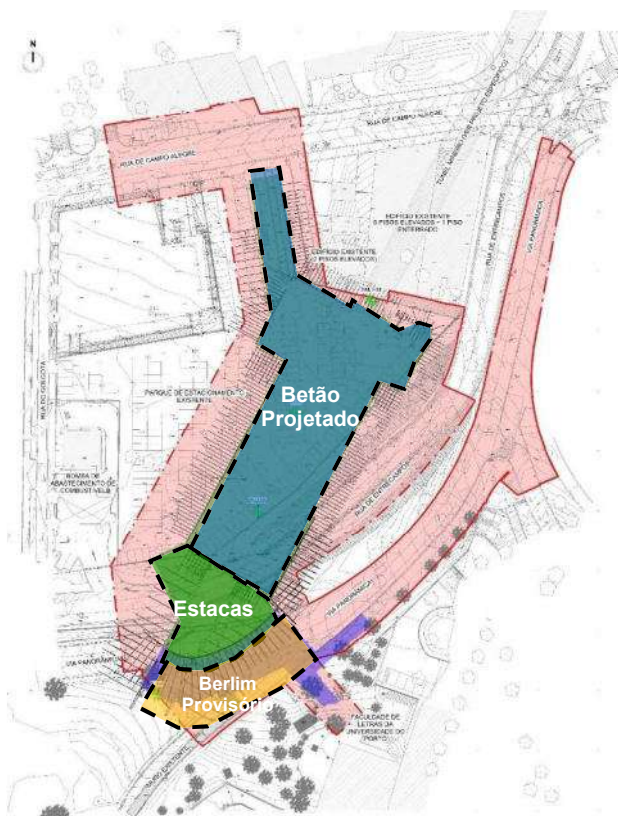


Figura 4 - Identificação das diversas soluções de escavação.

Nas camadas superficiais, constituídas por aterros e/ou solos residuais, sempre que a ocupação da envolvente o permitiu, a escavação foi realizada com recurso a taludes provisórios com inclinação de 1:2 (V:H) até ao contacto com o maciço rochoso, compatíveis com as características geomecânicas dos materiais. Atendendo à natureza provisória destes taludes, não foi prevista a sua estabilização estrutural, podendo, no entanto, ser aplicado revestimento superficial pontual para mitigação de fenómenos erosivos em períodos de elevada pluviosidade.

Nas zonas onde não foi possível a execução de taludes, adotou-se uma solução de contenção provisória do tipo muro de Berlim, com alturas variáveis entre 2,0 m e 7,5 m, constituída por perfis metálicos verticais e enchimento intermédio em pranchas de madeira, estabilizada por pregagens e ancoragens provisórias. O sistema de travamento compreendeu dois níveis, recorrendo a ancoragens provisórias, garantindo o controlo dos deslocamentos horizontais da contenção.

Após atingir o maciço rochoso, e beneficiando da melhoria significativa das propriedades mecânicas dos materiais, preconizou-se uma solução de escavação com paramentos verticais estabilizados através da aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, associado a uma malha de pregagens disposta em quincôncio, dimensionada em função da compartimentação e fraturação do maciço rochoso (Figura 5).



Figura 5 – Solução de betão projetado com pregagens e geodrenos.

Na zona sul da estação, correspondente ao troço em *Cut & Cover*, foi executada uma cortina de estacas de betão armado com 800 mm de diâmetro, espaçadas em média 1,20 m, com comprimentos variáveis de acordo com Bustamante e Doix (1985) e encastramento abaixo da cota de escavação. A cortina foi encabeçada por uma viga de coroamento de elevada rigidez, assegurando um comportamento estrutural uniforme, e travada provisoriamente por um a três níveis de ancoragens (em função da altura de escavação), destinadas ao equilíbrio horizontal durante a fase de escavação (Figura 6).

O terreno exposto entre estacas foi protegido com revestimento em betão projetado, devidamente drenado através de geodrenos, de modo a prevenir a geração de pressões hidrostáticas. Embora o nível freático se encontre acima da cota final de escavação, a baixa permeabilidade média dos terrenos à partida permitirá o controlo dos caudais afluentes através de sistemas convencionais de bombagem, sem impactos relevantes nas estruturas adjacentes.



Figura 6 – Solução de cortina de estacas.

Na zona do emboque norte da estação, junto à ligação ao túnel mineiro, foram utilizadas pregagens em fibra de vidro, garantindo a compatibilidade com os trabalhos posteriores de escavação e evitando interferências com os equipamentos durante a fase de demolição das mesmas.

#### 4. DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO

De forma a analisar comportamento das estruturas de contenção a análise desenvolvida consistiu no estudo de secções tipo consideradas como representativas e mais condicionantes, com o intuito de avaliar as deformações, estados de tensão, esforços nos elementos constituintes da solução e a estabilidade da escavação a conter, bem como estimar os incrementos de deformação em estruturas e infraestruturas vizinhas à escavação.

Foram utilizados diversos programas de cálculo, desde modelos de elementos finitos, recorrendo ao programa Plaxis 2D, como foi o caso da cortina de estacas, Berlim provisório e betão projetado até modelos de equilíbrio limite, recorrendo ao programa SLIDE para análise dos taludes provisórios e aos programas ROCPLANE e SWEDGE para análise das descontinuidades das formações rochosas.

Apresenta-se nas seguintes figuras alguns *outputs* dos modelos realizados.

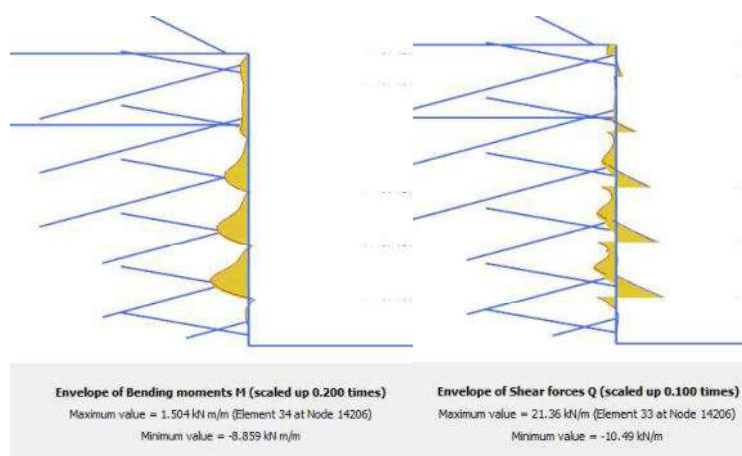


Figura 7 – Momentos fletores e esforços transversos da solução de betão projetado com 13 m de altura.

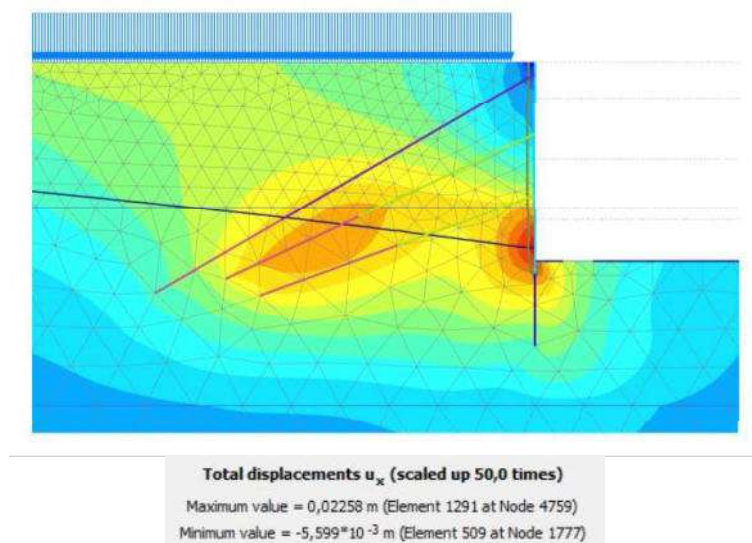


Figura 8 - Deslocamentos horizontais da solução de berlim provisório com 8 m de desnível.

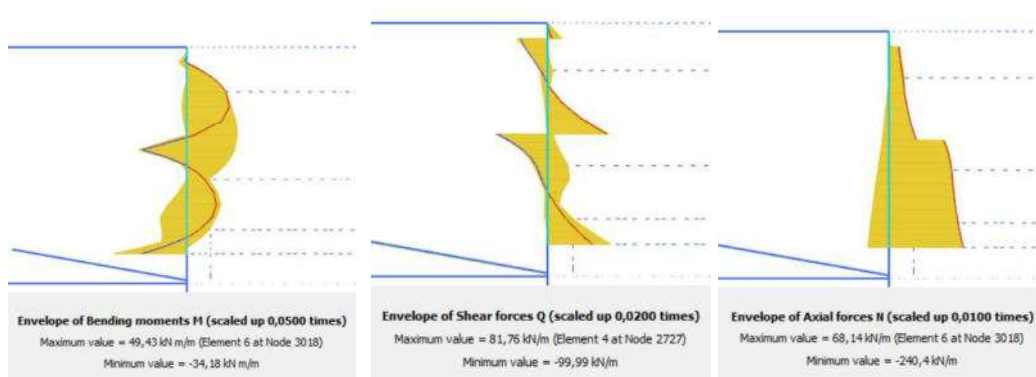


Figura 9 – Esforços da cortina de estacas com 12 m de altura (momento, esforço transversal e esforço normal).

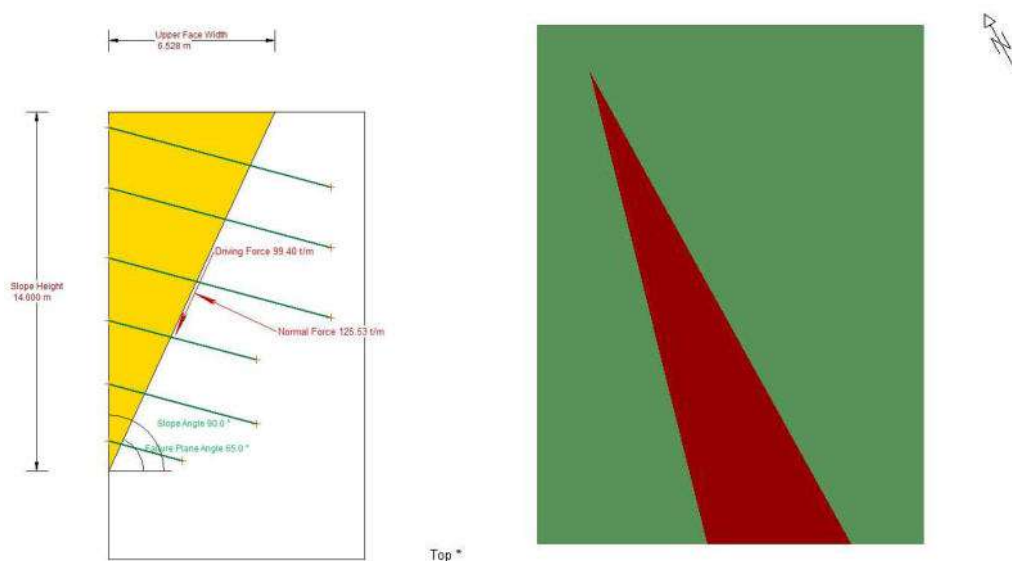


Figura 10 - Modelos de cálculo realizados para análise das descontinuidades das fraturas (Rocplane à direita e SWEDGE à esquerda).

## 5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Tendo por base o enquadramento da obra, o risco geotécnico e a sua complexidade e conforme prática corrente neste tipo de intervenções, foi definido um plano de instrumentação e observação com o objetivo de garantir a realização, em condições de segurança e de economia, dos trabalhos relativos à escavação e à construção das estruturas de contenção, assim como a análise do comportamento das estruturas e infraestruturas vizinhas durante a execução desta fase de obra. Neste enquadramento, foram propostos os seguintes aparelhos (distribuídos por duas fases), definindo, sempre que possível, seções de instrumentação:

- 106 alvos topográficos, distribuídos pelos vários alçados da contenção periférica e pelas fachadas de edifícios vizinhos;
- 6 célula de carga, para aferição da carga instalada nas ancoragens;
- 10 inclinómetros, distribuídos pelos vários alçados da contenção periférica;
- 15 piezómetros para avaliação do nível da água durante os trabalhos de escavação;
- 6 sismógrafos com localizações variáveis para aferição de vibrações nas construções vizinhas, durante os trabalhos de escavação em rocha;

Com base na modelação realizada através dos programas de elementos finitos citados, foram definidos os critérios de alerta e de alarme para todos os aparelhos e para todas as estruturas e infraestruturas monitorizadas. Foram igualmente definidas medidas de reforço, caso os referidos critérios viessem a ser ultrapassados.

Dada a elevada complexidade da obra, assim como o cenário de risco geotécnico presente, um sistema de monitorização foi implementado utilizando sistemas de aquisição automática de dados. A utilização de sistemas de leitura automatizados permite o acompanhamento em tempo real do comportamento das estruturas sendo uma ferramenta essencial para gerir o risco da obra associado à escavação subterrânea.

Apresenta-se de seguida alguns resultados de instrumentação, em particular do prisma localizado na zona do Berlim provisório com 8 m de altura de escavação (Figura 11, tendo-se registado valores reduzidos de assentamento, na ordem dos 15 mm, inferiores aos valores de cálculo (23 mm).



Figura 11 – Deformação horizontal para o prisma localizado na zona de Berlim provisório com 8 m de altura de escavação.

Apresenta-se na Figura 12 os movimentos horizontais do inclinómetro localizado na zona de betão projetado com pregagens com cerca de 12 m de altura, confirmando-se que após os trabalhos de escavação, os valores se encontram dentro dos limites definidos em projeto.

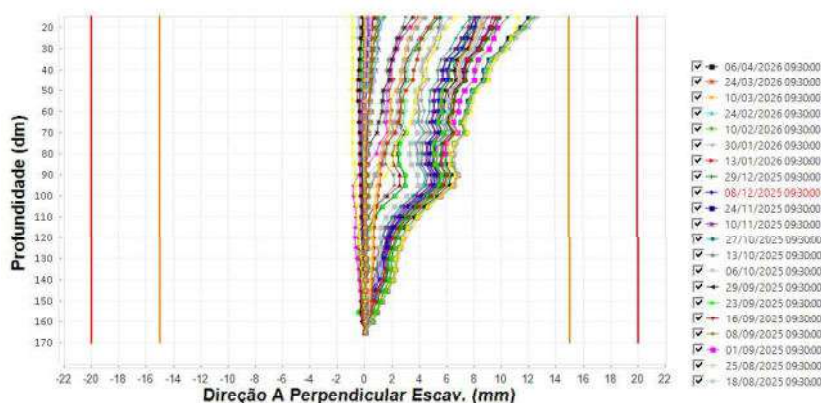


Figura 12 – Deformação horizontal do inclinômetro localizado na zona de betão projetado com pregagens com cerca de 10 m de escavação.

## 6. CONCLUSÕES

A construção da estação de Campo Alegre da Linha Rubi do Metro do Porto constituiu um desafio geotécnico e construtivo relevante, resultante da conjugação de um enquadramento urbano fortemente condicionado, de um cenário geológico-geotécnico heterogéneo e da necessidade de garantir a continuidade da circulação viária. Estes condicionamentos exigiram a adoção de soluções de escavação e contenção periférica diferenciadas e faseadas.

As soluções preconizadas, combinando escavação em maciço rochoso com betão projetado e pregagens, contenções provisórias do tipo Berlim, taludes provisórios e cortina de estacas ancorada mostraram-se adequadas às características dos terrenos e aos requisitos geométricos e funcionais da estação. A adaptação das tipologias de contenção às condições locais permitiu otimizar o comportamento estrutural e geotécnico, assegurando o controlo das deformações e a estabilidade global da escavação.

O dimensionamento suportado por modelos de cálculo numéricos e analíticos revelou-se fundamental para a avaliação do desempenho das soluções adotadas, permitindo antecipar esforços, deformações e potenciais interações com a envolvente. A implementação de um plano de instrumentação e observação abrangente, com recurso a sistemas de monitorização automática, constituiu um elemento-chave na gestão do risco geotécnico, possibilitando o acompanhamento em tempo real do comportamento das estruturas e a tomada de decisões informadas durante a execução da obra.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Metropolitano do Porto a autorização para a redação do presente artigo.

## REFERÊNCIAS

Bustamante, M.; Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux in-jectés. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Ministère de L'Équipe-ment, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris. 140.

## **NOVA LINHA CIRCULAR DO METROPOLITANO DE LISBOA: LIGAÇÃO ENTRE O NOVO TÚNEL E O TERMINAL EXISTENTE NO CAIS SODRÉ NEW LISBON METRO CIRCULAR LINE: CONNECTION BETWEEN THE NEW TUNNEL AND THE EXISTING TERMINUS AT CAIS DO SODRÉ**

Pedro Marques, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, pmarques@jetsj.com\*  
Carlos de Oliveira Martins, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, cmartins@jetsj.com  
Catarina Fartaria, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, cfartaria@jetsj.com  
Rui Tomásio, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, rtomasio@jetsj.com  
Alexandre Pinto, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, apinto@jetsj.com

*\*autor para correspondência*

### **RESUMO**

O artigo aborda as obras da nova linha circular do Metro de Lisboa, que ligará o Rato ao Cais do Sodré. Descreve-se a escavação e construção da ligação entre o novo túnel e o terminal existente no Cais do Sodré, junto ao rio Tejo, numa zona caracterizada por aterros e solos moles com cerca de 20m de espessura sobre o maciço rochoso miocénico. A escavação foi realizada a apenas 2 m da linha ferroviária de superfície, que permaneceu em funcionamento. Perante estas condicionantes, adotou-se a metodologia Cut & Cover, com cortina de estacas armadas e escoramento metálico para travamento da escavação, também com, aproximadamente, 20m de profundidade. A ligação ao terminal existente exigiu a demolição do hasteal e a execução simultânea da nova estrutura interior, composta por microestacas de fundação e sistema porticado em betão armado, seguindo um faseamento rigoroso e articulado com as demolições. A complexidade aumentou devido às restrições no interior da estação, que devia manter-se em operação durante as obras, minimizando impactos na circulação. O artigo apresenta as soluções construtivas adotadas, o modo de execução e o plano de monitorização implementado para garantir a segurança e a gestão de riscos destas obras subterrâneas complexas.

### **ABSTRACT**

This paper addresses the construction works of the new Lisbon Metro circular line, which will connect Rato to Cais do Sodré. It describes the excavation and construction of the connection between the new tunnel and the existing Terminus at Cais do Sodré, near the Tagus River, in an area characterized by fill materials and soft soils, approximately, with 20m thick overlying the Miocene bedrock. The excavation was carried out at only 2m from the surface railway line, which remained operational throughout the works. Given these constraints, a Cut & Cover methodology was adopted, using a reinforced bored piles wall and steel strutting system to support an excavation approximately 20m deep. The connection to the existing Terminus required the demolition of the platform end structure and the simultaneous construction of the new internal structure, consisting of foundation micropiles and a reinforced concrete portal system, following a strict phased construction sequence coordinated with the demolition works. The complexity of the intervention was further increased by the constraints within the station, which had to remain in operation during construction, minimizing impacts on railway circulation. The paper presents the adopted construction solutions, execution methodology, and the monitoring plan implemented to ensure safety and effective risk management for these complex underground works.

## 1. INTRODUÇÃO

A nova linha circular do Metropolitano de Lisboa atravessa uma zona densamente urbanizada da cidade, ligando a Estação do Rato, situada numa das colinas de Lisboa, à Estação do Cais do Sodré, localizada na margem direita do rio Tejo. Nestes troços que o traçado do túnel se aproxima do rio e a cobertura de terras é reduzida, foi adotado o método construtivo denominado Cut & Cover.

Na zona do Cais do Sodré, a nova linha do Metropolitano interseta a estação terminal existente, originando a ligação entre a infraestrutura atual e o novo túnel da linha circular. Este tipo de ligação, associado aos condicionamentos geológicos e geotécnicos, à presença de infraestruturas existentes e ao enquadramento urbano denso da envolvente, exigiu a execução de: (i) cortina de estacas moldadas; (ii) estrutura porticada em betão armado; (iii) elementos metálicos provisórios; (iv) fundações indiretas em microestacas. Tornou-se ainda necessário garantir a manutenção e funcionamento da maior parte das infraestruturas e dos acessos à superfície durante o período de execução dos trabalhos em obra.

### 1.1. Edifícios Afectados

Na zona de interseção entre a nova linha do Metropolitano ao terminal existente, os trabalhos de escavação atravessaram uma das áreas mais movimentadas de Lisboa, a Avenida 24 de Julho, uma via rodoviária de elevada importância e tráfego intenso, paralela à linha ferroviária de Cascais, o que obrigou a um desvio temporário e faseado das infraestruturas na zona (ver Figura 1).

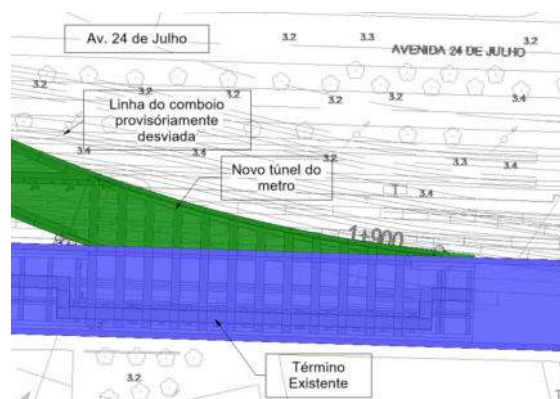


Figura 1 – Planta de Implantação do Novo Túnel e da Estrutura do Terminal Existente

Inevitavelmente, esta intervenção, como já foi referido, cruza-se com a estrutura do terminal da linha de metro existente, pelo que a utilização do terminal também será condicionada. A estrutura do terminal existente apresentava-se em bom estado de conservação, sendo possível continuar a utilizar partes da mesma na nova solução estrutural.

## 2. CONDICIONAMENTOS

### 2.1. Cenário Geológico E Geotécnico

A campanha de prospeção geológica-geotécnica incluiu a execução de múltiplas sondagens que permitiram a caracterização das camadas geológico-geotécnicas ao longo da extensão da trincheira em Cut&Cover, sobre a qual se refere a intervenção

(ver Figura 2). Com o avanço ao longo da extensão da linha de metro e, a respetiva, aproximação ao rio Tejo, é possível constatar um aumento progressivo da espessura das camadas constituídas por materiais de génese recente (aterros e aluviões - essencialmente do tipo arenoso), atingindo uma espessura total com cerca de 17,0m, em paralelo com a diminuição da profundidade da camada Miocénica subjacente às unidades do Complexo Vulcânico de Lisboa.

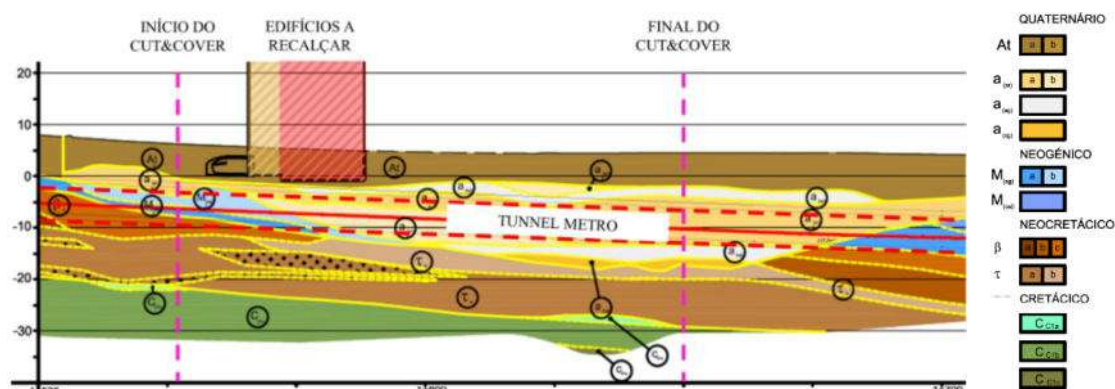


Figura 2 - Perfil Geológico Longitudinal (Estação Terminal à direita)

Importa referir ainda que, dada a proximidade do rio Tejo, o nível freático foi considerado como estando a 1,0m abaixo da superfície.

## 2.2. Estruturas e Infraestruturas Envolventes

As soluções tiveram de respeitar os condicionamentos locais no que respeita à acessibilidade de equipamentos e materiais, garantir a continuidade operacional parcial do terminal ao longo da intervenção, bem como o seu horário de funcionamento e o prazo de conclusão da obra. De referir ainda que a intervenção assegurou que o aterro sobre a laje de cobertura do terminal existente se mantivesse durante toda a intervenção, de forma a não condicionar ainda mais as infraestruturas de transporte na zona. Tendo em conta a necessidade de trabalhar no interior do terminal existente, as soluções tiveram de ser compatíveis com equipamentos e materiais que pudessem ser inicialmente transportados por uma abertura com uma largura de 2,0m e soluções que pudessem ser executadas num curto espaço de tempo.

## 2.3. Demolições e Procedimento de Suporte Provisório

A solução teve de assegurar a demolição parcial e segura de elementos estruturais fundamentais do terminal existente, preservando as condições de base existentes acima da laje de cobertura do terminal. Deste modo, foi necessário implementar soluções de reforço que permitissem a demolição de um dos hasteais laterais do terminal, devidamente conciliada com os restantes condicionamentos descritos. Uma vez que o aterro sobre a laje de cobertura da estrutura existente e o seu funcionamento parcial foram preservados, para minimizar a ocorrência de patologias na cobertura e na superfície, devidas aos assentamentos diferenciais, as soluções e fases construtivas tiveram de ser compatíveis com um procedimento de transferência controlada de cargas da solução estrutural existente para a nova solução estrutural (ver Figura 3).

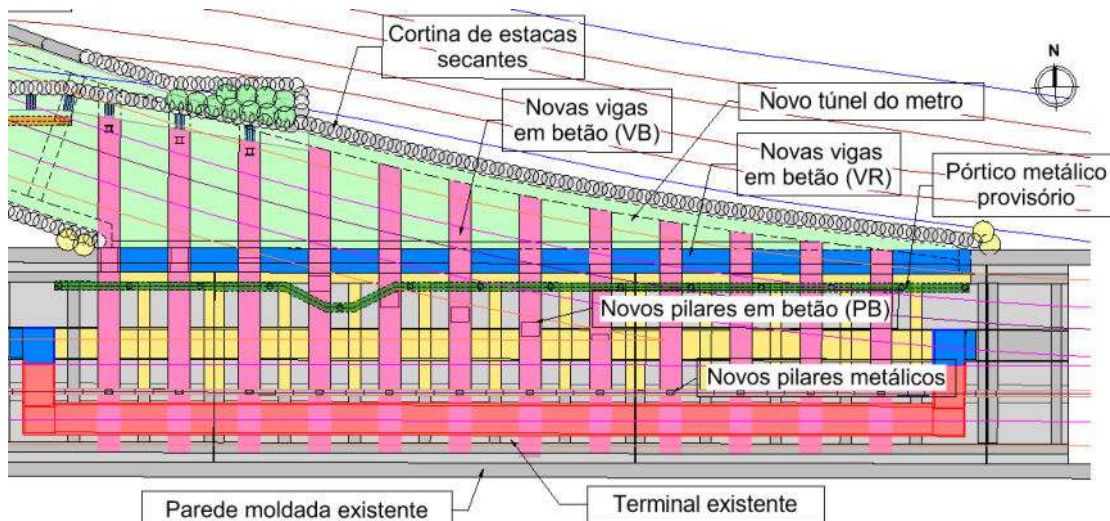


Figura 3 – Planta de Dimensionamento de Demolições e novas Estruturas a executar e a preservar

### 3. DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES ADOTADAS

A solução adotada consiste na execução de uma cortina de estacas moldadas para a realização da escavação provisória na trincheira em Cut&Cover, travada provisoriamente por escoras metálicas horizontais. Esta solução de escavação permitiu o início dos trabalhos de demolição e a entrada de equipamentos e materiais através do hasteal lateral do terminal existente. No interior do terminal, para a fase de demolição, foram executados pórticos metálicos materializados através de colunas metálicas ROR 457×16mm, que suportavam as vigas horizontais constituídas por dois perfis HEB 500, em simultâneo, foram executados ferrolhos e barras de pré-esforço para garantir a ligação da parede moldada existente a parte do hasteal existente (ver Figura 4).



Figura 4 - Vista de uma abertura no Hasteal e Parede Moldada existente, a partir do interior da Estação Terminal

Localmente, e condicionado pelos timings de execução, foram utilizados pilares metálicos para suporte de vigas de betão, e reforço da laje de fundo existente com recurso a microestacas para fundação da nova solução estrutura materializada através de pórticos em betão armado. A Figura 5 apresenta a solução de escavação em Cut & Cover adotada.

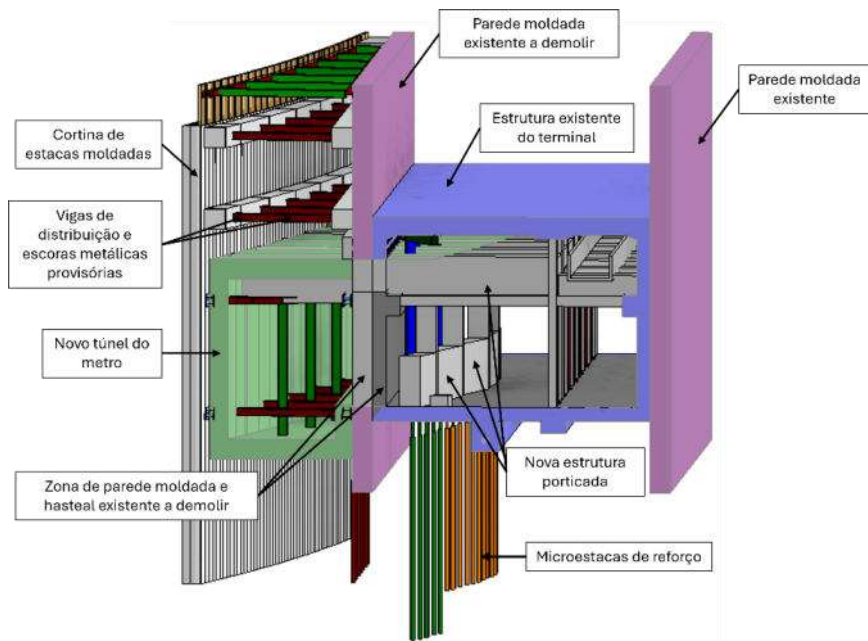


Figura 5 - Vista 3D da Escavação em Cut & Cover e da Estrutura Definitiva do Terminal

### 3.1. Solução de Escavação em Cut & Cover

A solução em Cut & Cover incluiu a execução de uma cortina de estacas moldadas secantes com 1000 mm de diâmetro e com afastamento de 60cm a eixo entre estacas armadas e não armadas “plásticas” (Pinto et al., 2019), ligadas entre assim através de um sistema de viga de coroamento em betão armado, vigas de distribuição metálicas ou em betão armado e escoras metálicas de travamento provisório, estas últimas constituídas por perfis HEB 400 e HEB 600. Esta solução permitiu limitar a entrada de água através da contenção, sendo a água no fundo de escavação bombada. Importa referir que, na zona de interseção, a parede moldada existente foi utilizada como elemento de contenção das terras por cima a estrutura do terminal existente (ver Figura 6 e Figura 7).

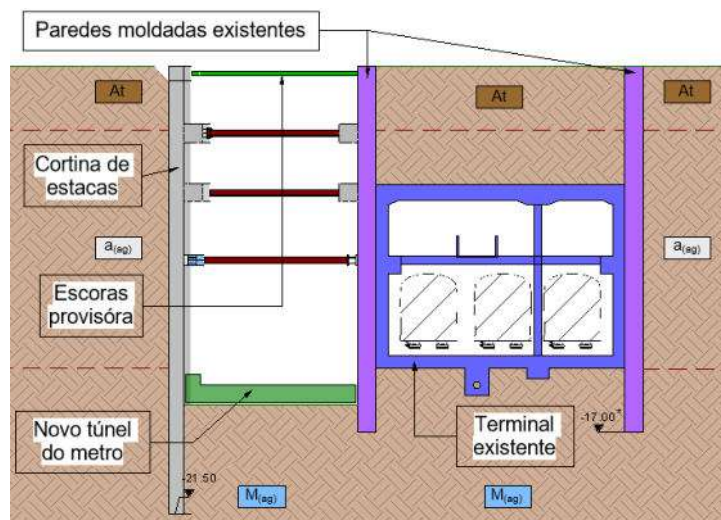


Figura 6 - Corte Transversal da solução de Escavação em Cut & Cover



Figura 7 - Vista da solução de Contenção Provisória em Cortina de Estacas e Parede Moldada existente

### 3.2. Condicionamentos Construtivos

Como já referido, na fase de demolição optou-se pela execução de uma abertura na parede moldada existente do terminal, de modo a permitir a entrada de equipamentos e materiais. Numa primeira fase, a ligação entre a parede moldada existente e as paredes interiores da estação terminal foi assegurada através de ferrolhos e barras pré-esforçadas, numa segunda fase, foi instalada uma estrutura metálica provisória ao longo de todo o comprimento da parede do lado norte do terminal a demolir (Figura 8).

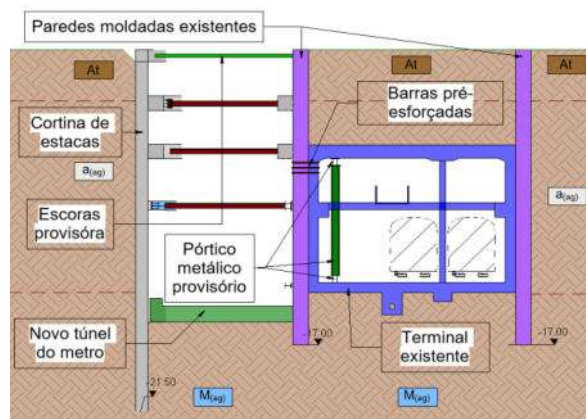


Figura 8 – Corte da Escavação em Cut & Cover, Demolições e solução de Suporte Provisório  
Após a realização de algumas demolições secundárias, a parede moldada existente e o hastel do lado norte do terminal existente foram demolidos em faixas com 4 m de largura (ver Figura 9 e Figura 10).

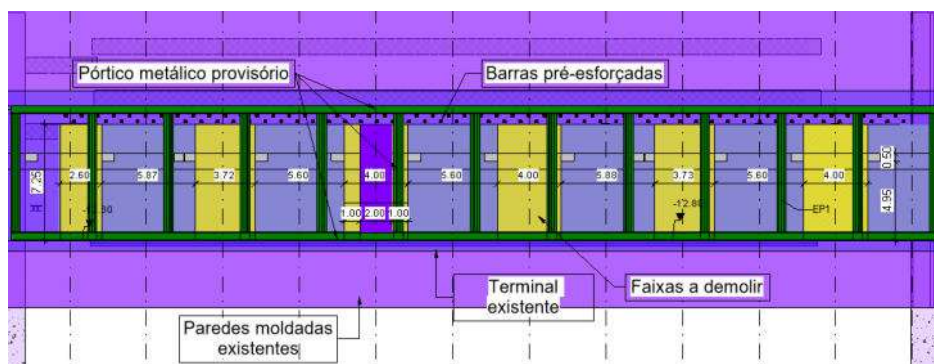


Figura 9 – Alçado da Escavação em Cut & Cover, Demolições e solução de Suporte Provisório

O pórtico metálico provisório foi executado com perfis verticais tubulares ROR 457×16 mm, que suportavam duas vigas horizontais HEB 500. Na Figura 10 em conjunto com o pórtico metálico, apresenta-se as barras pré-esforçadas de ligação entre a parede moldada e hasteal existente.



Figura 10 - Vista de uma das aberturas, das Barras Pré-Esforçadas (Primeira Fase) e do Pórtico Metálico Provisório (Segunda Fase)

### 3.3. Solução Estrutural Definitiva Para o Terminal

A solução da estrutura definitiva para a ligação entre o novo túnel e o terminal existente, incluiu a execução de microestacas para reforço das fundações (Bustamante et al., 1985), estas essencialmente foram executadas para fundação dos novos pilares e de uma “viga-parede” constituintes da nova solução estrutural adotada para esta zona do terminal, garantido assim que a nova solução não aplica cargas concentradas sobre a laje de fundo existente do terminal, sendo os esforços atuantes diretamente encaminhados para as microestacas (ver Figura 11).



Figura 11 - Vista dos tubos das Microestacas sobre o alinhamento dos Pilares e Viga-Parede

Em suma, o sistema estrutural descrito permitiu a demolição do hasteal do lado norte do terminal, assegurando o suporte da laje de cobertura, bem como a correta ligação entre a nova estrutura do túnel e a estrutura existente do terminal (ver Figura 12).

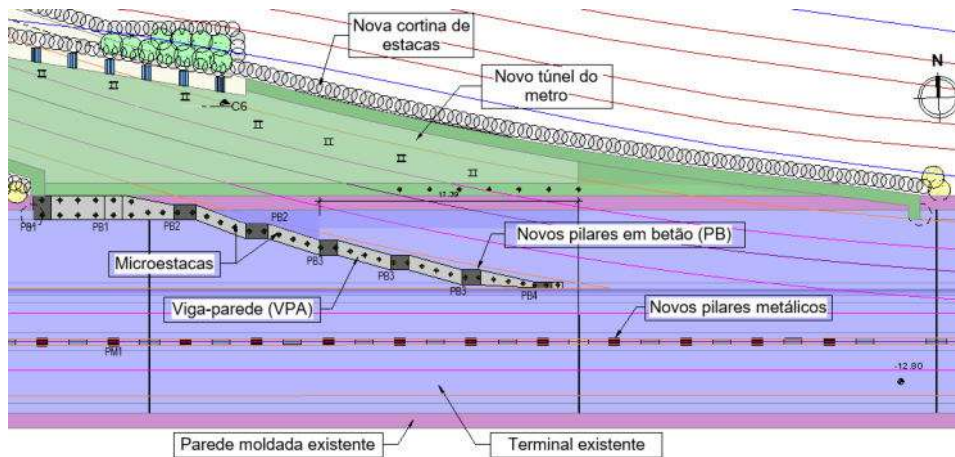


Figura 12 – Planta de Dimensionamento da Fundação da solução Definitiva do Terminal Sobre estas microestacas foi executada uma viga de parede (VPA), destinada à distribuição das cargas provenientes dos novos pilares em betão armado (PB) (Figura 13).



Figura 13 - Vista da nova Viga de Parede apoiada em Microestacas (à esquerda) e vista da nova Viga de Parede, Pilares (à direita).

Foram executadas vigas (VB1) sobre os novos pilares, com capacidade para vencer o vão entre o hastead do lado sul do terminal existente e a nova parede do lado norte do túnel da nova linha (ver Figura 14).

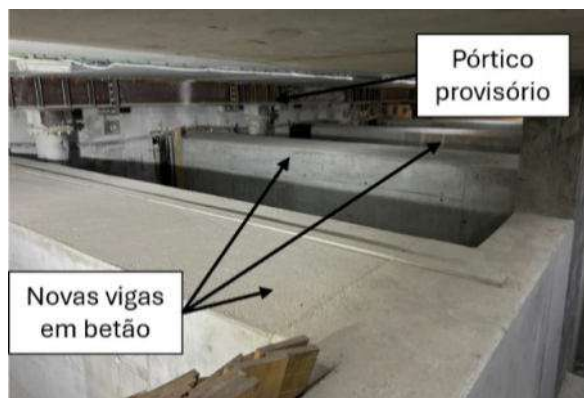


Figura 14 - Vista das Novas Vigas VB1.

Após a execução integral da nova estrutura, foi concluída a demolição do restante hasteal existente do lado norte ao longo de toda a extensão da ligação entre as estruturas, de modo a permitir a interseção das vias ferroviárias e as larguras definidas em projeto (Figura 15).

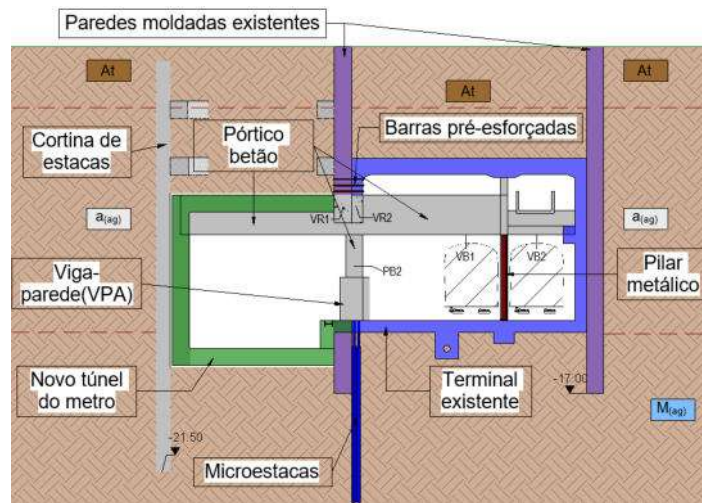


Figura 15 - Corte Transversal da Estrutura Definitiva do Terminal

#### 4. DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO

A cortina de estacas moldadas foi dimensionada recorrendo ao software PLAXIS 2D. Neste modelo, os elementos da cortina de estacas moldadas foram modelados através de elementos do tipo plate, enquanto as escoras metálicas foram modeladas por elementos do tipo anchor (ver Figura 16).

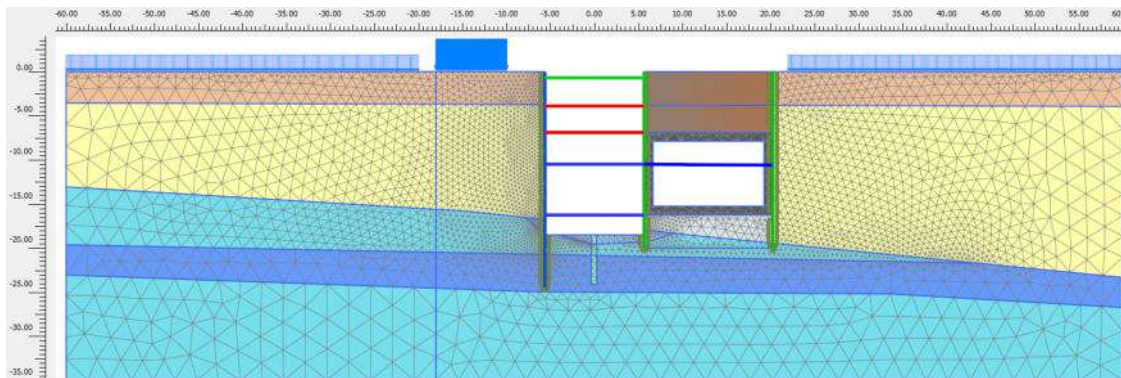


Figura 16 - Vista 2D do modelo Estrutural desenvolvido em PLAXIS 2D

A estrutura definitiva da ligação entre o novo túnel e o terminal foi dimensionada recorrendo ao software SAP2000. Todas as paredes e lajes foram modeladas utilizando elementos do tipo shell, enquanto as vigas e os pilares foram modelados com elementos do tipo frame. O modelo estrutural foi travado verticalmente através de molas de compressão, de forma a simular a interação vertical solo-estrutura, e por molas de compressão horizontais para representar o comportamento do terreno (ver Figura 17). Neste modelo foram consideradas todas as cargas atuantes na estrutura, incluindo os diagramas de impulso em repouso atuantes nas paredes/hasteais. Este modelo permitiu estimar os esforços de cálculo e os deslocamentos nos novos elementos estruturais e nos elementos estruturais existentes.

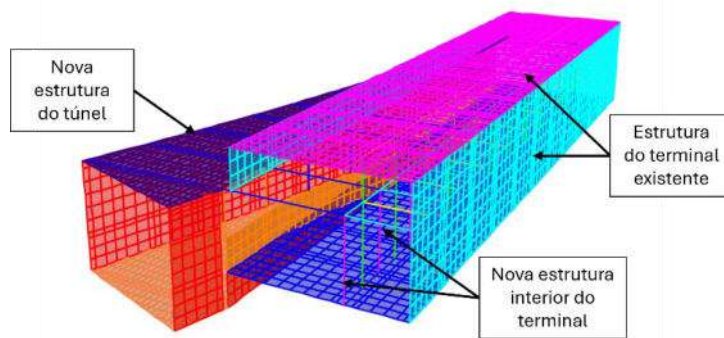


Figura 17 - Vista 3D: modelo Estrutural desenvolvido em SAP2000.

## 5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Para a monitorização dos trabalhos de escavação e demolição foram utilizados dispositivos tradicionais, tais como alvos topográficos, inclinómetros e piezómetros. Estes dispositivos foram colocados ao longo de toda extensão da intervenção, nos alçados da contenção através de cortina de estacas, arruamentos, infraestruturas de transportes à superfície e fachadas dos edifícios vizinhos localizados nas proximidades da intervenção. O plano de monitorização definiu critérios de alerta e de alarme, com base nas deformações estimadas na fase de dimensionamento.

## 6. CONCLUSÃO

A implementação de uma nova linha circular do Metropolitano, com reduzida cobertura, numa zona densamente urbanizada, atravessando solos moles com nível freático elevado e recorrendo parcialmente a estruturas existentes do Metropolitano, conduziu a soluções complexas e faseadas, exigindo uma total compatibilização entre os trabalhos de demolição e de construção. Para cenários como o apresentado neste trabalho, com base na experiência em obras deste tipo, em condições geológico-geotécnicas semelhantes e sujeitas a outros condicionamentos, a solução de execução da escavação através de uma cortina de estacas moldadas travada por escoras metálicas revelou-se adequada para preservar a integridade das estruturas e infraestruturas existentes.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Metropolitano de Lisboa a autorização para a apresentação deste artigo.

## REFERÊNCIAS

- Pinto, A. Fartaria, C., Pisco, G.; (2019) Infinity Tower, High Rise Building in Lisbon – Portugal: innovative slutions for a deep and complex excavation. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, September 2017, Seoul, Korea. TC206 (Interactive Design). ISBN 978-89-952197-5-1.
- Bustamante, M. and Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Ministère de L'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris. n°140, pp.75-92.

## **DESAFIOS E SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTEÇÃO PERIFÉRICA DA PARCELA A E LOTE B1 DE ENTRECAMPOS (ANTIGA FEIRA POPULAR) CHALLENGES FOR EXCAVATION AND RETAINING WALL SOLUTIONS OF PLOT A AND B1 IN ENTRECAMPOS (OLD LISBON AMUSEMENT PARK)**

Carlos de Oliveira Martins, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, cmartins@jetsj.com\**

Rui Tomásio, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, rtomasio@jetsj.com*

Alexandre Pinto, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com*

*\*autor para correspondência*

### **RESUMO**

O artigo aborda os principais desafios e soluções geotécnicas adotadas na execução do projeto de escavação e contenção periférica da Parcela A e do Lote B1 de Entrecampos, em Lisboa. Inserido no antigo terreno da Feira Popular, o empreendimento representa um passo importante na requalificação urbana da cidade, convertendo a zona num novo polo empresarial e de lazer. Com 30.000m<sup>2</sup> de área e um volume de escavação de 300.000 m<sup>3</sup>, atingindo uma profundidade média de 14m, a obra exigiu soluções técnicas complexas e adaptadas às condições locais. Foram utilizadas paredes moldadas de 50cm e cortinas de estacas moldadas de 60cm de diâmetro, ajustadas às restrições impostas pela proximidade de infraestruturas críticas, como a estação ferroviária e o túnel do metropolitano de Lisboa. O sistema de contenção foi, na maioria dos casos, estabilizado por ancoragens provisórias e escoras metálicas. Contudo, nas zonas próximas ao túnel do metro, optou-se por uma solução de banda de laje, preservando a integridade e segurança das infraestruturas subterrâneas. O artigo destaca o processo de dimensionamento, o acompanhamento por instrumentação e a coerência entre modelos e medições reais, confirmando a eficácia das soluções e o sucesso da intervenção em contexto urbano complexo.

### **ABSTRACT**

This paper presents the main geotechnical challenges and solutions adopted for the excavation and retaining wall works of Plot A and Plot B1 at Entrecampos Square, Lisbon. Located on the former Lisbon Amusement Park site, the project is a key element of the city's urban regeneration, converting the area into a major business and leisure hub. With an excavation area of 30,000 m<sup>2</sup>, a volume of 300,000 m<sup>3</sup> and an average depth of 14 m, the works required complex geotechnical solutions, including 50cm thick diaphragm walls and a bored pile wall with 60cm diameter piles, adapted to nearby critical infrastructures such as the railway station and metro tunnel. The retaining system was mainly supported by temporary anchors and steel struts, while slab strip solutions supported by micropiles were adopted near the metro tunnel. The paper also highlights the design process, instrumentation monitoring, and the agreement between numerical models and field measurements, confirming the success of the intervention in a complex urban environment.

## 1. INTRODUÇÃO

O presente artigo tem como objetivo descrever as soluções de escavação e contenção periférica implementadas para a construção dos pisos enterrados da Parcela A e do Lote B1 do novo empreendimento EntreCampos, em Lisboa.

O projeto, localizado num terreno anteriormente ocupado pela Feira Popular de Lisboa, representa um marco na regeneração urbana da cidade, transformando esta área num polo empresarial e de lazer de grande relevância para Lisboa (Figura 1).



Figura 1 - Representação gráfica 3D da intervenção prevista

A intervenção encontra-se globalmente dividida em quatro lotes (Figura 2). No âmbito deste trabalho incluem-se a Parcela A e o Lote B1, e excluem-se o Lote B2, cuja escavação foi concluída no início da empreitada, bem como o Lote B3, cuja escavação está prevista para uma fase posterior à apresentada neste artigo.



Figura 2 - Planta com identificação dos lotes no âmbito da intervenção global

As soluções de escavação e contenção foram concebidas de forma integrada, tendo em consideração todos os constrangimentos existentes e as condições do local, nomeadamente o enquadramento geológico-geotécnico, as soluções arquitetónicas e as infraestruturas envolventes, destacando-se a proximidade à estação ferroviária de Entrecampos e ao túnel do Metropolitano de Lisboa.

De um modo geral, as soluções adotadas recorreram a paredes moldadas com 50cm de espessura e a cortinas de estacas moldadas de 60cm de diâmetro, espaçadas entre si de 1,20m, travadas horizontalmente por ancoragens provisórias e por escoras metálicas. Contudo, na proximidade ao Túnel do Metropolitano, onde a utilização de ancoragens se revelou geometricamente inviável, foi necessária a conceção de uma solução alternativa constituída por uma banda de laje de betão, apoiada verticalmente em microestacas.

## 2. CONDICIONAMENTOS

### 2.1. CENÁRIO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

A área de estudo apresenta formações do Paleogénico, nomeadamente a Formação de Benfica ( $\Phi_{BF}$ ), formações do Miocénico ( $M_{ES}$  – Areolas de Estefânia;  $M_{EC}$  – Calcários de Entrecampos) e formações do Holocénico ( $a$  – aluviões e/ou aterros).

A Figura 3 apresenta a localização aproximada da área de estudo num excerto da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000.



Figura 3 - Excerto da Carta Geológica de Portugal (escala 1:50 000).

Por forma a aferir o cenário geológico do local, foi realizada uma campanha de prospeção, composta por sondagens à rotação com realização de ensaios SPT e ensaios laboratoriais.

Os resultados desta campanha permitiram a caracterização dos materiais em termos das suas propriedades geomecânicas e o desenvolvimento de perfis geológicos-geotécnicos utilizados na fase de projeto. O Quadro 1 resume as zonas geotécnicas identificadas, bem com as respetivas propriedades geomecânicas:

Quadro 1 – Zonamento geológico-geotécnico e parâmetros geomecânicos estimados

Horizonte e Formações	N <sub>SPT</sub>	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c' [kPa]	$\phi$ [°]	E [MPa]
G <sub>0</sub> Aterro heterogéneo	-	16-17	--	28-30	<20
G <sub>1A</sub> Solos argilosos rijos ( $M_{Pr}$ )	8 < N <sub>SPT</sub> < 15	17-18	50-75	-	10-20
G <sub>1B</sub> Solos arenosos median. compactos ( $M_{Es}$ )	10 < N <sub>SPT</sub> < 30	18-19	--	32-35	40-80
G <sub>2A</sub> Solos argilosos duros ( $M_{Pr}$ )	30 < N <sub>SPT</sub> < 60	18-21	100-200	-	40-80
G <sub>2B</sub> Solos arenosos compactos ( $M_{Es}$ )	30 < N <sub>SPT</sub> < 60	19-20	--	35-38	80-200
G <sub>3</sub> Solos argilosos muito duros ( $M_{Pr}$ )	N <sub>SPT</sub> > 60	21-22	200-300	-	80-150

Em complemento, apresenta-se na Figura 4 a disposição e desenvolvimento das camadas que compõe um perfil geológico e geotécnico de Sul para Norte.

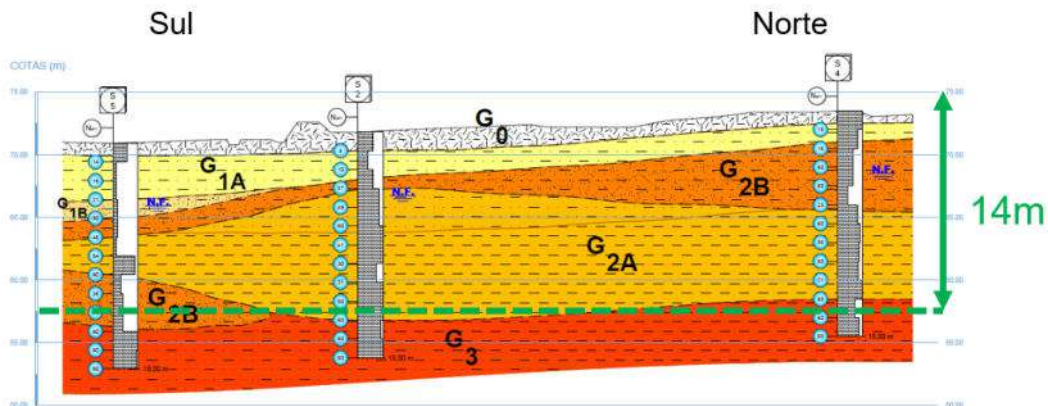


Figura 4 - Perfil geológico e geotécnico Sul-Norte (profundidade de escavação a verde).

Relativamente aos níveis de água, refere-se que no conjunto das sondagens realizadas, os mesmos foram identificados entre os 5 e os 7m de profundidade.

## 2.2. ESTRUTURAS E INFRAESTRUTURAS ENVOLVENTES

O local da escavação situa-se numa zona urbanizada de Lisboa, rodeada por vários edifícios, ruas e infraestruturas. Posto isto, foi necessário desenvolver soluções compatíveis com a preservação da integridade destas estruturas e infraestruturas, garantindo simultaneamente o adequado funcionamento das mesmas. Na Figura 5, apresentam-se os principais condicionamentos, os quais são listados de seguida:

- Avenida 5 de Outubro / Lote B3, a Poente;
- Avenida da República, Nascente;
- Avenida das Forças Armadas / Lote B2, a Norte;
- Estação Ferroviária de Entrecampos, a Sul;
- Estruturas e infraestruturas enterradas:
  - Estação e túnel do Metropolitano de Lisboa;
  - Abastecimento de água, coletores de saneamento e redes elétricas;

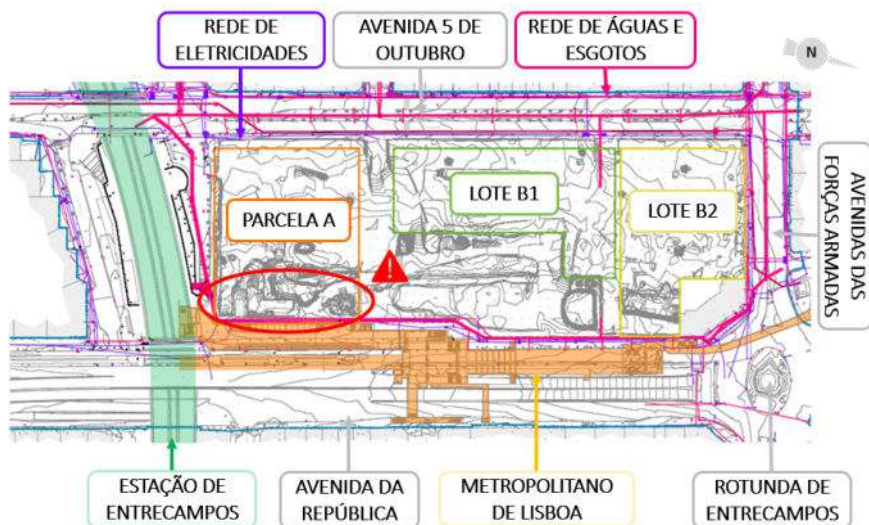


Figura 5 - Planta dos vários lotes intervencionados e condicionantes envolventes

### 2.3. CONDICIONAMENTOS ARQUITETÓNICOS

Um dos principais condicionamentos impostos pela Arquitetura foi a espessura prevista para as paredes de contenção, priorizando-se a maximização do espaço para a futura utilização das caves. Deste modo, foi possível recorrer a uma espessura de 50cm, exceto no alçado poente, onde se pôde utilizar 60cm (ver Figura 6).

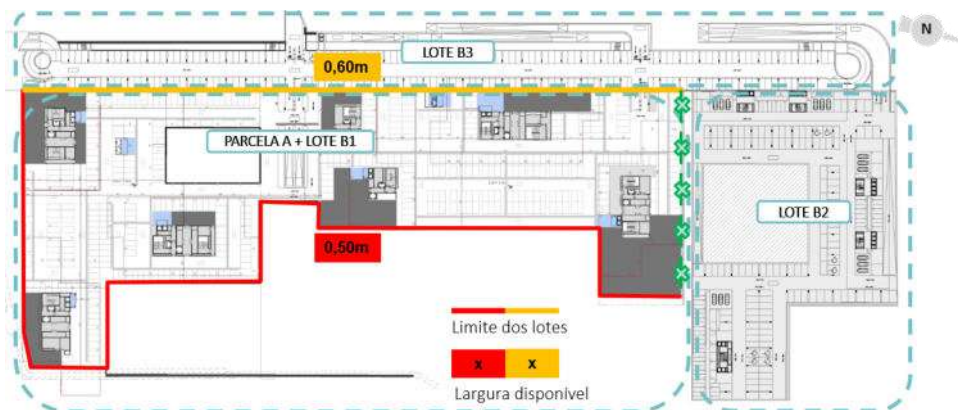


Figura 6 - Planta do espaço disponível para a solução de contenção nos vários alçados

Por outro lado, as soluções das paredes de contenção tiveram de ser idealizadas de forma a permitir a criação de um embasamento comum entre a Parcela A e o Lote B1, bem como conexões pontuais entre estes e os lotes B2 e B3 (Ver Figura 7).



Figura 7 – Corte longitudinal da Parcela A e Lote B1 (embasamento comum a vermelho).

### 3. SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA

A conceção das soluções de escavação e de contenção periférica teve como principais objetivos garantir o controlo das deformações no solo, nos edifícios e nas infraestruturas envolventes ao recinto de escavação, bem como definir soluções que permitissem um tempo de execução reduzido e um custo associado otimizado. Paralelamente, procurou-se minimizar a interferência com o regime hidrogeológico existente. Para responder aos condicionamentos, foram adotadas duas soluções: parede moldada na maioria do perímetro, minimizando a interferência no regime hidrogeológico, bem como permitindo menores espessuras e, por conseguinte, maximizando a área útil de cave; e cortina de estacas espaçadas no alçado junto ao lote B3, adequado por apresentar uma maior facilidade na execução de demolições pontuais para a criação de aberturas de circulação entre os dois lotes, bem como pelo facto de construção da cave contígua eliminar a necessidade de uma solução que minimize o impacto no regime hidrogeológico.

### 3.1. SOLUÇÃO DE PAREDE MOLDADA

De acordo com os principais condicionamentos, foi definida uma solução de contenção do tipo parede moldada em praticamente todo o perímetro da Parcela A e Lote B1. Esta solução consiste em painéis de betão armado com uma espessura de 50 cm. Os painéis de parede moldada foram definidos para corresponder aos condicionamentos arquitetónicos relativos à espessura disponível, bem como de acabamento final. A ficha da parede moldada, de modo geral com 5m, foi definida de forma a controlar e minimizar o fluxo de água ao recinto de escavação, garantindo igualmente a segurança em termos de estabilidade global (ver Figura 8).

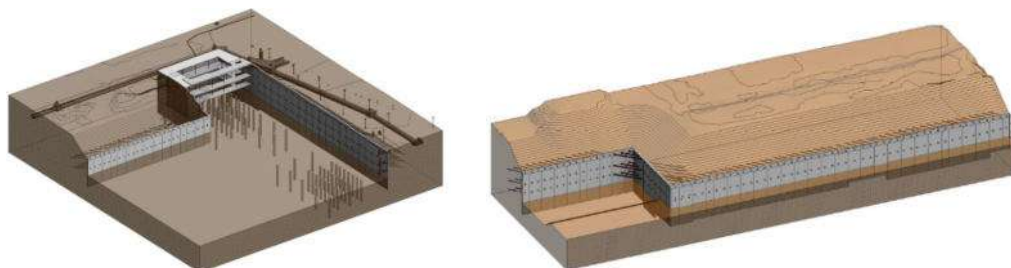


Figura 8 – Vista 3D da solução de parede moldada da Parcela A (esquerda) e Lote B1 (direita)

A escavação da parede moldada foi realizada com recurso a grab hidráulico, garantindo-se a estabilidade da vala com fluidos de estabilização / polímero. Em fase provisória, o travamento horizontal da parede de contenção foi garantido por ancoragens pré-esforçadas e escoras metálicas de canto. As escoras foram materializadas em perfis HEB240, HEB200 e HEB180 e as ancoragens provisórias, geralmente constituídas por 6 ou 7 cordões de 0,60" de diâmetro, com pré-esforço instalado de respetivamente 750 e 850kN, foram dispostas em 2 ou 3 níveis, dependendo da profundidade da escavação. O comprimento de selagem foi executado com recurso a furação de diâmetro mínimo de 200mm utilizando o sistema de injeção IRS em formações competentes e geologicamente estáveis, com comprimentos entre 5 e 6m. No entanto, perto do túnel do Metropolitano de Lisboa, onde a utilização de ancoragens ao solo se revelou geometricamente inviável, foi necessário recorrer a uma solução de travamento pelo interior do lote, tendo-se optado por uma banda de laje em betão armado, suportada verticalmente por microestacas. Esta solução passiva atua como um esquadro de compressão dentro do lote, tendo sido essencial para preservar a funcionalidade não só do túnel do Metropolitano de Lisboa, mas também de grandes coletores existentes nesta zona, garantindo a segurança e minimizando o impacto negativo no local.

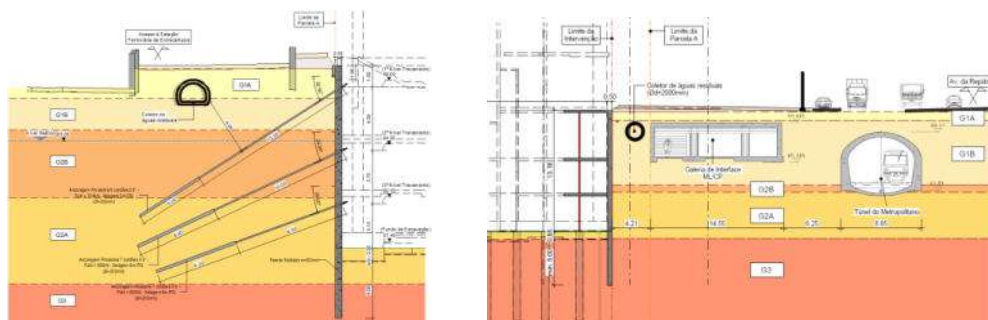


Figura 9 – Corte transversal da solução de parede moldada travada horizontalmente por ancoragens (esquerda) e pela banda de laje (direita)

### 3.2. SOLUÇÃO DE CORTINA DE ESTACAS ESPAÇADAS

A poente da Parcela A e do Lote B1, foi definido um sistema de parede de contenção do tipo estacas moldadas espaçadas. Esta solução consiste em estacas de betão armado com 60cm de diâmetro, espaçadas entre si de 1,20m, sendo o terreno exposto entre estacas revestido com betão projetado com 10cm de espessura. A solução foi devidamente adaptada às condições do local e idealizada para satisfazer os requisitos arquitetónicos relativos à espessura disponível, bem como a possibilitar futuras ligações com o lote B3, a construir posteriormente. A ficha das estacas foi definida para garantir a segurança em termos de estabilidade global (Ver Figura 10).

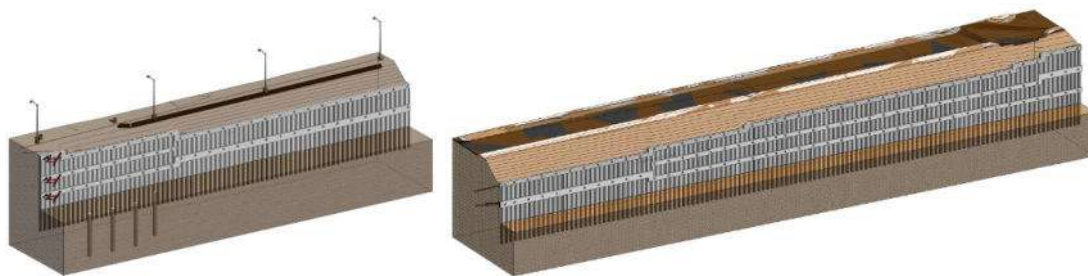


Figura 10 – Vista 3D da solução estacas moldadas da Parcela A (esquerda) e Lote B1 (direita)

A furação das estacas foi inicialmente realizada com recurso a equipamento vara Kelly. Contudo, com o progresso dos trabalhos o empreiteiro entendeu que em algumas zonas as formações intersetadas seriam passíveis de escavar com recurso a equipamento de trado contínuo, pelo que a furação foi realizada com os dois equipamentos por forma a maximizar o rendimento da obra. Em fase provisória, o travamento horizontal da parede de contenção foi realizado com recurso a ancoragens pré-esforçadas e escoras metálicas de canto. As escoras foram materializadas em perfis HEB240, HEB200 e HEB180 e as ancoragens provisórias, geralmente constituídas por 6 ou 7 cordões de 0,60" de diâmetro, com pré-esforço instalado de respetivamente 750 e 850kN, foram dispostas em 2 ou 3 níveis, dependendo da profundidade da escavação. O comprimento de selagem foi executado com recurso a furação de diâmetro mínimo de 200mm utilizando o sistema de injeção IRS em formações competentes e geologicamente estáveis, com comprimentos entre 5 e 6m.

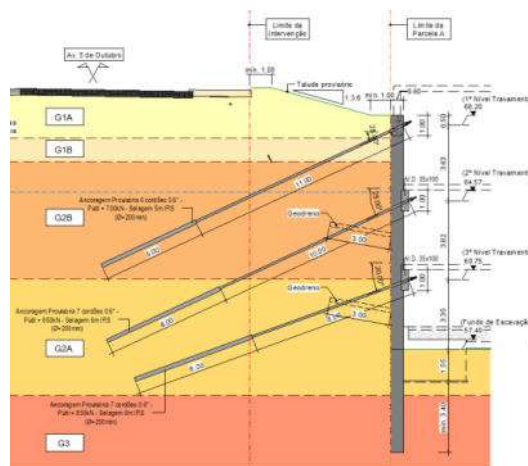


Figura 11 - Corte transversal da cortina de estacas travada horizontalmente por ancoragens

#### 4. MODELOS DE ANÁLISE DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O comportamento das estruturas de contenção foi analisado em termos de tensões e deformações para todas as fases de construção utilizando o software PLAXIS 2D. A Figura 12 mostra algumas das secções de análise realizadas.

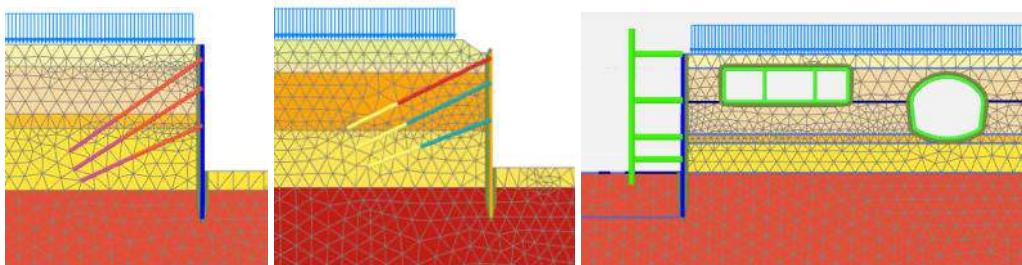


Figura 12 – Secções de análise PLAXIS 2D: Cortina de estacas com ancoragens (esquerda), parede moldada com ancoragens (centro) e parede moldada com banda de laje (direita)

Posto isto, a análise consistiu então no estudo das secções mais representativas do comportamento das soluções de contenção, tendo como objetivo avaliar as deformações, os estados de tensão e a estabilidade do maciço, bem como estimar os incrementos de deformação nas estruturas envolventes. O comportamento das estruturas de contenção foi analisado para a fase provisória, na qual o travamento é garantido por ancoragens pré-esforçadas, escoras de canto e bandas de lajes, bem como para a fase definitiva, na qual o travamento passa a ser garantido pelas lajes da estrutura do edifício. Com base nesta análise, foram estimados os principais parâmetros de dimensionamento das contenções, nomeadamente esforços atuantes (ver Figura 13) e deformações desenvolvidas (Ver Figura 14 e Figura 15).

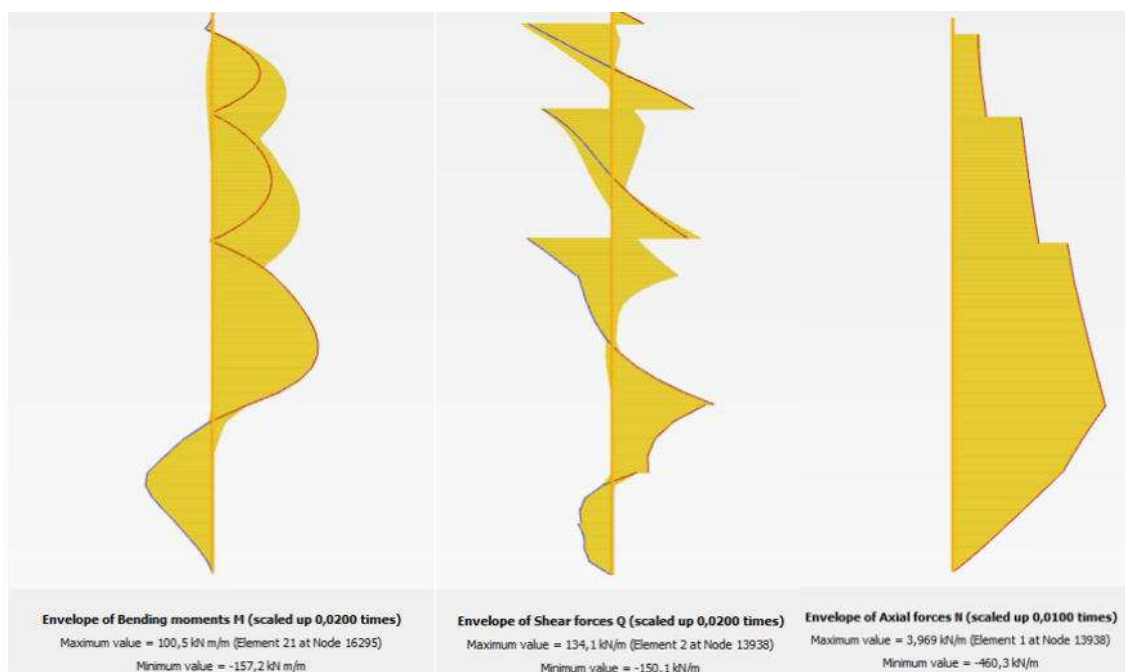


Figura 13 – Resultados PLAXIS 2D para a solução de cortina de estacas: Momento fletor (esquerda); Esforço transverso (centro); Esforço axial (direita)

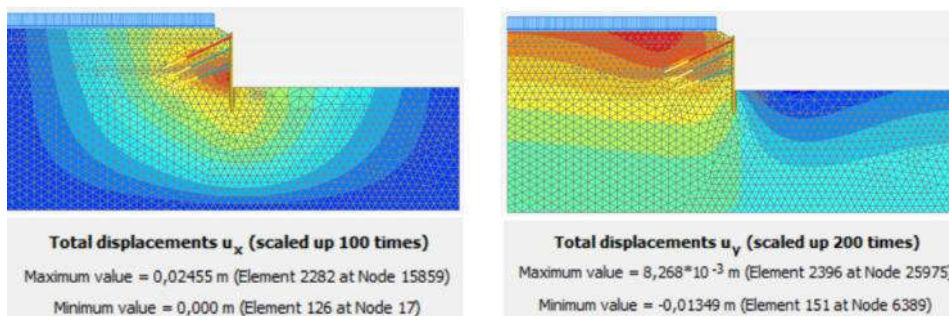


Figura 14 - PLAXIS 2D: Deformação horizontal (esquerda) e vertical (direita) da secção parede moldada com ancoragens

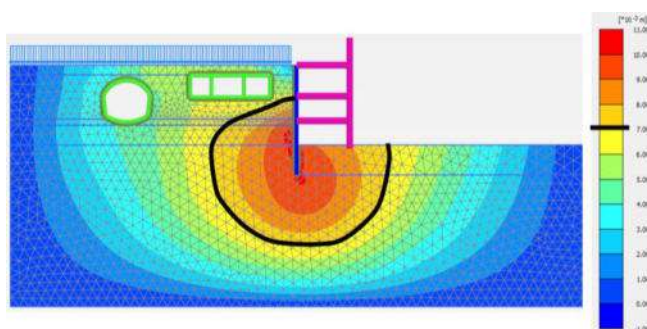


Figura 15 - PLAXIS 2D: Deformação horizontal da secção parede moldada com banda de laje (deformação máxima admissível para as estruturas do Metropolitano de Lisboa, 7mm, a preto)

## 5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Com base na dimensão e complexidade da obra, foi definido um Plano de Instrumentação com o objetivo de gerir o risco associado às soluções preconizadas, tendo sido instalados o seguinte conjunto de dispositivos (Figura 16):

- 9 piezómetros para medir o nível da água no maciço;
- 9 inclinómetros para medir deslocamentos horizontais do maciço;
- 85 tiltmeters para medir rotações e movimentos das paredes de contenção.
- 40 células de carga para medir a variação de carga instalada nas ancoragens.



Figura 16 - Planta com a distribuição dos dispositivos de monitorização.

Em complemento, na zona junto ao Túnel do Metropolitano de Lisboa, foi necessário definir sete secções específicas de instrumentação, cada uma composta por três alvos topográficos e dois prismas. A instrumentação das várias secções permitiu concluir que os trabalhos de escavação realizados não introduziram deformações ao Túnel.

O fundo da escavação foi atingido em agosto de 2024, seguido por um período de suspensão das obras até julho de 2025, quando começou a construção das fundações da estrutura final. Ao longo deste período, as soluções de projeto revelaram-se adequadas às condições do local, conforme demonstrado pelos resultados obtidos pelos dispositivos de monitorização, com valores geralmente abaixo dos critérios de alerta e alarme estabelecidos, identificados respetivamente a amarelo e vermelho nas figuras seguintes. A Figura 17 apresenta as deformações obtidas em profundidade nos inclinómetros e a Figura 18 os movimentos de rotação medidos nos tiltmeters instalados em ambos os lotes.

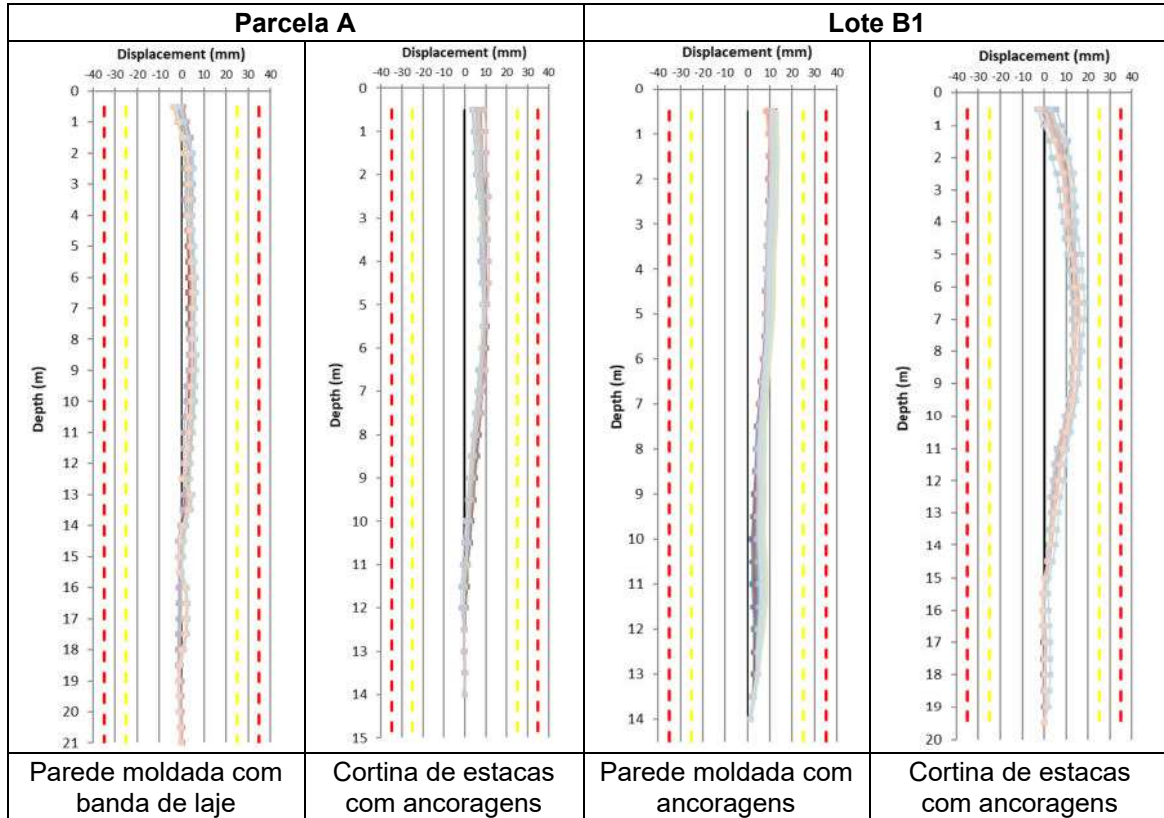


Figura 17 - Deslocamentos horizontais / Inclinómetros: Parcela A (esquerda) e Lote B1 (direita).

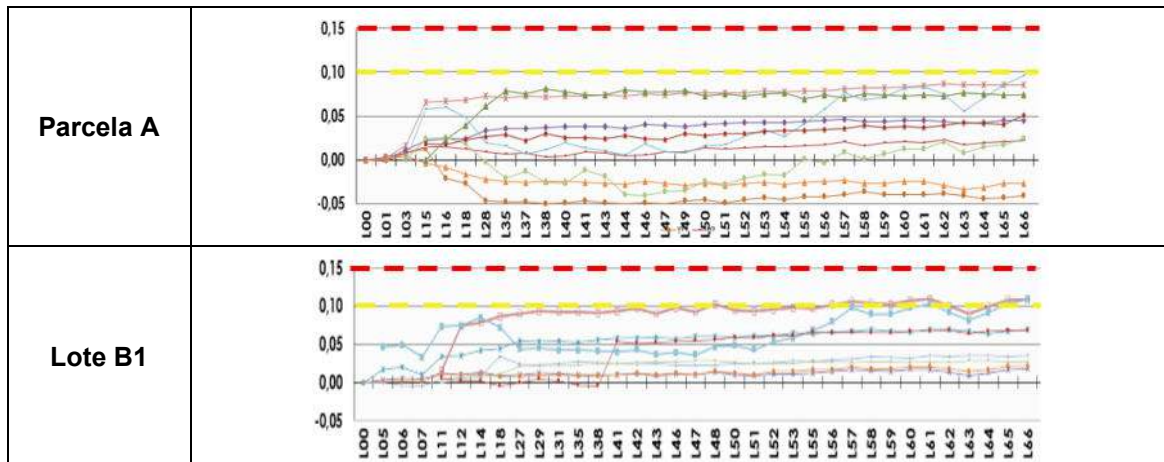


Figura 18 - Movimentos de rotação / Tiltmeters: Parcela A (cima) e Lote B1 (baixo).

Refere-se que a maior deformação ocorreu na cortina de estacas do Lote B1, tendo-se interpretado a sua origem na execução de uma rampa de acesso à obra nesta zona e na qual as ancoragens foram executadas tardiamente, concluindo-se que o impulso passivo garantido pela rampa se apresentou com menos capaz que o travamento preconizado pelas ancoragens, escoras ou banda de laje nas restantes zonas.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A execução de escavações profundas e a implementação de soluções de contenção periférica no centro urbanizado de Lisboa representa um desafio tecnicamente exigente devido ao cenário geológico-geotécnico, aos requisitos arquitetónicos e às estruturas e infraestruturas vizinhas a preservar. As soluções adotadas no presente caso (paredes moldadas e cortina de estacas) revelaram-se tecnicamente adequadas, garantindo a estabilidade global do maciço, bem como o eficiente controlo das deformações resultantes da escavação, minimizando o impacto na área circundante.

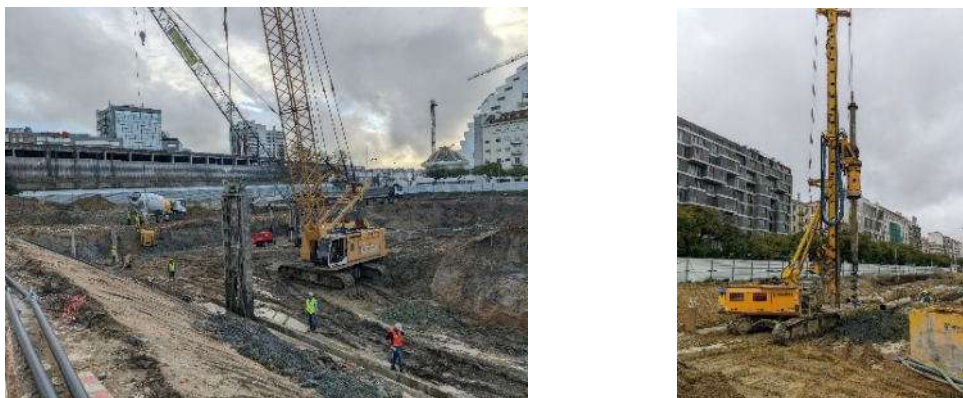


Figura 19 - Trabalhos de escavação de paredes moldadas (esquerda) e de estacas (direita).

A construção das paredes de contenção foi executada com a máxima precisão para cumprir as limitações arquitetónicas de espessura. Esta fase inicial foi realizada sob a supervisão contínua do projetista e das equipas de fiscalização, particularmente na análise das camadas de solo intersectadas durante a escavação e, no caso de indício de fluxo de água, garantir a adequação das soluções definidas (ver Figura 19).



Figura 20 - Trabalhos de escavação geral no interior da parede de contenção

Durante os trabalhos de escavação, as paredes de contenção foram progressivamente travadas em profundidade com ancoragens pré-esforçadas e escoras metálicas de canto (ver Figura 20). A modelação numérica desenvolvida no PLAXIS 2D permitiu soluções de projeto adequadas aos condicionamentos e otimizadas, garantindo a segurança estrutural em todas as fases da construção.



Figura 21 - Vista da obra em fase final de escavação: Cortina de estacas da Parcela A (esquerda) e parede moldada do Lote B1 (direita), ambas travadas por ancoragens

Junto ao túnel do metro onde não era possível utilizar ancoragens, a solução de bandas de laje foi essencial na salvaguarda da integridade das estruturas existentes.



Figura 22 - Fase final de escavação: Parede moldada da Parcela A travada por bandas de laje

Com a escavação concluída em agosto de 2024, as obras entraram num período de suspensão até julho de 2025, data na qual se iniciou a construção das fundações. Durante este período o plano de instrumentação revelou-se crucial para garantir que os deslocamentos e deformações permanecessem abaixo dos limites de alerta estabelecidos. O projeto avançou assim com confiança para a fase de construção da superestrutura, apoiado pelo adequado desempenho das estruturas de contenção. Deste modo, o sucesso deste projeto foi o resultado da integração equilibrada dos requisitos técnicos, construtivos e económicos. A implementação de soluções de contenção adequadas ao local, juntamente com o sistema de monitorização, garantiu a execução em segurança e com impacto mínimo nas estruturas existentes.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a todos os intervenientes que autorizaram a redação e publicação do presente artigo, salientando que as soluções implementadas resultaram de um trabalho de equipa. Destaca-se, em particular, o contributo das seguintes entidades: Rockbuilding – Soluções Imobiliárias, S.A. (gestão do projeto), Teixeira Duarte (empreiteiro geral) e Engexpor, Lda. (fiscalização).

## REFERÊNCIAS

- Martins, C.; Pinto, A.; Carlos, J. - “Edifício Camillo 25 – Soluções de Escavação e Contenção Periférica e de Contenção e Recalçamento de Fachadas, Lisboa – 18º Congresso Nacional de Geotecnia, Maio 2023, Évora, Portugal.
- Martins, C.; Tomásio, R. - “Edifício Phoenix - Soluções de Escavação e de Contenção Periférica, Lisboa” - 18º Congresso Nacional de Geotecnia, Maio 2023, Évora, Portugal.

**NOVA LINHA CIRCULAR DO METROPOLITANO DE LISBOA:  
RECALÇAMENTO DE EDIFÍCIOS DE MEDIO PORTE  
NEW CIRCULAR LISBON METRO LINE: UNDERPPINING OF MEDIUM-  
SIZED BUILDINGS**

Carlos de Oliveira Martins, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, cmartins@jetsj.com\**

Catarina Fartaria, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, cfartaria@jetsj.com*

Rui Tomásio, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, rtomasio@jetsj.com*

Alexandre Pinto, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com*

*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

A nova linha circular do Metropolitano de Lisboa atravessará uma zona densamente urbanizada, ligando a estação do Rato à estação do Cais do Sodré. No trecho próximo ao rio, onde o recobrimento do túnel é de aproximadamente 10 metros, foi adotado o método Cut&Cover. Ao atingir o eixo da Avenida D. Carlos I, o traçado do túnel intersectou as estacas de fundação de dois edifícios em betão armado, com nove pisos elevados e uma cave, impondo a necessidade de reforço e recalçamento das fundações. Devido às restrições de espaço e às condições geotécnicas complexas, foi adotada uma solução de contenção com jet grouting, que formou colunas de solo-cimento utilizadas também como novas fundações profundas dos edifícios. Essas colunas foram integradas numa laje de betão armado com 50m de comprimento, 13m de largura e espessura variável entre 1,4 e 1,8m. O dimensionamento incluiu um sistema de transferência controlada de cargas por meio de macacos hidráulicos, limitando assentamentos diferenciais e assegurando o comportamento adequado dos edifícios. O artigo detalha o processo construtivo, a monitorização dos trabalhos e os resultados obtidos, comprovando a eficácia e segurança das soluções adotadas em ambiente urbano complexo.

**ABSTRACT**

The new Lisbon Metro circular line will run through a dense urban area and will connect Rato station to Cais do Sodré station, located at the Tagus River right bank. Close to the river, where soft soils are intersected and the tunnel cover is around 10 metres, the cut & cover method, including at the middle of D. Carlos I Avenue, where the tunnel intersected the piled foundations of two reinforced concrete buildings, each with 9 upper floors and a one basement, leading to the need to underpin the structures and change the correspondent foundation system. The unfavourable geotechnical and geological conditions, combined with very limited access and low head room at the building's basement, led to the design of a new foundation system with a double row earth retaining wall using jet-grouting columns, reinforced with steel tubes, capped by a reinforced concrete slab (length=50m, width=13m and thicknesses=1,4m and 1,8m). The load transfer from the structure to the new foundation system was performed using hydraulic jacks controlled by an online monitoring system, to better manage and limit the building differential settlements. This paper presents an overall description of the designed and built solutions, as well as the buildings' behaviour during and after the load transfer works.

## 1. INTRODUÇÃO

A nova linha circular do Metropolitano de Lisboa atravessará uma zona densamente urbanizada da cidade, ligando a estação do Rato, situada numa das colinas da cidade de Lisboa, à estação do Cais do Sodré, na margem direita do rio Tejo. Nos casos em que a construção da seção do túnel está mais próxima do rio, é utilizado o método cut & cover. Neste troço, o traçado da linha intersecta a fundação indireta por estacas de dois edifícios de betão armado com 9 pisos elevados e 1 cave, determinando a necessidade de proceder à reformulação da solução de fundações existente, transferindo as cargas para novas fundações e demolindo as existentes.

As condições geotécnicas e geológicas deste troço, associadas às condições de acesso e de trabalho muito limitadas, levaram à execução de cortinas de contenção com recurso à tecnologia jet grouting armadas com microestacas metálicas tubulares. Estes elementos foram também utilizados como fundações profundas de uma laje de betão armado com 1,4m e 1,8m de espessura, construída para receber as cargas das fundações existentes e permitir a sua transferência para os novos elementos de fundação.

Neste complexo processo de transferência de cargas, foi definido o processo de gradual de transferência com recurso a macacos hidráulicos sob todos os pilares e a dispositivos de monitorização altimétrica permanente para controlar os assentamentos de cada apoio e, deste modo, minimizar a ocorrência de assentamentos que pudessem causar patologias aos edifícios.

## 2. EDIFÍCIOS AFETADOS

O túnel da linha do metro intersecta os edifícios nº 42 e nº 44 na Avenida D. Carlos I. Ambos os edifícios foram construídos no século XX, apresentando uma estrutura em betão armado e fundações em estacas moldadas. Os edifícios têm 9 pisos elevados e 1 cave. O edifício nº42 foi recentemente objeto de obras de reabilitação para conversão em uso habitacional, tendo sido realizados trabalhos de reforço da estrutura e das fundações originais, estes últimos com recurso a microestacas. O edifício nº44, por outro lado, encontra-se nas suas condições originais, utilizado para escritórios, e apresenta um bom estado de conservação. Na Figura 1 apresentam-se os edifícios afetados e a respetiva planta de fundações, sobreposta com o traçado do túnel do metro, evidenciando a necessidade de recalçamento de vários pilares ao longo da área de intervenção.

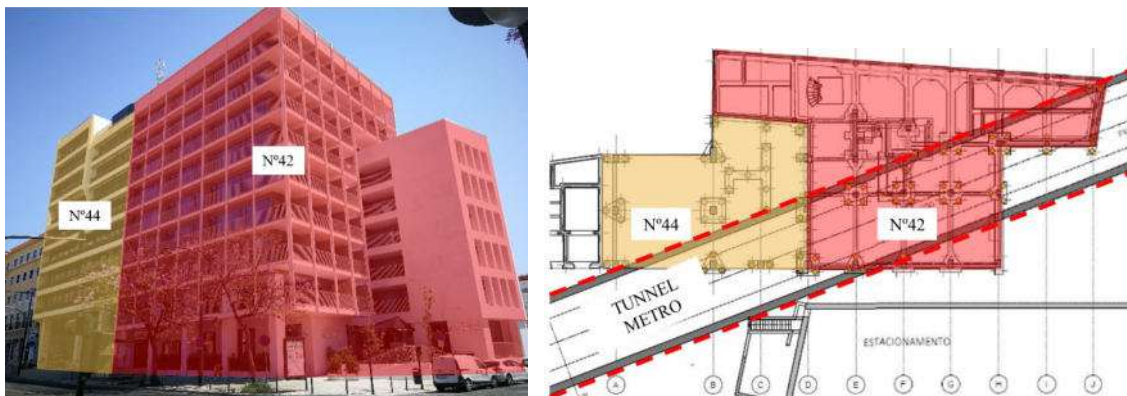


Figura 1. Edifícios de betão armado situados por cima do túnel (esquerda) e planta dos mesmos em projeção com a estrutura do túnel (direita).

### 3. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

#### 3.1. CONDICIONAMENTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS

A campanha de investigação geológico-geotécnica realizada incluiu a execução de múltiplas sondagens que permitiram a caracterização das unidades de solo e de rocha interessadas ao longo da extensão do túnel cut & cover sobre a qual se localizam os edifícios em análise (ver Figura 2). Foi possível constatar que, no sentido crescente da quilometragem do túnel, se verifica um aumento progressivo da espessura dos materiais recentes (aterros e aluviões - essencialmente do tipo arenoso) em paralelo com a diminuição da espessura da camada Miocénica sobrejacente às unidades do Complexo Vulcânico de Lisboa.

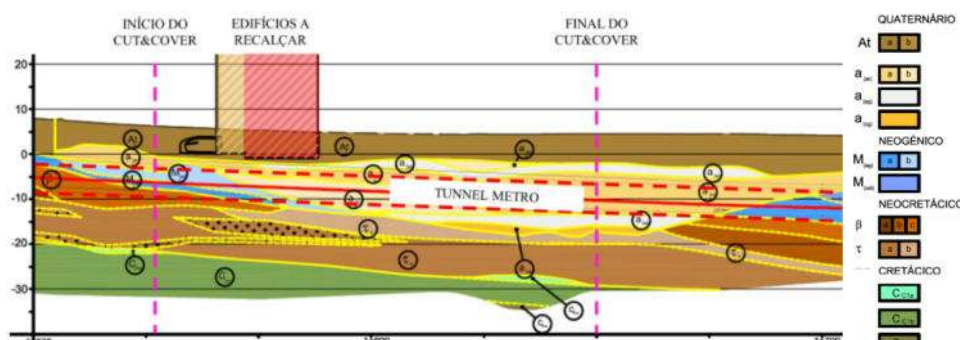


Figura 2. Corte interpretativo do cenário geológico ao longo do eixo do túnel.

#### 3.2. CONDICIONAMENTOS RELATIVOS ÀS TECNOLOGIAS CONSTRUTIVAS

Tendo em conta a necessidade de se trabalhar no interior das caves dos edifícios, as soluções tiveram de respeitar os condicionamentos locais no que respeita à acessibilidade e operação dos equipamentos pelo que se recorreu a maquinaria de pequeno porte, compatível com o funcionamento num pé-direito mínimo de cerca de 3,0m.

#### 3.3. PROCEDIMENTO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

Para minimizar a ocorrência de patologias nos edifícios determinadas por assentamentos diferenciais, as soluções e as fases de construção foram definidas de modo a permitir um processo de transferência de carga ativo. Este processo recorreu a um circuito integrado de macacos hidráulicos e sensores de nivelamento que permitiram o registo e a compensação sistemática de eventuais assentamentos resultantes da demolição das estacas que interseam o túnel do metro e da consequente transferência dessa carga para a nova laje de recalçamento.

### 4. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

A solução é composta por um sistema único e integrado, o qual responde em simultâneo como sistema de recalçamento, bem como de escavação e contenção periférica. Este consiste na transferência das cargas, dos pilares localizados sobre do alinhamento do túnel, para uma laje de recalçamento, de modo a permitir o corte das estacas de fundação existentes, sem afetar a funcionalidade da estrutura do edifício. Depois de realizado este processo, seguiu-se a escavação sobre a laje de recalçamento que, por sua vez, está fundada em cortinas de jet grouting as quais apresentam função simultânea de elementos de fundação definitiva e de elementos de contenção provisória.

#### 4.1. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO DE ESCAVAÇÃO CUT & COVER

À semelhança do já adotado em casos concetualmente semelhantes, mas geologica-mente menos complexos [1], a solução de escavação cut & cover é realizada, generi-camente, ao abrigo de uma cortina dupla de colunas de jet grouting com 1000mm de diâmetro, espaçadas entre si de 700mm a eixo, e reforçadas com perfis tubulares de aço. Estes elementos têm a dupla função de fundação da laje de recalçamento e de contenção das terras e das águas para permitir a escavação necessária à construção do túnel do metro. Adicionalmente, para atingir o nível da laje de recalçamento, foi executada uma terceira fiada de colunas de jet grouting, também estas reforçadas com perfis metálicos (ver Figura 3).

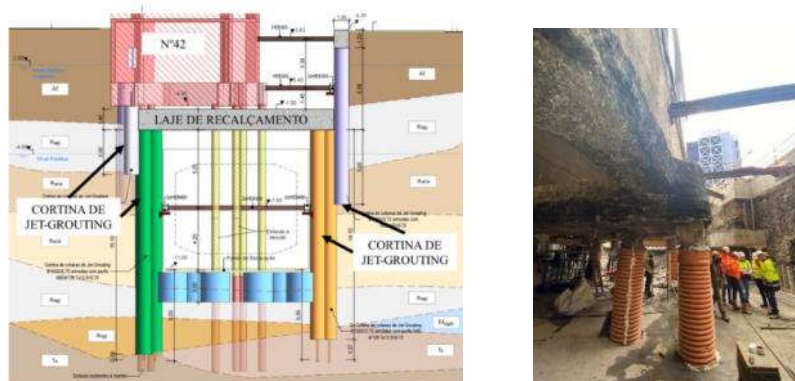


Figura 3. Seção: Escavação Cut & Cover e solução de escoramento (modelo e local).

Por forma a garantir a compatibilidade de solução com o desenvolvimento da trincheira a Norte e a Sul, foi adotada respetivamente em cada topo deste trecho, a solução de cortina de estacas e de paredes moldadas, sempre e quando viável a operação dos equipamentos associados (ver Figura 5).

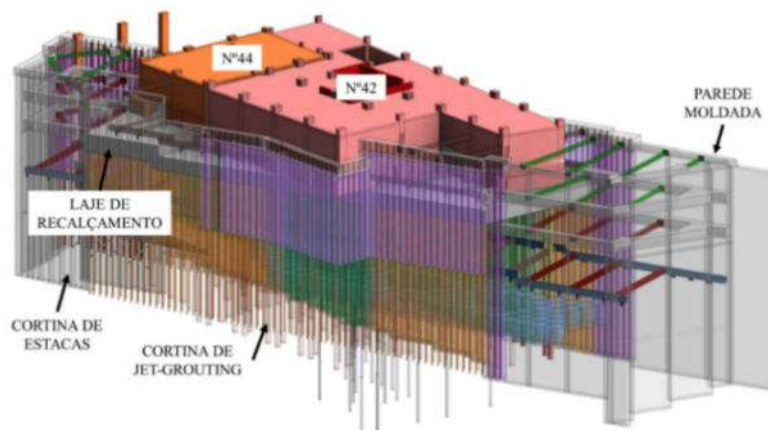


Figura 4. Vista 3D: Solução de escavação cut & cover e escoramento provisório.

Refere-se ainda que as cortinas de contenção foram provisoriamente escoradas entre si utilizando 3 níveis de escoras metálicas de aço, distanciadas 5 m entre si, ligadas a vigas de distribuição de aço ou de betão armado, e um nível materializado pela laje de recalçamento. Por fim, sempre que as formações existentes ao nível do fundo da escavação não eram rochosas, optou-se pela materialização de uma grelha de travamento com colunas de jet grouting com 2000mm de diâmetro, de modo a minimizar a deformabilidade da ficha das cortinas de contenção.

## 4.2. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO DE RECALÇAMENTO DO EDIFÍCIO

A solução de recalçamento dos edifícios consistiu na construção de uma laje de betão armado, apoiada indiretamente em cortinas de colunas de jet grouting, reforçadas com perfis de aço de forma a aumentar a sua ductilidade e rigidez, as quais foram dispostas ao longo dos alinhamentos exteriores do túnel do metro. A laje de recalçamento foi altimetricamente posicionada no espaço disponível entre a base dos maciços de encabeçamento das estacas e a laje de cobertura do túnel, apresentando uma geometria de aproximadamente 50,0m de comprimento, por 13,0m largura e uma espessura variável entre 1,40m e 1,80m (ver Figura 5).

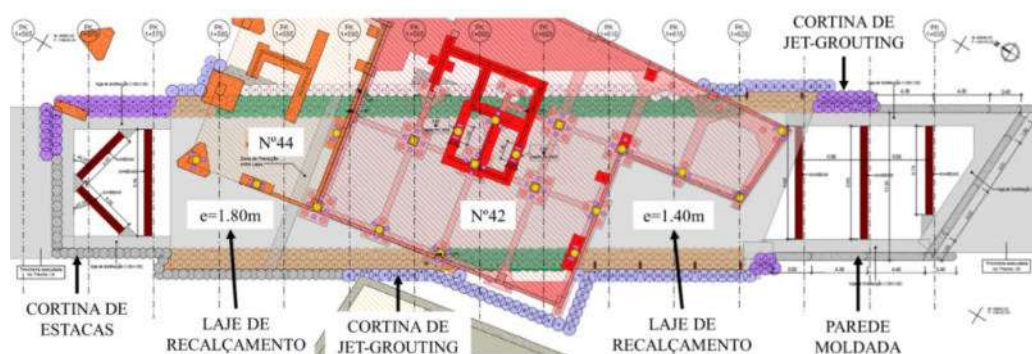


Figura 5. Vista em planta: Solução de escavação cut & cover e escoramento provisório.

No seu conjunto, estes elementos permitem alterar o sistema de fundação dos edifícios, transferindo as cargas dos pilares estruturais para a nova laje de recalçamento que, por flexão cilíndrica, as transmite às duas fiadas de colunas de jet grouting, que finalmente transmitem as reações às camadas de solo competentes situadas abaixo da laje de fundo do túnel. Com esta solução implementada, foi possível demolir as estacas de fundação existentes, que se localizam sobre o alinhamento do túnel do metro, bem como proceder aos trabalhos de escavação para a construção do referido túnel (ver Figura 6).

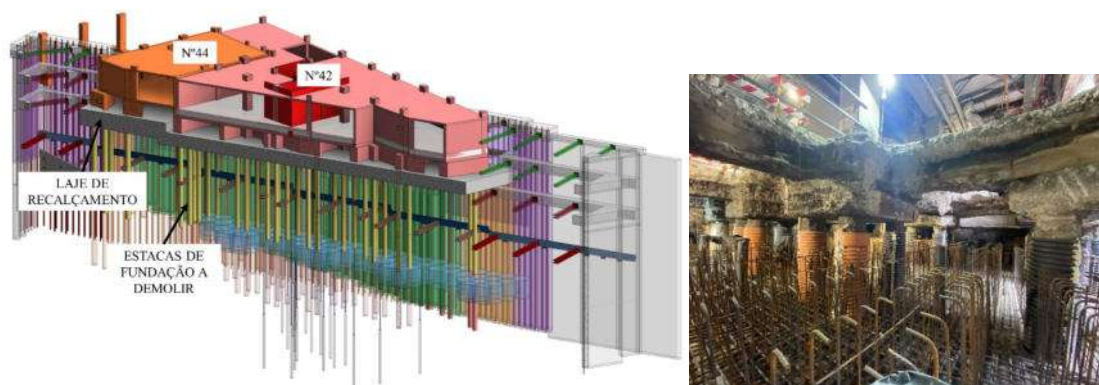


Figura 6. Vista 3D: A solução de escoramento e as estacas são desativadas.

## 4.3. DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

De modo a garantir uma transferência de cargas gradual entre os pilares dos edifícios e a laje de betão armado de recalçamento, permitindo assim um maior controlo dos assentamentos que ocorrem neste processo e, em particular, dos assentamentos diferenciais que podem provocar patologias nos edifícios, foi instalado um sistema de macacos hidráulicos e de monitorização de deformações. Os macacos hidráulicos, posi-

cionados entre a laje de recalçamento e os maciços de encabeçamento de estacas, serão responsáveis por aliviar as cargas das atuais estacas de fundação, transferindo-as para a nova laje e, deste modo, permitindo que as estacas tenham uma carga residual quando forem demolidas. No âmbito desta operação recorreu-se a 41 macacos hidráulicos do tipo ENERPAC LPL-2002, devidamente agrupados por pilar e que, no seu conjunto, permitiram realizar a transferência de cargas dos 18 pilares e paredes a recalçar (ver Figura 7).

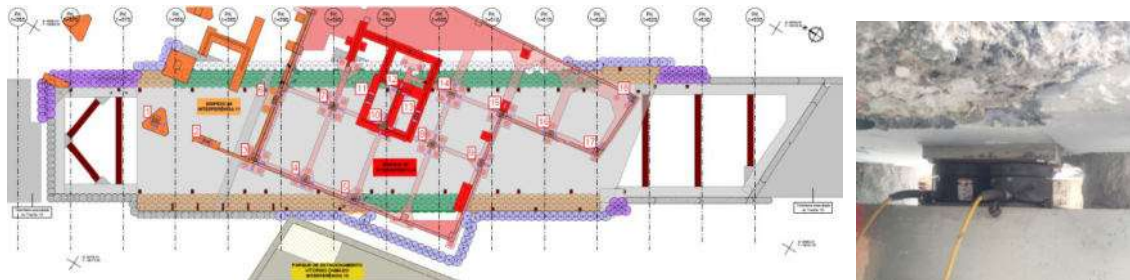


Figura 7. Vista em planta: Disposição de grupos de macacos do tipo ENERPAC LPL-2002 (à direita).

Apresenta-se de seguida o faseamento definido para o procedimento de transferência de carga, o qual é igualmente ilustradas na Figura 8:

- Fase 1: Situação existente. Instalação do sistema de instrumentação nos pilares;
- Fase 2: Escavação até à base da laje de recalçamento;
- Fase 3: Encamisamento das estacas;
- Fase 4: Construção da laje de recalçamento;
- Fase 5: Instalação dos macacos hidráulicos e escavação sob a laje;
- Fase 6: Ativação dos macacos hidráulicos e aplicação do procedimento transferência de carga;
- Fase 7: Demolição das estacas;
- Fase 8: Restantes trabalhos de escavação e construção do túnel;
- Fase 9: Colocação de calços provisórios e remoção dos macacos;
- Fase 10: Ligação definitiva da laje de recalçamento às fundações do edifício.

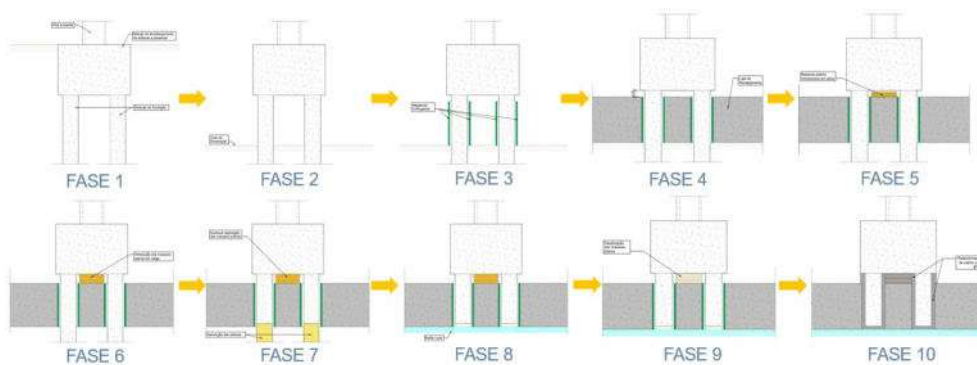


Figura 8. Faseamento do procedimento de transferência de carga.

No âmbito da **Fase 6** foi definida uma aplicação de carga nos macacos realizada por incrementos de 20 a 50 bar tendo resultado, no caso dos pilares com maior carga estimada em cerca de 18 patamares de carga incrementais. Cada incremento de carga foi devidamente intercalado com leituras de todos dispositivos de monitorização, sendo a operação realizada em simultâneo nos diversos pilares a recalçar, a fim de aferir em cada ciclo de carga a deformação ocorrida em cada pilar, bem como a

deformação da laje na respetiva zona. Para controlo da operação definiram-se os seguintes critérios:

- i) Deformação de cada pilar limitada a +2,5mm (critério de L/2000). Caso esta fosse excedida, parar operação e prosseguir para o próximo pilar;
- ii) Deformação na laje limitada aos valores definidos para cada patamar de carga, os quais foram obtidos por via dos modelos de cálculo (ver exemplo do grupo de macacos hidráulicos nº7 na Figura 9).

Macaco	Carga máxima estimada (quase permanente)	Quantidade de Cilindros	Patamar de pressão	Pressão / cil [bar]	Pressão [bar]	Carga instalada [kN]	Porcentagem de carga instalada [%]	Deformação vertical [mm]			
								Limite de alerta	Limite de referência	Limite de alarme	
7	3223,0	3	1	50	150	425,3	13,2%	0,42	0,53	0,69	
			2	100	300	850,5	26,4%	0,73	0,91	1,19	
			3	150	450	1275,8	39,6%	1,04	1,30	1,68	
			4	170	510	1445,9	44,9%	1,16	1,45	1,88	
			5	180	540	1530,9	47,5%	1,22	1,53	1,98	
			6	200	600	1701,0	52,8%	1,34	1,58	2,18	
			7	220	660	1871,1	58,1%	1,47	1,83	2,38	
			8	240	720	2041,2	63,3%	1,59	1,99	2,58	
			9	250	750	2126,3	66,0%	1,65	2,06	2,68	
			10	270	810	2296,4	71,2%	1,77	2,22	2,88	
			11	300	900	2551,5	79,2%	1,96	2,45	3,18	
			12	320	960	2721,6	84,4%	2,05	2,57	3,34	
			13	350	1050	2976,8	92,4%	2,19	2,74	3,56	
			14	380	1140	3231,9	100,3%	2,32	2,90	3,77	
			15						2,34	2,93	3,80
			16						2,36	2,95	3,83
			17						2,37	2,96	3,85
			18						2,38	2,98	3,88

Figura 9. Tabela de controlo de deformações da laje de recalçamento na zona de aplicação do grupo de macacos hidráulicos nº7.

O procedimento de transferência de cargas foi realizado de forma incremental tal como descrito anteriormente até se alcançar 100% da carga estimada para cada pilar respeitando os critérios limites referidos em i. e ii.. Na Figura 10 resume-se a matriz de risco e de operação associada ao procedimento da **Fase 6**.



Figura 10. Matriz de risco e de operação definida para a Fase 6 do procedimento de transferência de carga.

Por sua vez, no âmbito da **Fase 7** definiu-se que a demolição das estacas seria realizada de forma intercalada com leituras de todos dispositivos, a fim de aferir em cada momento a deformação ocorrida em cada pilar. Para controlo da operação definiu-se o seguinte critério:

- iii) Deformação de cada pilar limitada a -5mm (critério de L/1000). Caso esta fosse excedida, ativar sistema de macacos e corrigir assentamento.

O procedimento de demolição de estacas foi realizado de forma gradual tal como descrito anteriormente respeitando os critérios limites referidos em iii.. Na Figura 13 resume-se a matriz de risco e de operação associada ao procedimento da **Fase 7**.



Figura 11. Matriz de risco e de operação definida para a Fase 7 do procedimento de transferência de carga.

## 5. CONCEPÇÃO DA SOLUÇÃO

A determinação dos esforços de cálculo e dos deslocamentos foi efetuada com base em modelos numéricos de elementos finitos desenvolvidos nos softwares SAP2000 e PLAXIS 2D. O SAP2000 foi utilizado na análise do comportamento da laje de recalçamento dos edifícios, modelada pela sua linha média através de elementos do tipo *shell*. O apoio da laje, nomeadamente através das microestacas e colunas de jet grouting, foi igualmente representado por elementos *shell*, apoiados em molas do tipo *springs* dispostas em binário e de acordo com a geometria real.

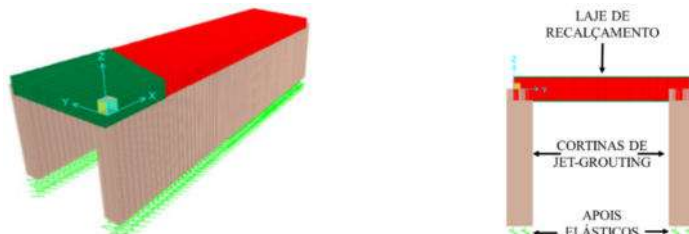


Figura 12. Modelo de análise SAP2000 para a laje de recalçamento.

A rigidez adotada para os elementos tipo *spring* foi obtida por via do modelo PLAXIS 2D, o qual será abordado adiante. O modelo elaborado no software SAP2000 permitiu estimar os esforços estruturais da laje, bem como a sua deformação elástica (ver Figura 13).

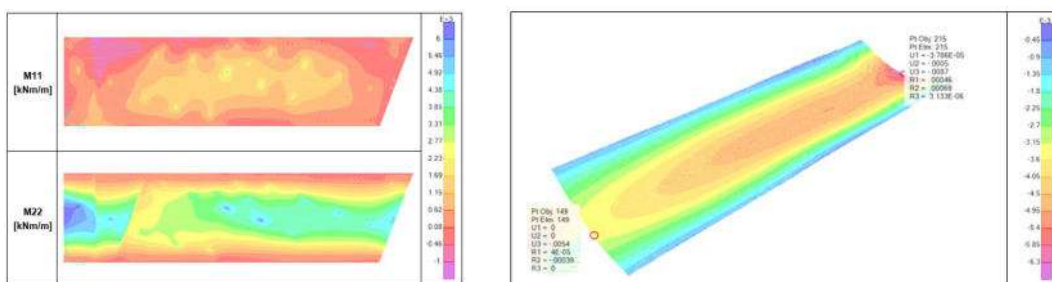


Figura 13. Modelo de análise SAP2000 da laje de recalçamento - Momento fletor (esquerda) e Deformação elásticas (direita).

O dimensionamento estrutural e geotécnico das contenções provisórias foi realizado com base em modelos de elementos finitos no software PLAXIS 2D, permitindo a análise da interação solo-estrutura através de tensões e deformações. A modelação considerou o zonamento geológico-geotécnico, utilizando o modelo *Hardening Soil* para solos e *Mohr-Coulomb* para materiais de rocha branda. As colunas de jet grouting foram representadas por elementos do tipo *cluster*, as microestacas por *embedded beam row* com rigidez equivalente, e o escoramento metálico por elementos *node-to-node anchor*. Os parâmetros do jet grouting basearam-se em requisitos mínimos de controlo de qualidade e em correlações da bibliografia técnica.

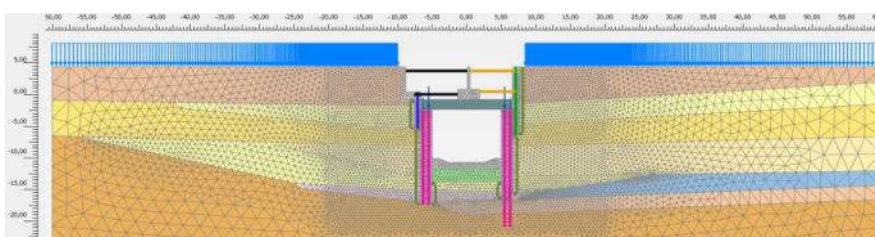


Figura 14. Plaxis 2D – Secção de análise de recalçamento do edifício

Os modelos de cálculo permitiram a modelação de todas as fases construtivas, metodologia essencial na análise deste tipo de estruturas, tendo sido obtidos como resultados os esforços nas estruturas de contenção em particular nas cortinas de colunas de jet grouting armadas, assim como as deformações do maciço envolvente (ver Figura 15).

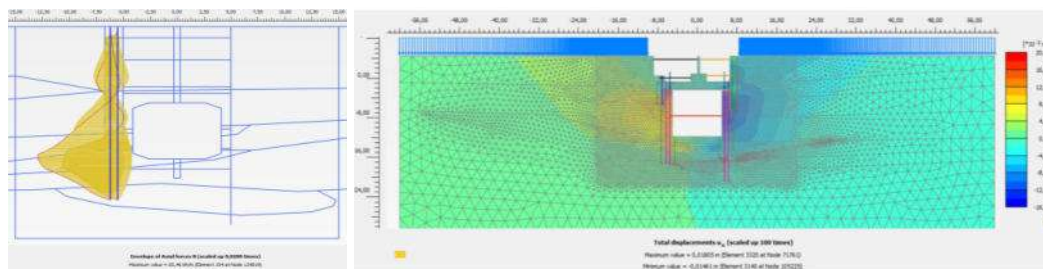


Figura 15. Plaxis 2D – Esforço axial nas microestacas de reforço das colunas de jet grouting (esquerda) e deslocamentos horizontais do maciço (direita).

Refere-se que na seção de análise, para além das sobrecargas variáveis à superfície, foram ainda consideradas as cargas correspondentes ao peso do edifício a recalçar. Para tal foram aplicadas cargas pontuais ao nível do topo dos elementos “embedded beam row” representativos das microestacas de reforço das colunas de jet grouting localizadas abaixo da laje de recalçamento (ver Figura 16). O valor das referidas cargas foi estimado com base no modelo SAP2000 de análise estrutural descrito anteriormente.

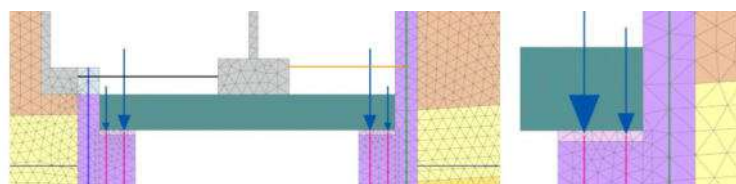


Figura 16. Plaxis 2D – Seção PK 1+615 – Detalhe Cargas Pontuais.

Com a rigidez nos apoios do modelo estrutural devidamente calibrada, foi estimada a carga axial máxima de projeto em cada coluna de jet grouting, permitindo, em análise paralela com o modelo geotécnico, a validação da segurança desses elementos, simultaneamente para a fase provisória e para a fase definitiva.

## 6. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Durante os trabalhos de transferência de cargas e de escavação e construção do túnel, foi implementado um plano de monitorização com sensores de nível de líquido e extensómetros para medir os movimentos altimétricos da laje de recalçamento e dos pilares dos edifícios, bem como a sua interação (ver Figura 17).



Figura 17. Dispositivos de controlo: Sensores de nível de líquido e extensómetros

O plano de monitorização estabeleceu valores-limite para cada dispositivo para cada fase da transferência de carga. Os resultados das análises numéricas foram utilizados para determinar os valores de referência, os quais foram utilizados para fixar valores de alerta (80% da referência) e de alarme (120% da referência). Na Figura 18 apresenta-se o incremento de carga aplicado em cada grupo de macacos hidráulicos durante a **Fase 6** do procedimento de transferência de carga, concluindo-se que a estimativa de carga se revelou consistente com a registada.

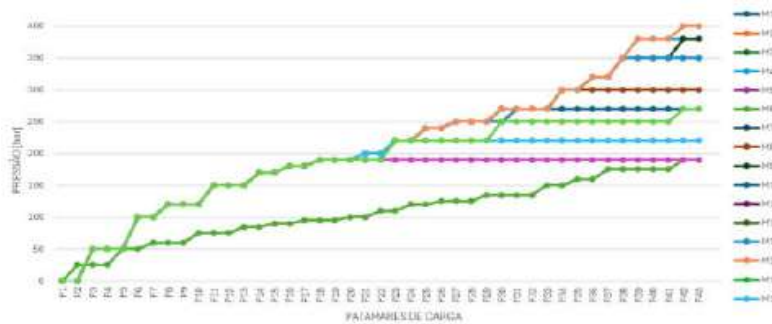


Figura 18. Incremento de carga em cada grupo de macacos hidráulicos durante a Fase 6

Por sua vez, na Figura 19 apresenta-se o gráfico que resume o incremento de deformação da laje em cada grupo de macacos hidráulicos durante a **Fase 6** do procedimento de transferência, tendo-se concluído que, na sua generalidade, a estimativa de deformações se revelou como conservativa face aos valores ocorridos.

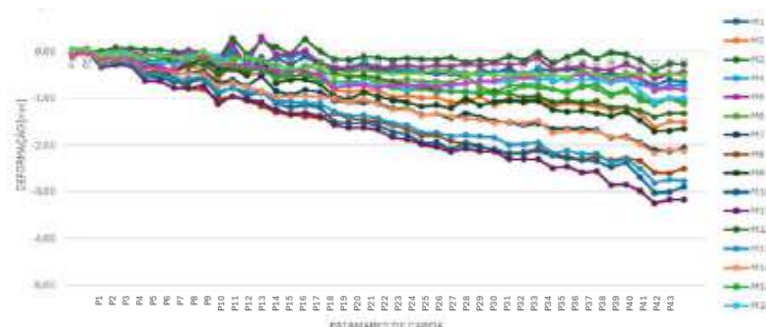


Figura 19. Incremento de deformações em cada grupo de macacos hidráulicos na Fase 6

Na Figura 20 observou-se um ligeiro aumento de carga em todos os grupos de macacos hidráulicos durante a demolição das estacas (**Fase 7**), o qual se presume ter ocorrido pelo facto de a transferência de cargas ativa (**Fase 6**) não ter sido totalmente concluída, justificada por se ter evitado aplicar cargas excessivas que poderiam causar tensionamento das estacas e efeitos dinâmicos indesejados durante a demolição.

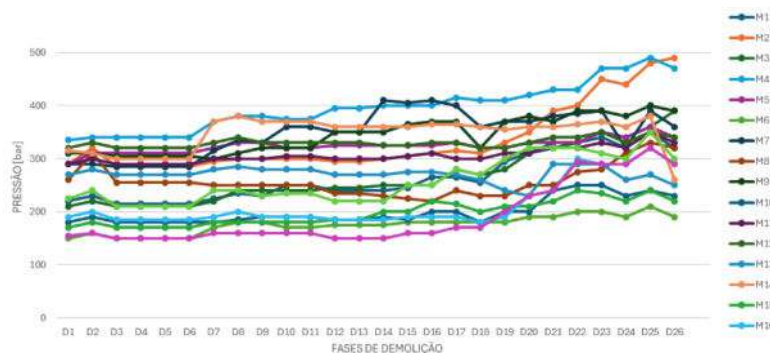


Figura 20. Incremento de carga em cada grupo de macacos hidráulicos durante a Fase 7.

Por sua vez, na Figura 21 apresenta-se o incremento de deformação da laje em cada grupo de macacos hidráulicos durante a Fase 7, tendo-se concluído que as deformações ocorridas foram inferiores a 5mm, critério limite definido para a eventual reativação dos macacos hidráulicos.

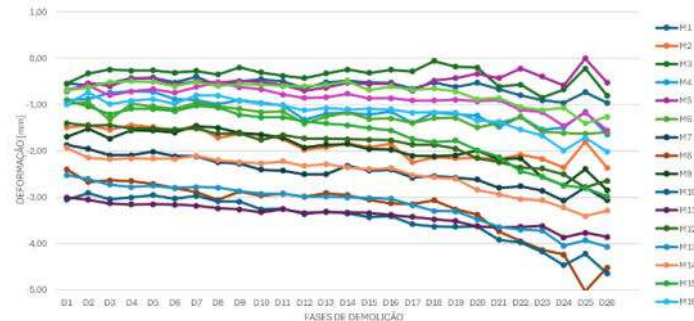


Figura 21. Incremento de deformações em cada grupo de macacos hidráulicos na Fase 7.

## 7. PROCEDIMENTOS DE OBRA

Na Figura 22 apresenta-se a fase obra associada ao procedimento de transferência de cargas, nomeadamente com a presença da mesa de controlo de operação, e ainda o início da demolição das estacas de fundação existentes.



Figura 22. Procedimento de transferência de cargas e início da demolição das estacas

Na Figura 23 apresenta-se a continuidade dos trabalhos de escavação, nomeadamente com a instalação do segundo, terceiro e quarto nível de escoras metálicas de travamento provisório.



Figura 23. Trabalhos de escavação e instalação das escoras metálicas de travamento.

Na Figura 24 apresentam-se algumas imagens da fase final da escavação, operação que antecedeu a construção do novo túnel e posterior aterro.



Figura 24. Obra em fase de fundo de escavação.

## 8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A definição e implementação de uma nova linha do Metropolitano numa zona densamente urbanizada pode conduzir a interferências extremas com estruturas existentes. Para cenários como o apresentado no presente trabalho, a solução de recalçamento e de transferência de carga verificou-se ser a mais adequada para permitir preservar a integridade das estruturas de médio porte, sobrejacentes ao corredor da escavação para a construção do túnel. Este tipo de solução apresenta muitas vezes múltiplas restrições ao nível da acessibilidade e da operacionalidade dos equipamentos, as quais, no caso descrito, foram ultrapassadas de forma eficaz. Para o êxito de intervenções com a complexidade da presente, considera-se igualmente importante destacar a implementação de um plano de monitorização adequado, o qual permitiu tomada de decisões em tempo útil, tendo em vista uma eficaz e segura transferência de cargas entre os elementos de fundação existentes e os novos.



Figura 25. Vista sob a laje de recalçamento com as estacas de fundação do edifício demolidas (esquerda) e com a estrutura definitiva do túnel construído sob a laje de recalçamento (direita).

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Metropolitano de Lisboa a autorização para a redação do presente artigo, bem como aos colegas que integraram o consórcio COBA e JETsj Geotecnia. Por fim agradece-se a entidade executante, composta pelo agrupamento constituído pelas empresas Mota Engil e Spie Batignolles.

## REFERÊNCIAS

- [1] Pinto, A. (2008) Soluções adotadas na Interferência nº16 da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa: Oriente – Aeroporto. In: XI Congresso Nacional de Geotecnia – SPG, Guimarães, Portugal.

## **SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFERICA NAS ANTIGAS INSTALAÇÕES DO QUARTEL DA GNR CABEÇO DA BOLA, LISBOA EXCAVATION AND RETAINING WALL SOLUTIONS AT THE FORMER GNR BARRACKS IN CABEÇO DA BOLA, LISBON**

Rui Tomásio, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal, rtomasio@jetsj.com*

Carlos de Oliveira Martins, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal, cmartins@jetsj.com\**

Diogo Cordeiro, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal, dcordeiro@jetsj.com*

Adriana Azevedo, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal, aazevedo@jetsj.com*

*\*autor para correspondência*

### **RESUMO**

O artigo apresenta o projeto de escavação e contenção periférica desenvolvido no âmbito da reabilitação urbana do antigo Quartel da GNR do Cabeço da Bola, em Lisboa. Inserida num contexto urbano denso e geotecnicamente complexo, a intervenção visa permitir a construção de novos edifícios e a recuperação de estruturas existentes. A solução de contenção adotada baseia-se numa cortina de estacas moldadas em betão armado, espaçadas entre si, cujo travamento provisório é assegurado por diferentes sistemas, adotados em função dos condicionamentos locais, tais como ancoragens ao solo, escoras metálicas de canto e em pé-de-galinha e contrafortes de estacas. As decisões de projeto foram fundamentadas num estudo detalhado, que incluiu análise crítica dos resultados da campanha de prospeção e modelações numéricas bidimensionais e tridimensionais com recurso ao software PLAXIS 2D e 3D, permitindo avaliar esforços, deformações e estabilidade global da escavação nas várias fases construtivas. O projeto priorizou a segurança, a redução de impactos sobre as estruturas vizinhas e a integração da contenção como elemento estrutural definitivo, promovendo eficiência construtiva e desempenho técnico adequado. A implementação de um plano de instrumentação e observação assegurou o controlo rigoroso das deformações, comprovando a eficácia e estabilidade da solução proposta.

### **ABSTRACT**

The paper presents the excavation and retaining wall project developed as part of the urban regeneration of the former GNR barracks in Cabeço da Bola, Lisbon. Located in a dense and geotechnically complex urban context, the intervention aims to enable the construction of new buildings and the renovation of existing ones. The retaining wall solution adopted is based on a bored pile wall, spaced apart, whose temporary support is provided by different systems, adopted according to local conditions, such as ground anchors, steel struts and goose-foot steel struts, and pile buttresses. The design choices were based on a detailed study, which included a critical analysis of the results of the base site investigation campaign and two-dimensional and three-dimensional numerical modelling using PLAXIS 2D and 3D software, allowing the evaluation of stresses, deformations and overall stability of the excavation during the various construction phases. The design focused on safety, reducing the impact on neighbouring structures and integrating the retaining structure as a definitive structural element, promoting construction efficiency and adequate technical performance. The implementation of an instrumentation and observation plan ensured close control of deformations, proving the effectiveness and stability of the proposed solution.

## 1. INTRODUÇÃO

O presente artigo tem como objetivo descrever as soluções de escavação e contenção periférica implementadas para a construção dos pisos enterrados definidos no âmbito da reabilitação urbana do antigo Quartel da GNR do Cabeço da Bola, em Lisboa.

O projeto faz parte de um plano de reabilitação que visa converter as antigas instalações da GNR em edifícios de comércio e de habitação acessível, prevendo cerca de 225 fogos. (Figura 1).



Figura 1 - Representação Gráfica 3D da Intervenção Prevista

O recinto de escavação, com uma área de cerca de 4.000m<sup>2</sup>, encontra-se integrado dentro do lote de intervenção, o qual apresenta uma área total de 13.400m<sup>2</sup> (Figura 2).



Figura 2 - Planta com Identificação do Recinto de Escavação e do Lote de Intervenção

As soluções de escavação e contenção foram concebidas de forma integrada, tendo em consideração todos os condicionamentos existentes e as condições do local, nomeadamente o enquadramento geológico-geotécnico, as soluções arquitetónicas e as infraestruturas envolventes.

De um modo geral, a solução adotada recorre a uma cortina de estaca moldadas de 50cm de diâmetro, espaçadas entre si de 1,00m, a qual é equilibrada horizontalmente por diversos tipos de travamento tais como ancoragens provisórias, escoras metálicas de canto e de pé-de-galinha e contrafortes de estacas, os quais foram definidos em função das condicionantes existentes.

## 2. CONDICIONAMENTOS

### 2.1. CENÁRIO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

Por consulta da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000 (Figura 3), verifica-se que a área em estudo apresenta formações do Miocénico marinho de Lisboa, nomeadamente Areolas de Estefânia ( $M_{ES}$ ) e Argilas e Calcários dos Prazeres ( $M_{PR}$ ).

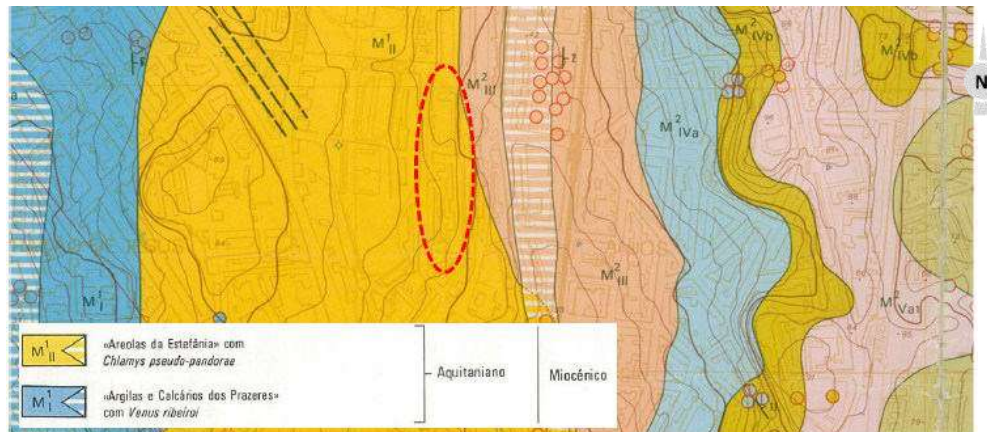


Figura 3 - Excerto da Carta Geológica de Portugal (Escala 1:50 000).

Por forma a aferir o cenário geológico do local, foi realizada uma campanha de prospeção, composta por sondagens à rotação com realização de ensaios SPT, instalação de piezómetros e ensaios laboratoriais. Na Figura 4 apresenta-se o extrato do log de uma das sondagens realizadas e o respetivo registo fotográfico, e na qual se identificam as formações intersetadas.



Figura 4 –Extrato do Log da Sondagem S1 (Esquerda) e Respetivo Registo Fotográfico (Direita).

Os resultados desta campanha, assim como bibliografia existente sobre as formações interessadas (Lopes, 2001) permitiram a caracterização dos materiais em termos das suas propriedades geomecânicas e o desenvolvimento de perfis geológicos-geotécnicos utilizados em fase de projeto. O Quadro 1 resume as zonas geotécnicas identificadas, bem com as respetivas propriedades geomecânicas.

Quadro 1 – Zonamento Geológico-Geotécnico e Parâmetros Geomecânicos Estimados

Horizonte e Formações	N <sub>SPT</sub>	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	c' [kPa]	E [MPa]
ZG <sub>2</sub> Aterro heterogéneo	4 < N <sub>SPT</sub> < 18	17	25	1	5
ZG <sub>1B</sub> Areolas da Estefânia	N <sub>SPT</sub> > 60	19	35	20	60
ZG <sub>1A</sub> Argilas e Calcários dos Prazeres	N <sub>SPT</sub> > 60	20	28	40	100

Em complemento, apresenta-se na Figura 5 a disposição e desenvolvimento das camadas que compõe um perfil geológico e geotécnico de Sul para Norte.

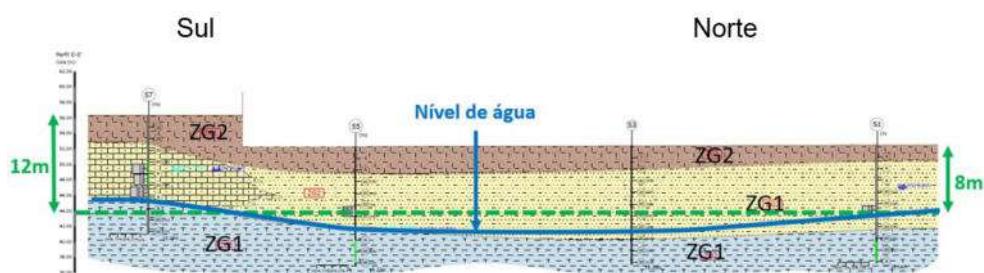


Figura 5 - Perfil Geológico e Geotécnico Sul-Norte: Profundidade de Escavação, a Verde, e Nível de Água, a Azul.

## 2.2. ESTRUTURAS E INFRAESTRUTURAS ENVOLVENTES

O local da escavação situa-se numa zona urbanizada de Lisboa, rodeada por vários edifícios, ruas e infraestruturas. Posto isto, foi necessário desenvolver soluções compatíveis com a preservação da integridade destas estruturas e infraestruturas, garantindo simultaneamente o adequado funcionamento das mesmas. Na Figura 6, apresentam-se os principais condicionamentos:



Figura 6 - Planta dos Vários Lotes Intervencionados e Condicionantes Envolventes

### 2.3. CONDICIONAMENTOS ARQUITETÓNICOS

Do ponto de vista de condicionamentos arquitetônicos, foi requisitado que a solução de contenção recorresse à menor espessura possível ao longo do perímetro definido tendo em vista a maximização do espaço para a futura utilização das caves.

### 2.4. CONDICIONAMENTOS EDIFICADO EXISTENTE

A definição das soluções teve igualmente de ser compatibilizada com o edificado existente no interior do lote. Neste âmbito, refere-se que existia uma diferença de cota de cerca de 4m entre a rua Escola do Exército e o interior do lote. O projeto de Arquitetura não previa alterações neste âmbito, pelo que foi crucial aferir qual a estrutura que possibilitava esta diferença de cota, para que as soluções fossem devidamente compatibilizadas tendo a vista a sua preservação durante e após a empreitada, tendo-se identificado a presença de um muro em alvenaria de pedra, conforme se apresenta na Figura 7.

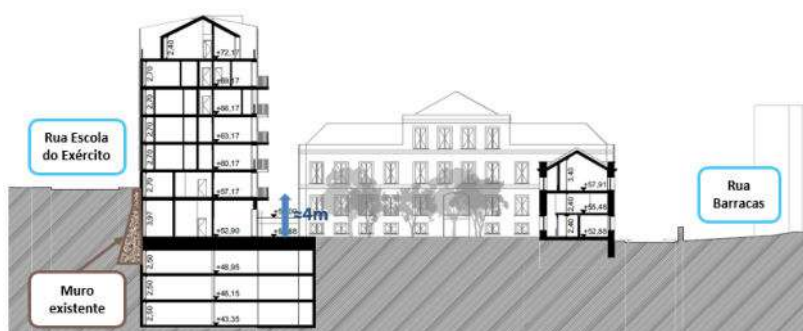


Figura 7 – Corte Transversal Definido Pela Arquitetura, com Representação de Muro Existente ao Longo da Rua Escola do Exército.

### 3. SOLUÇÃO DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA

Para a solução de escavação e contenção periférica foi definido um sistema de parede de contenção do tipo estacas moldadas espaçadas (Figura 8). Esta solução, utilizada em contexto geológico e geotécnico semelhante (Marques, 2020), consiste em estacas de betão armado com 50cm de diâmetro, espaçadas entre si de 1,00m, sendo o terreno exposto entre estacas revestido com betão projetado com 10cm complementado com geodrenos drenantes.

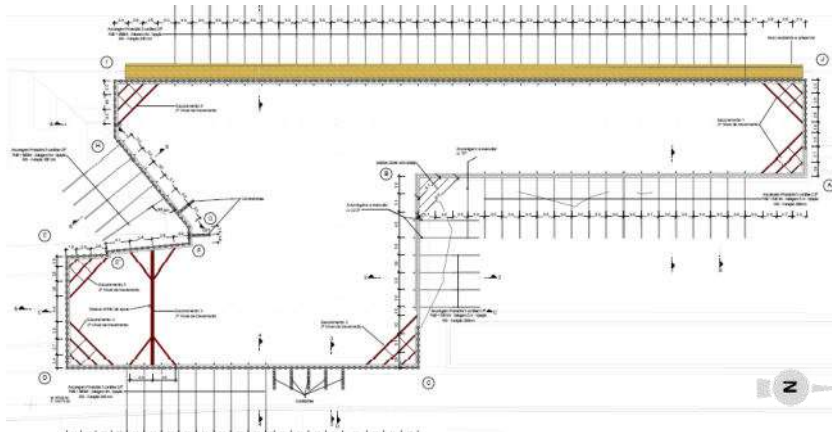


Figura 8 - Planta de Dimensionamento da Solução de Cortina de Estacas Espaçada.

A solução foi adaptada ao cenário in situ, o qual teve como principais impactos a necessidade de compatibilização ao nível das cotas de coroamento da cortina, bem como dos respetivos travamentos preconizados. Na Figura 9 apresentam-se as três principais cotas adotadas para o coroamento, definidas em função da topografia existente e arquitetura futura, resultando em alturas de escavação diferentes e, por conseguinte, com recurso a diferentes níveis de travamento.

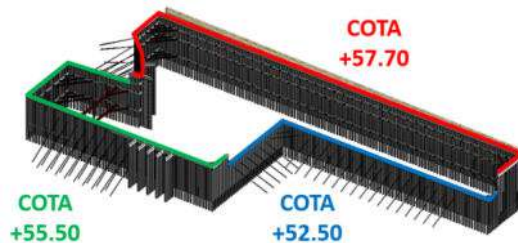


Figura 9 – Vista 3D da Solução de Contenção com as Diversas Cotas de Coroamento

A Figura 10 apresenta as 3 secções tipo representativas da solução, e que serviram de base ao cálculo e dimensionamento da mesma, conforme se apresentará adiante. As três secções tipo apresentam alturas de escavação de 14, 11 e 9m, recorrendo respetivamente a 3, 2 e 1 níveis de travamento, e uma ficha de 3m, definida para garantir a segurança em termos de estabilidade global.

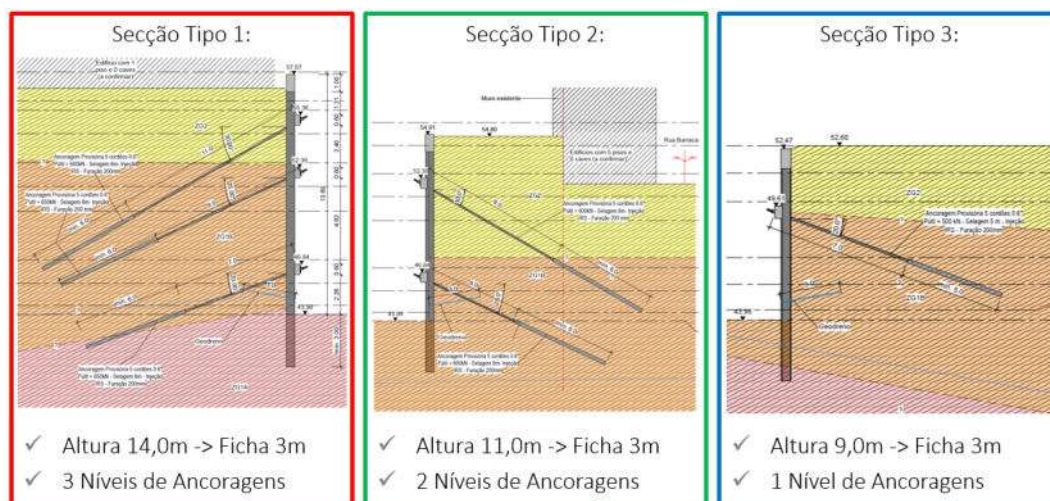


Figura 10 - Cortes Transversais das Secções Tipo da Solução

Em fase provisória, o travamento horizontal da parede de contenção foi realizado, na sua generalidade, com recurso a ancoragens pré-esforçadas e escoras metálicas de canto, as quais são devidamente apoiadas com recurso a vigas de distribuição em betão armado. As escoras foram materializadas em perfis HEA e as ancoragens provisórias constituídas por 5 cordões de 0,60" de diâmetro e com comprimento de selagem executado com recurso a furação de diâmetro mínimo de 200mm utilizando o sistema de injeção IR em formações competentes e geologicamente estáveis, com comprimentos entre 5 e 6m. A furação das estacas foi realizada utilizando dois equipamentos com tecnologia distinta, trado contínuo e vara Kelly. Por fim, refere-se que pontualmente, devido a questões geométricas e de edificações vizinhas não foi possível recorrer a ancoragens provisórias e escoras de canto, sendo necessário recorrer a sistemas alternativos como contrafortes de estacas, pelo interior e exterior da contenção, e ainda escoras metálicas pé-de-galinha.

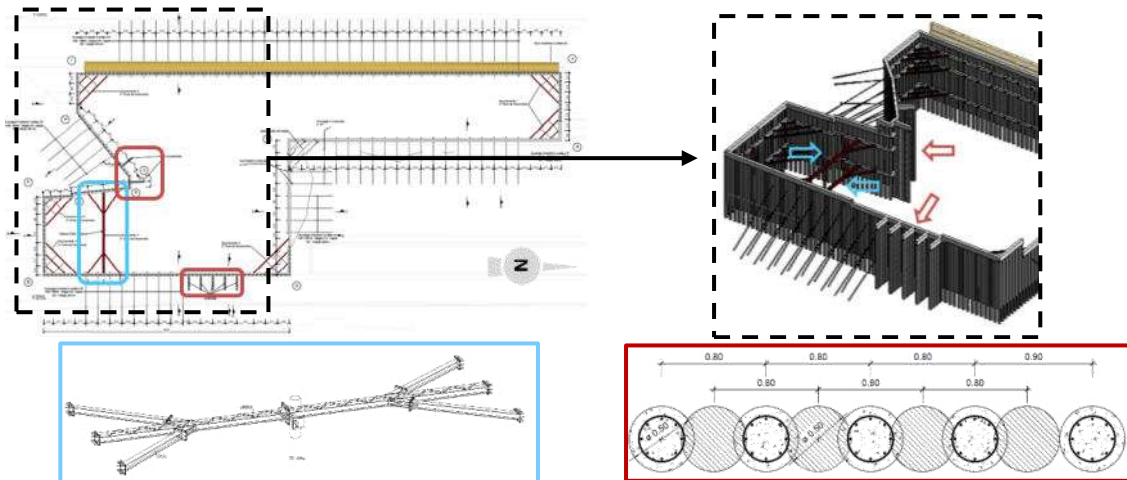


Figura 11 – Soluções de Travamento Complementares: Escoras Metálicas Pé-de-Galinha, a Azul, e Contrafortes de Estacas, a Vermelho.

#### 4. MODELOS DE ANÁLISE DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O comportamento das estruturas de contenção foi analisado em termos de tensões e deformações para todas as fases de construção utilizando o software PLAXIS 2D. A Figura 12 mostra algumas das secções de análise realizadas.

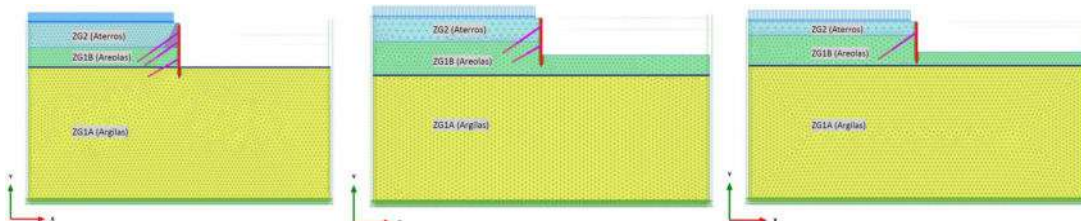


Figura 12 – Secções de Análise PLAXIS 2D Elaboradas para cada Secção Tipo

No caso particular da análise e dimensionamento da solução de contrafortes, face ao comportamento tridimensional que a mesma apresenta, recorreu-se à modelação utilizando o software PLAXIS 3D, resultando o modelo apresentado na Figura 13.

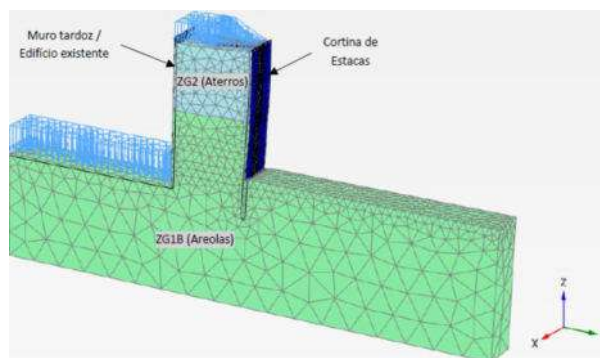


Figura 13 – Modelo de Análise PLAXIS 3D Elaborado para a Zona de Contrafortes

Posto isto, a análise consistiu então no estudo das secções mais representativas do comportamento da solução de contenção, tendo como objetivo avaliar as deformações, os estados de tensão e a estabilidade do maciço, bem como estimar os

incrementos de deformação nas estruturas envolventes. O comportamento das estruturas de contenção foi analisado para a fase provisória, bem como para a fase definitiva, na qual o travamento passa a ser garantido pelas lajes da estrutura do edifício. Com base nesta análise, foram estimados os principais parâmetros de dimensionamento das contenções, nomeadamente esforços atuantes (Figura 14) e deformações desenvolvidas (Figura 15).

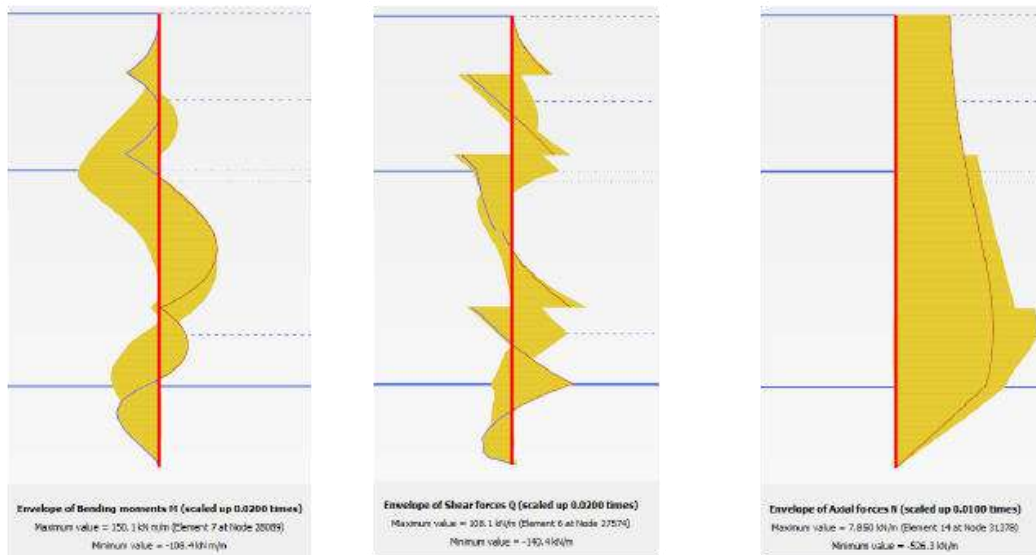


Figura 14 - PLAXIS 2D: Momento Fletor (Esquerda); Esforço Transverso (Centro); Esforço Axial (Direita)

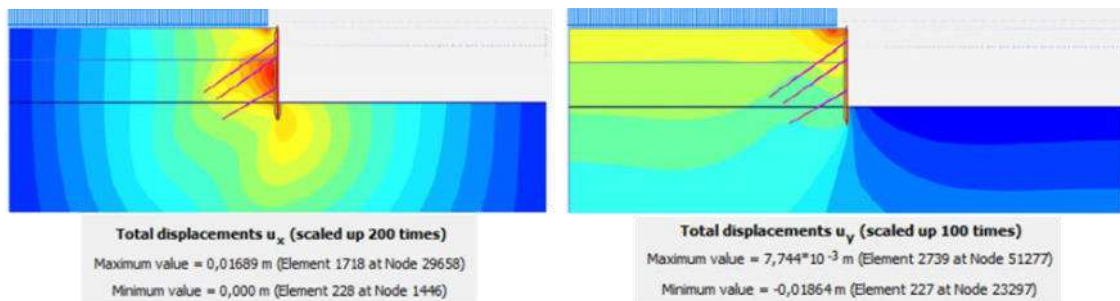


Figura 15 - PLAXIS 2D: Deformação Horizontal (Esquerda) E Vertical (Direita)

## 5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Com base na dimensão e complexidade da obra, foi definido um Plano de Instrumentação com o objetivo de gerir o risco associado às soluções preconizadas, tendo sido instalados o seguinte conjunto de dispositivos (Figura 16):

- 3 piezómetros para medir o nível da água no maciço;
- 4 inclinómetros para medir deslocamentos horizontais do maciço;
- 50 alvos topográficos para medir deslocamentos da parede de contenção e das estruturas vizinhas.
- 15 células de carga para medir a variação de carga instalada nas ancoragens.

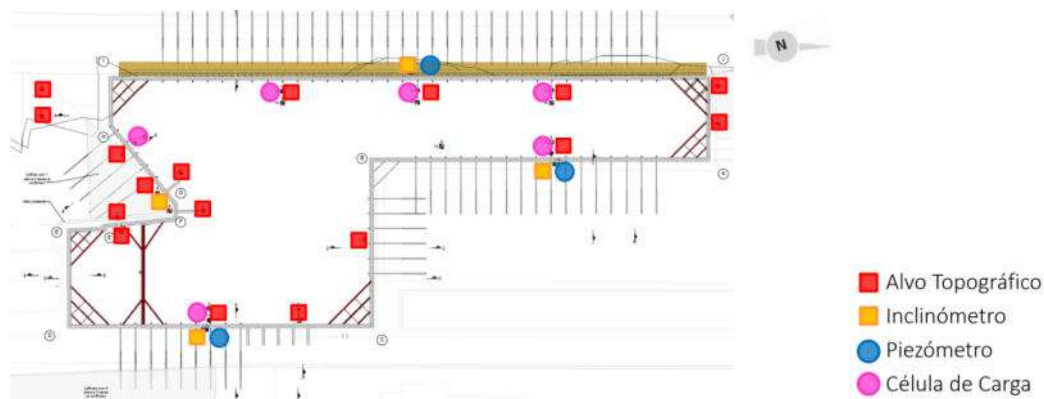


Figura 16 - Planta com a Distribuição dos Dispositivos de Monitorização.

A Figura 17 apresenta as deformações obtidas pelo inclinómetro e pelos alvos topográficos instalados no alçado poente, o qual apresenta a maior altura de escavação e igualmente as deformações mais expressivas.

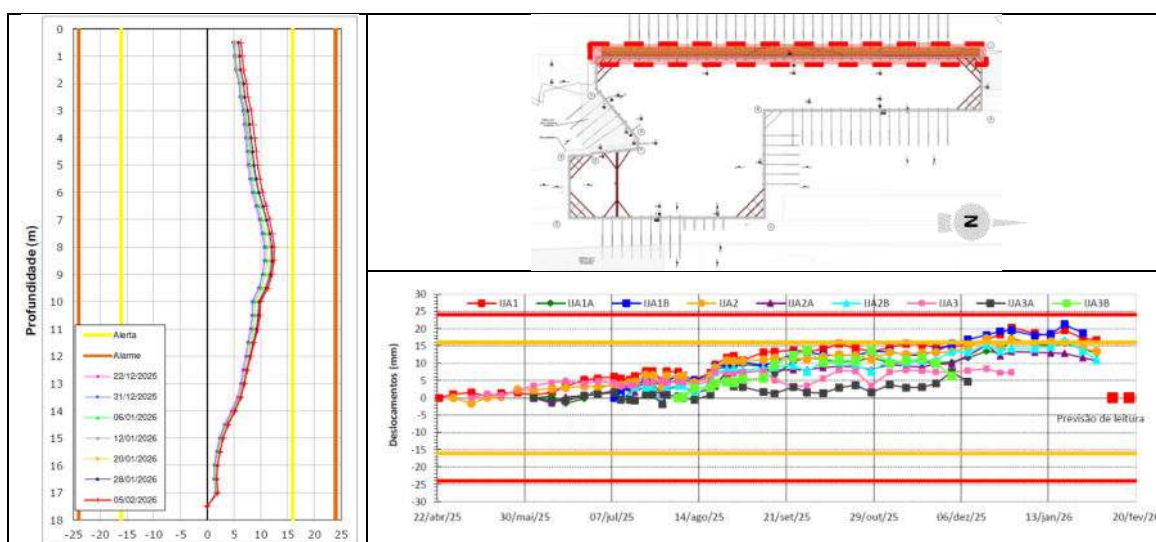


Figura 17 - Deslocamentos Horizontais na Direção do Interior da Escavação Medidos pelo Inclínometro (Esquerda) e pelos Alvos Topográficos (Direita)

O fundo da escavação foi atingido em agosto de 2025, iniciando-se em setembro os trabalhos de fundações. Até à data, decorre a execução dos pisos enterrados sem travamento definitivo da cortina. De forma geral, as soluções de projeto têm-se mostrado adequadas às condições do local, como evidenciado pelos resultados da monitorização, maioritariamente abaixo dos critérios de alerta. Registaram-se, contudo, deformações pontuais acima desses limites em alguns alvos topográficos, presumivelmente associadas a escavações locais junto à ficha da cortina, necessárias para trabalhos de fundação não previstos em fase de projeto.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A execução da escavação e contenção periférica no antigo Quartel da GNR do Cabeço da Bola representou um desafio geotécnico significativo, resultante da combinação de um contexto urbano sensível, de condicionamentos arquitetónicos exigentes e de um enquadramento geológico-geotécnico complexo. A solução adotada (Figura 18 e 19) revelou-se adequada às condições do local e às alturas de

escavação, tendo sido crucial o recurso a modelações numéricas bi e tridimensionais na avaliação do comportamento solo-estrutura ao longo das várias fases construtivas, apoiando o dimensionamento e a definição das soluções de travamento.



Figura 18 - Vista Norte e Sul da Solução de Contenção Periférica em Fase Final de Escavação



Figura 19 - Vista do Fundo de Escavação em Fase Final de Escavação

A implementação de um plano de instrumentação e observação foi essencial para validar as soluções de projeto, evidenciando um bom desempenho global da contenção, com deslocamentos maioritariamente dentro dos critérios definidos. As deformações pontuais registadas foram compatíveis com o contexto construtivo e não comprometeram a segurança. A intervenção destaca a importância de uma abordagem integrada entre projeto, modelação e monitorização em escavações profundas em meio urbano. Em síntese, o sucesso do projeto resultou do equilíbrio entre requisitos técnicos, construtivos e económicos, assegurando uma execução segura e com impacto mínimo nas estruturas existentes.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a todos os intervenientes que autorizaram a redação e publicação do presente artigo, salientando o trabalho de equipa realizado entre: TECNORÉM - Engenharia e Construções, S.A. (empreiteiro geral), DrillGO - Geotecnia e Obras Subterrâneas e Mota-Engil (subempreiteiros de geotecnia).

## REFERÊNCIAS

- Lopes, I. - “Avaliação das condições geológicas e geotécnicas para a caracterização do risco sísmico – Aplicação à colina do Castelo de S. Jorge” – Dissertação de Mestrado – Universidade de Lisboa, 2001.
- Marques, P.; Pinto, A.; Carvalho, C. - “Soluções de Escavação e Contenção Aplicadas em Edifício na Avenida Almirante Reis 53, Lisboa” – 17º Congresso Nacional de Geotecnia, Maio 2020, Lisboa, Portugal.

**SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO PARA O ESCORREGAMENTO DO  
TALUDE: CASO DE TORRES VEDRAS  
STABILIZATION SOLUTION FOR A SLOPE FAILURE: CASE STUDY OF  
TORRES VEDRAS**

Matos, Cleberson, *JETSj Geotecnia, Lda., Lisboa, Portugal, cmatos@jetsj.com\**  
Justiniano, Ricardo, *JETSj Geotecnia, Lda., Lisboa, Portugal, rjustiniano@jetsj.com*  
*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

O presente artigo apresenta a solução adotada para a contenção do escorregamento de um talude localizado em Torres Vedras. A instabilidade verificada, associada a deslocamentos excessivos nas edificações a montante, determinou a necessidade de intervenção, com vista à garantia de condições adequadas de segurança. Os terrenos intercetados correspondem a aterros sobrejacentes a solos argilosos de fracas características geomecânicas, evoluindo em profundidade para argilas margosas acinzentadas de consistência rija. Numa primeira fase, procedeu-se à execução de um aterro de estabilização, permitindo criar as condições necessárias à implementação da solução definitiva. A solução adotada consistiu na execução de uma cortina de estacas secantes em betão armado, com 600 mm de diâmetro e espaçamento de 0,90 m entre eixos, intercaladas com estacas não armadas do mesmo diâmetro. Para assegurar a adequada transmissão de cargas ao terreno competente, foi definida uma ficha mínima nas argilas margosas (NSPT > 60) para as estacas armadas. O travamento da cortina foi materializado através de pregagens definitivas, seladas em formações competentes, garantindo a estabilização em fase definitiva. O dimensionamento foi efetuado para os estados limite último e de utilização, considerando adicionalmente uma ação acidental associada a um eventual agravamento das condições do talude. Destaca-se, por fim, o plano de instrumentação e observação, que permitiu validar os pressupostos de projeto e confirmar o adequado desempenho da solução adotada.

**ABSTRACT**

This paper presents the solution adopted for the stabilization of a slope failure located in Torres Vedras. The observed instability, combined with excessive displacements in the upstream buildings, required intervention in order to ensure adequate safety conditions. The subsoil profile comprises fills overlying clayey soils with poor geomechanical properties, evolving at depth into stiff grey marly clays. In an initial stage, a stabilizing embankment was constructed, allowing the establishment of suitable conditions for the implementation of the final solution. The adopted solution consisted of a secant pile wall in reinforced concrete, with 600 mm diameter piles spaced at 0.90 m centre-to-centre, alternated with unreinforced piles of the same diameter. To ensure adequate load transfer to the competent ground, a minimum socket length was defined in the marly clays (NSPT > 60) for the reinforced piles. The wall was restrained by permanent ground anchors installed and sealed in competent formations, ensuring stability under final conditions. The design was carried out for both ultimate and serviceability limit states, also considering an accidental load associated with a potential worsening of the slope conditions. Finally, the instrumentation and monitoring plan is highlighted, as it allowed the validation of the design assumptions and confirmed the satisfactory performance of the adopted solution.

## 1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, têm-se observado períodos prolongados de elevada pluviosidade, conduzindo a um aumento da ocorrência de instabilidades de taludes em meio urbano. Este fenómeno constitui um desafio relevante para a engenharia geotécnica, atendendo à complexidade dos mecanismos de rotura envolvidos e às potenciais consequências para a segurança de pessoas, edificações e infraestruturas (Cornforth, 2005). Estes processos são geralmente desencadeados por condições geológico-geotécnicas desfavoráveis, pela presença de níveis freáticos elevados e pela ação de fatores antrópicos, como o aumento de sobrecargas ou alterações da geometria dos taludes (Terzaghi et al., 1996). A variabilidade do regime de precipitação, intensificada pelas alterações climáticas, tem-se revelado um fator determinante na redução da resistência ao corte dos solos, associada ao aumento das pressões intersticiais (Schuster & Highland, 2007).

Em contextos urbanizados, as instabilidades de taludes assumem particular criticidade, uma vez que a proximidade de estruturas preexistentes limita as soluções construtivas e impõe critérios rigorosos de controlo de deformações, conforme preconizado no Eurocódigo 7 (EN 1997-1). Nestes cenários, as soluções de contenção profunda, nomeadamente cortinas de estacas secantes associadas a sistemas de ancoragem ou pregagem, têm sido amplamente utilizadas devido à sua elevada rigidez flexional, eficácia na redução de deslocamentos horizontais e desempenho em solos com fracas propriedades mecânicas (Xanthakos, 1994).

Neste enquadramento, apresenta-se o caso de estudo da estabilização de um talude em Torres Vedras, onde se verificou um processo de escorregamento com impactos diretos em edificações situadas a montante. Descrevem-se as condições geológico-geotécnicas locais e a estratégia de intervenção adotada, que incluiu uma fase de estabilização provisória e a implementação de uma solução definitiva baseada numa cortina de estacas secantes ancorada. A Figura 1 apresenta a localização da zona de intervenção.



Figura 1 – Zona de intervenção.

## 2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

### 2.1. Condicionamentos Geológico-Geotécnicos

No âmbito do estudo geológico-geotécnico da área de intervenção, foram realizadas duas campanhas de prospeção. A primeira, em agosto de 2022, incluiu a execução de oito sondagens mecânicas à rotação com ensaios SPT (Standard Penetration Test), duas das quais equipadas com piezómetros, complementadas por quatro poços de reconhecimento. Posteriormente, em abril de 2025, foi efetuada uma campanha adicional constituída por três sondagens, incluindo dois ensaios SPT e um ensaio DPSH (Dynamic Probe Super Heavy).

A interpretação conjunta dos resultados obtidos permitiu definir um modelo geológico-geotécnico estratificado, caracterizado pela presença de aterros superficiais heterogêneos, sobrejacentes a formações argilosas de diferentes graus de consistência, evoluindo em profundidade para materiais mais competentes. Com base nesta interpretação, foram individualizadas cinco zonas geotécnicas. A Zona Geotécnica 1 (ZG1) corresponde a aterros constituídos por materiais areno-argilosos heterogêneos, com espessuras variáveis e comportamento mecânico pouco previsível. Subjacente, a Zona Geotécnica 2 (ZG2) integra solos argilosos castanhos, de consistência média, apresentando valores de NSPT indicativos de resistência moderada. A Zona Geotécnica 3 (ZG3) corresponde a argilas de consistência dura a muito dura, evidenciando um aumento significativo da resistência ao corte. Em maior profundidade, as Zonas Geotécnicas 4 e 5 (ZG4 e ZG5) incluem argilas margosas acinzentadas, muito rijas, frequentemente associadas a valores de NSPT elevados (NSPT > 60).

Os parâmetros geotécnicos adotados no dimensionamento resultaram da interpretação dos ensaios de campo, nomeadamente dos valores de NSPT, complementada por correlações empíricas da literatura e pela experiência em formações geológicas análogas. Foram considerados parâmetros de resistência ao corte em condições drenadas, traduzidos pelos parâmetros efetivos  $c'$  e  $\phi'$ , bem como os correspondentes pesos volúmicos e módulos de deformabilidade. A Tabela 1 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados para cada zona geotécnica.

Tabela 1 – Parametrização geomecânica dos materiais (valores estimados).

Zonas geotécnicas	Formações	NSPT	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$E'$ [MPa]
ZG1	Aterros heterogêneos	-	-	-	-	-
ZG2	Solo argiloso acastanhado, consistência média a dura	NSPT<18	15	5	21	35
ZG3	Solo argiloso acastanhado, consistência muito dura a rija	18<NSPT<42	16,5	15	22	65
ZG4	Argilas margosas acinzentadas, rijas	NSPT>60	19	25	25	75
ZG5	Argilas margosas acinzentadas, rijas	NSPT>60	20	30	28	80

No que respeita às condições hidrogeológicas, a instalação dos piezómetros permitiu identificar a cota do nível freático, se encontrando em profundidades variáveis entre a cota 25.30 m e a 28.60 m. Tendo em conta a execução da obra em meio urbano, foram

ainda executados ensaios de laboratório para caracterização dos terrenos e análises químicas à água subterrânea, não sendo estes considerados agressivos para o betão.

## 2.2. Condicionamentos Relativos ao Escorregamento do Talude

A área de intervenção apresentava um talude que sofreu escorregamento e que, de acordo com os dados obtidos e observados, apresentava uma inclinação aproximada de 1:1 (V:H), sendo constituído por zonas de fracas propriedades, sobretudo quando saturadas, nomeadamente as zonas ZG1, ZG2 e ZG3. O aumento das cargas a montante do talude, juntamente com a intensificação das chuvas, poderão ter sido fatores determinantes para o escorregamento.

Como medida mitigadora imediata, implementou-se uma estrutura de composta por blocos de pedra e pedregulhos, com o objetivo de minimizar o avanço da movimentação e garantir alguma estabilidade. A Figura 2 mostra a zona de intervenção do talude.



Figura 2 – Talude após a instabilização.

## 3. SOLUÇÕES ADOTADAS

### 3.1. Estabilização Provisória

Numa fase inicial, foi implementada uma solução de estabilização provisória, materializada através da execução de um aterro de contrapeso na base do talude, com o objetivo de reduzir os deslocamentos e garantir condições mínimas de segurança para a implementação da solução definitiva. A definição desta solução baseou-se na interpretação do modelo geológico-geotécnico e na identificação das zonas mais suscetíveis à instabilidade (ZG1 a ZG3), procurando mobilizar o aumento das tensões resistentes na base do talude e melhorar as condições de equilíbrio global.

O material de aterro considerado correspondeu a um solo granular selecionado, com as seguintes características técnicas, definidas com base em valores correntes para

materiais granulares bem compactados e suportados por correlações empíricas e pela experiência em obras de natureza semelhante:

- **Granulometria:** Dimensão máxima das partículas de 50 mm, com uma percentagem de finos inferior a 20% e uma percentagem retida na peneira 0,02 mm de 10%;
- **Compactação e Humidade:** Grau de compactação superior a 95% e um grau de saturação controlado entre 60% e 95%;
- **Parâmetros Geomecânicos:** Peso específico de  $18 \text{ kN/m}^3$ , ângulo de atrito interno ( $\phi'$ )  $30^\circ$  e módulo de deformabilidade de ( $E'$ ) de 30 MPa.

A geometria do aterro foi estabelecida de modo a garantir um contributo eficaz para a estabilidade global, funcionando como elemento de contrapeso ao movimento do talude. O volume total de aterro executado foi da ordem de  $2800 \text{ m}^3$ , permitindo a criação de uma berma estabilizadora na base do talude.

Complementarmente ao aterro, e para garantir as condições de segurança durante a fase de execução dos trabalhos de estabilização definitiva, instalou-se uma estrutura de contenção provisória, composta por perfis metálicos do tipo HEB 140 S275JR, instalados com um espaçamento de 1,80 m, com escoras de ao chão e maciços de reação, servindo de suporte a um tapume de proteção. A Figura 3 apresenta a solução de estabilização provisória.

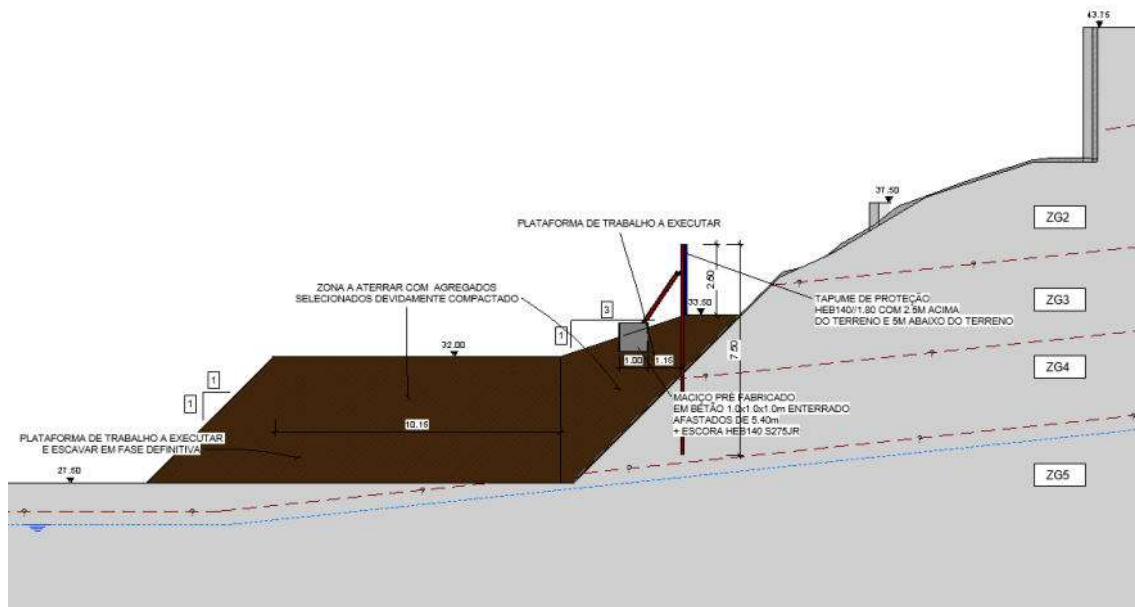


Figura 3 – Solução de Estabilização Provisória.

Em complemento, foi instaurado um plano de instrumentação e observação, com recurso a leituras automáticas, com combinação de Tiltemeters com alvos topográficos, de forma a obter leituras em tempo real, nas estruturas de vizinhança.

### 3.2. Estabilização Definitiva

Tendo por base os condicionamentos existentes, em particular o escorregamento do talude, foi preconizada a adoção de uma cortina de estacas secantes em betão armado.

Esta estrutura foi composta por estacas moldadas de betão armado com 600 mm de diâmetro, dispostas com um espaçamento entre eixos de 0,90 m, intercaladas por estacas não armadas (plásticas) de igual diâmetro. A solução previa uma ficha mínima de 4,0 m nas argilas margosas rijas das zonas ZG4 e ZG5 (NSPT > 60) para todas as estacas armadas, e de 0,50 m abaixo do fundo de escavação para as estacas não armadas. O travamento da cortina foi complementado por níveis de pregagens definitivas, seladas nos estratos competentes (zonas ZG4 e ZG5, com NSPT > 60), cujos esforços eram transmitidos à contenção através de vigas de distribuição em betão armado. As pregagens foram materializadas por microestacas autoperfurantes, do tipo ANP, com chapa e cabeça embutidas na viga de coroamento e/ou de distribuição.

De igual modo, a montante da cortina realizou-se um reperfilamento do talude, associado a medidas de drenagem, de modo a melhorar o seu comportamento em fase definitiva. A solução foi igualmente condicionada pela presença de infraestruturas elétricas na proximidade, que tiveram de ser salvaguardadas, bem como pela necessidade de manter em funcionamento os acessos ao edifício comercial. Na Figura 4 é apresentado a solução de estabilização definitiva.

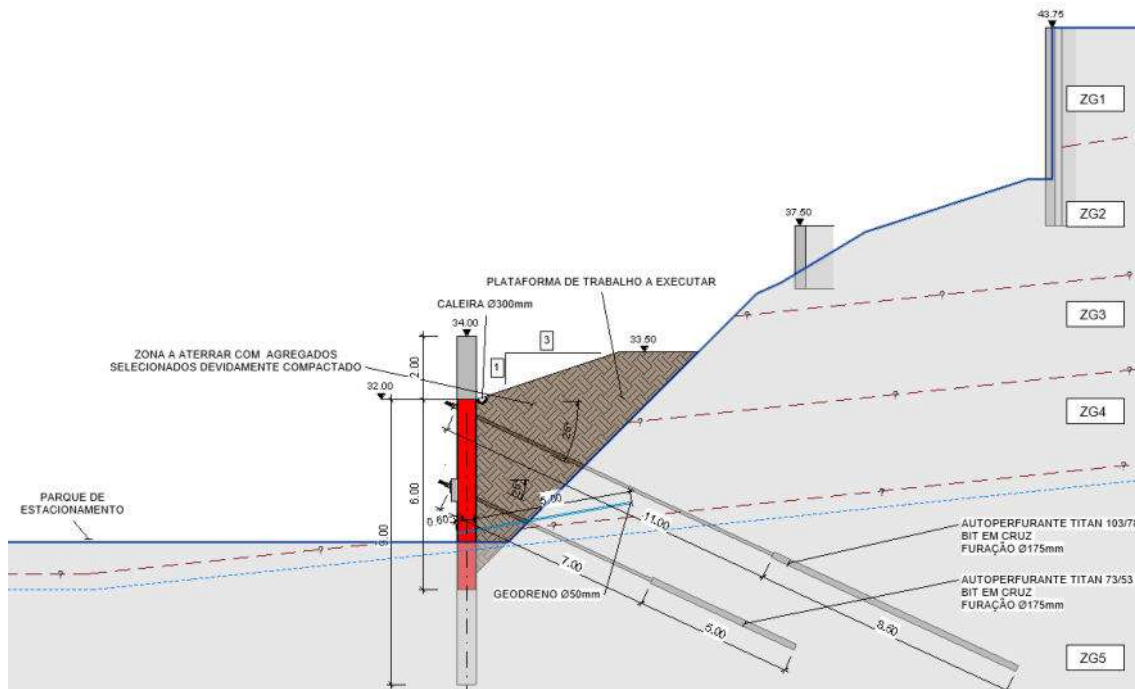


Figura 4 – Solução de Estabilização Definitiva.

#### 4. MODELOS

O comportamento da solução foi analisado recorrendo ao método dos elementos finitos, com recurso ao software Plaxis 2D. No dimensionamento, foram consideradas as sobrecargas regulamentares, incluindo 10 kN/m<sup>2</sup> para arruamentos e edifícios vizinhos.

Adicionalmente, e refletindo a preocupação com a estabilidade precária do talude existente, foi introduzida no cálculo uma carga acidental de colapso (400 kN/ml no topo da contenção), simulando um eventual agravamento das condições de impulso sobre a estrutura. As figuras 5 a 7 ilustram o modelo de cálculo e os fatores de segurança (FS)

obtidos: a Figura 5 mostra o modelo de cálculo da estabilização definitiva, a Figura 6 apresenta o FS para as condições iniciais e a Figura 7, o FS obtido após a implementação da estabilização definitiva.

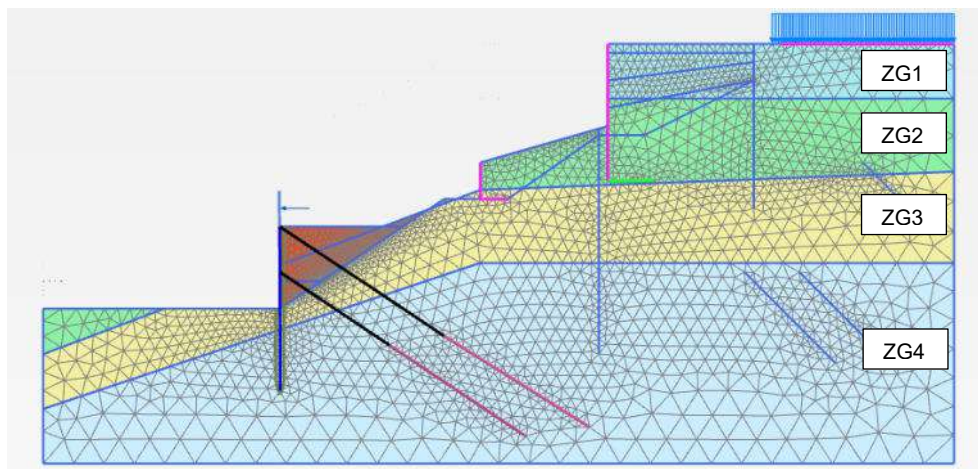


Figura 5 – Modelo de cálculo.

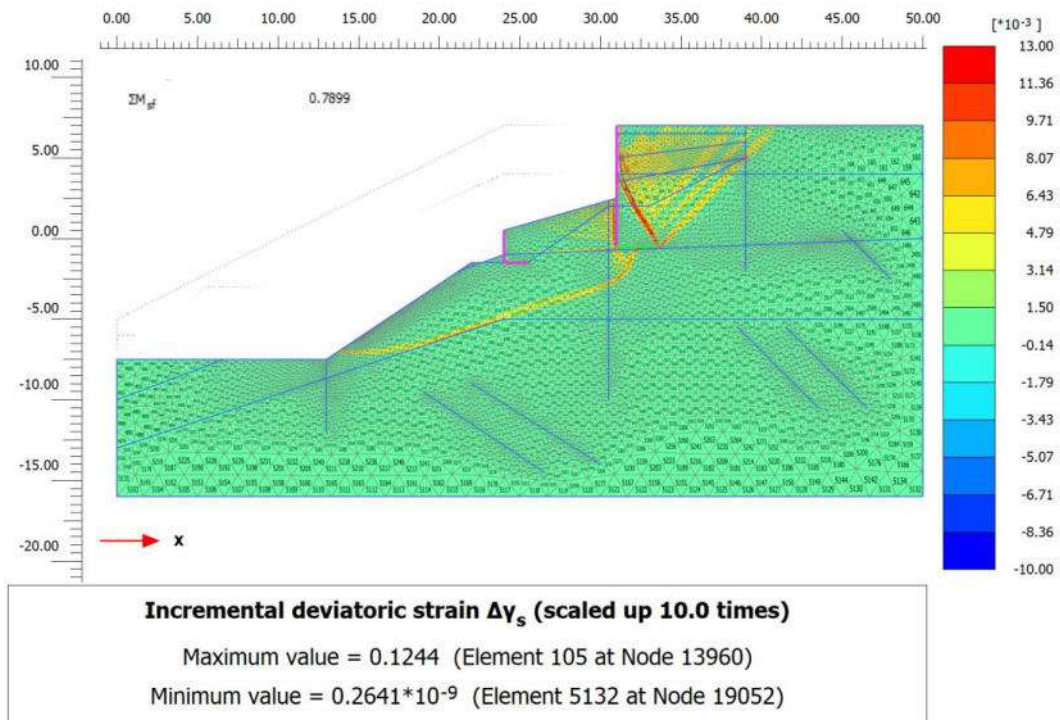


Figura 6 – FS para as condições iniciais.

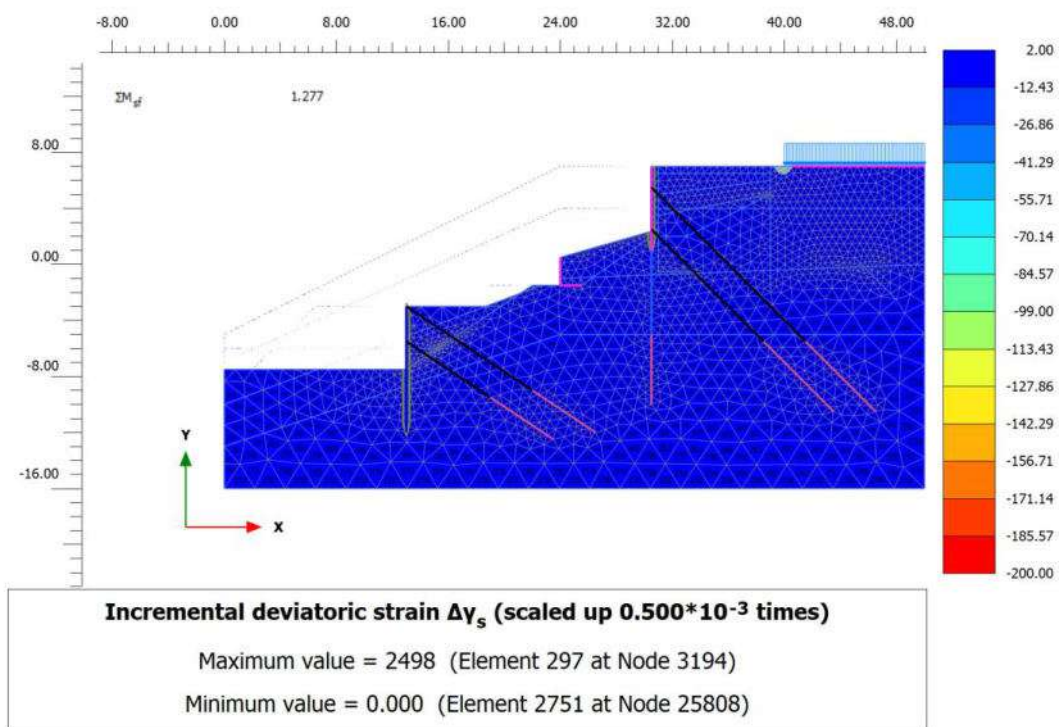


Figura 7 – FS após a estabilização definitiva.

## 5. EXECUÇÃO

Os trabalhos de estabilização decorreram no verão de 2025. A sua evolução foi ilustrada pelo registo fotográfico apresentado na Figura 8.



Figura 8 – Início dos trabalhos de estabilização (a esquerda) e fim dos trabalhos de estabilização (a direita).

## 6. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Dada a sensibilidade da envolvente urbana e o histórico de instabilidade do local, foi implementado um plano de instrumentação e observação. O sistema incluiu:

- **Tiltmeters:** Para monitorização de rotações e deslocamentos nas estruturas vizinhas e na própria contenção.
- **Inclinómetros:** Instalados a tardo da cortina para medição de perfis de deslocamento horizontal em profundidade.
- **Alvos Topográficos:** Para controlo de deslocamentos superficiais tridimensionais.

Foram definidos critérios de Alerta (15 mm horizontais / 10 mm verticais) e de Alarme (25 mm horizontais / 20 mm verticais), com frequências de leitura ajustadas à evolução da obra, permitindo uma gestão de risco em tempo real e a validação dos modelos de cálculo.

## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O caso de estudo de Torres Vedras ilustra a elevada complexidade das intervenções geotécnicas em cenários de instabilidade ativa. A estratégia de intervenção faseada revelou-se determinante para o sucesso da obra. Numa primeira fase, destacou-se a execução de um aterro selecionado e compactado, complementado por uma estrutura metálica de proteção. Esta solução de estabilização provisória constituiu uma medida de mitigação de risco eficaz, permitindo o controlo imediato dos movimentos de terras e garantindo as condições de segurança necessárias à implementação da solução definitiva. A contenção principal, baseada numa cortina de estacas secantes ancoradas, mostrou-se tecnicamente robusta face aos rigorosos condicionamentos do local, conferindo a rigidez flexional necessária para limitar as deformações e minimizar os danos nas edificações vizinhas.

Por fim, destaca-se a importância do Plano de Instrumentação e Observação como ferramenta indispensável na gestão do risco geotécnico. Suportado nos princípios do Método Observacional, o plano de monitorização contínua permitiu validar em tempo real os pressupostos de projeto, acompanhar o comportamento cinemático do talude e assegurar a estabilidade das estruturas vizinhas durante todas as fases críticas da escavação, garantindo a segurança global da obra.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a colaboração de todas as entidades envolvidas no processo.

## REFERÊNCIAS

- CEN (2004). *Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico – Parte 1: Regras Gerais (EN 1997-1)*. Comitê Europeu de Normalização.
- Cornforth, D. H. (2005). *Landslides and Stabilization Methods*. John Wiley & Sons.
- Dunnicliff, J. (1993). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. Wiley-Interscience.

Schuster, R. L., & Highland, L. M. (2007). *The Effects of Landslides on Society*. U.S. Geological Survey.

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd Edition, Wiley.

Xanthakos, P. P. (1994). *Slurry Walls as Structural Systems*. McGraw-Hill Professional.

**SOLUÇÕES DE REPERFILAMENTO DE TALUDES NUM  
EMPREENHIMENTO LOGÍSTICO SITUADO NA MALVEIRA  
SOLUTIONS FOR SLOPE STABILITY IN A LOGISTICS ENTERPRISE  
LOCATED IN MALVEIRA**

Azevedo, Adriana, *JETSj, Lisboa, Portugal, aazevedo@jetsj.com\**

Lopes, Miriam, *JETSj, Lisboa, Portugal, mlopes@jetsj.com*

Silva, Nuno, *JETSj, Lisboa, Portugal, nsilva@jetsj.com*

*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

O presente artigo apresenta as soluções de estabilização de taludes desenvolvidas para um empreendimento logístico na Malveira, descrevendo as principais condicionantes geomorfológicas e hidrogeológicas, bem como as metodologias e pressupostos de dimensionamento adotados. O caso de estudo incide sobre um terreno com deposições sucessivas que originaram aterros recentes e heterogéneos, onde se registaram instabilidades associadas à infiltração de águas pluviais e ao aumento de pressões intersticiais. Os taludes atingem um desnível máximo de cerca de 25 m e confrontam na base com a Linha do Oeste, impondo exigências elevadas de segurança e controlo de deformações. A estabilidade foi avaliada para cenários de curto e longo prazo, integrando a variabilidade geotécnica e os efeitos de drenagem, por métodos de equilíbrio limite e, quando aplicável, por modelação numérica, no enquadramento do Eurocódigo 7 (EN 1997-1, Design Approach 1). As soluções preconizadas incluem: (i) reperfilamento seletivo com novas inclinações e banquetas, com proteção anti-erosão; (ii) um sistema integrado de drenagem superficial e interna; e (iii) contenções pontuais em terra armada onde as restrições locais inviabilizam taludes mais suaves.

**ABSTRACT**

This paper presents the slope stabilisation solutions developed for a logistics facility in Malveira (Lisbon), describing the main geomorphological and hydrogeological constraints, as well as the analysis methods and design assumptions adopted. The case study concerns a site subjected to successive earth placements over several years, resulting in recent and heterogeneous fill deposits where instabilities have been recorded, mainly associated with rainfall infiltration and increased pore-water pressures. The slopes exhibit a maximum height difference of approximately 25 m and are directly adjacent at the toe to the “Linha do Oeste” railway corridor, imposing stringent requirements in terms of safety and deformation control. Stability was assessed for short- and long-term conditions, accounting for geotechnical variability and drainage effects, using limit equilibrium methods and, where applicable, numerical modelling, within the framework of Eurocode 7 (EN 1997-1, Design Approach 1). The proposed measures include: (i) selective regrading with revised slope inclinations and berms, complemented by anti-erosion protection; (ii) an integrated surface and subsurface drainage system; and (iii) local reinforced earth retaining structures where site constraints preclude flatter slope geometries

## 1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho aborda a problemática da estabilidade de taludes em aterros recentes e heterogéneos, tendo como caso de estudo um empreendimento logístico localizado na Malveira, Lisboa (Figura 1a). O principal objetivo deste estudo foi avaliar a estabilidade dos taludes apresentados na Figura 1b, e propor as soluções mais adequadas para cada caso.

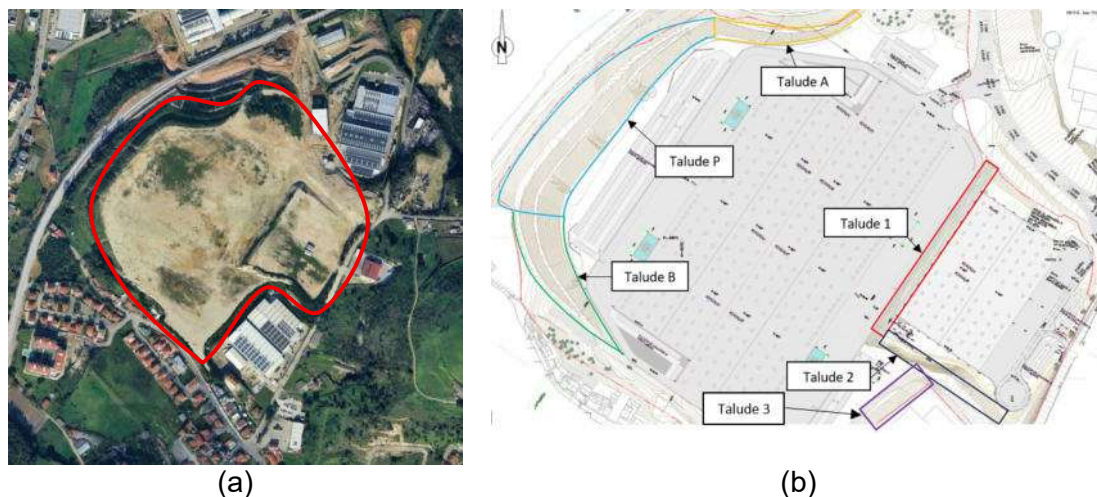


Figura 1 – (a) Localização aproximada da plataforma logística (Google Earth), (b) esquema da localização dos taludes estudados.

Os taludes em análise são constituídos por aterros sucessivamente depositados ao longo de vários anos, com natureza recente e potencialmente heterogénea. Num período mais recente, foram identificados ravinamentos e escorregamentos superficiais em diferentes setores, evidenciando mecanismos de instabilidade caracterizados por superfícies de rotura pouco profundas e por erosão superficial intensa, associados ao escoamento concentrado e à infiltração de águas pluviais.

A investigação desenvolvida e apresentada neste artigo visa avaliar, de forma sistemática, uma solução de reperfilamento para os taludes referidos, propondo uma geometria otimizada de inclinação (incluindo, quando aplicável, banquetas e modelação de coroamento e pé de talude) com o objetivo de, sempre que tecnicamente viável, dispensar a adoção de estruturas adicionais de contenção ou reforço, otimizando também a solução ao nível de sustentabilidade. A abordagem adotada procurou assegurar a conformidade com o enquadramento normativo aplicável, com particular ênfase na NP EN 1997-1:2010 (Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico) e na NP EN 1998-1:2010 (Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos).

## 2. ENQUADRAMENTO

Com base na análise do Relatório Geológico e Geotécnico (GEO2E, 2023), verificou-se a presença generalizada de aterros na área de intervenção, resultantes de deposições sucessivas ao longo de vários anos. Foram igualmente identificadas, a profundidades variáveis, formações rochosas descritas no referido relatório como pertencentes ao Cretácico, com litologia predominantemente composta por margas e calcários.

Na ausência de sondagens diretas nos taludes A, B e P, recorrendo à informação proveniente das sondagens mais próximas, assumiu-se que a constituição dominante destes taludes corresponde essencialmente a aterros. Estes aterros apresentam uma composição heterogénea, incluindo materiais como areias, argilas, fragmentos de tijolo, plástico, betão e madeira. As propriedades geomecânicas consideradas encontram-se discriminadas no Quadro 1.

Quadro 1 - Parametrização geomecânica.

Zona Geotécnica	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)
ZG2 – Aterros	17	0	30
ZG1 – Calcários e margas	22	10	38

Na Figura 2a, apresenta-se a planta geológica da área de implantação dos taludes A, B e P, extraída do Relatório Geológico-Geotécnico (RGG). Nesta representação a unidade correspondente aos depósitos de aterro (ZG2) encontra-se assinalada a castanho, enquanto as formações geológicas do Cretácico (ZG1) são representadas a verde. Relativamente aos taludes 1 e 2, verifica-se que o piso térreo da Nave 1 (Figura 4) se encontra implantado sensivelmente à cota +270,10 m, enquanto a Nave 2 (Figura 4) está à cota +278,70 m, o que implica uma altura de escavação aproximada de 8,60 m. Durante a visita ao local, foi possível confirmar a natureza rochosa da formação geológica exposta ao longo de todo o talude existente, o qual será objeto de reperfilamento. Esta formação corresponde, conforme caracterização apresentada no relatório geológico-geotécnico, a formações datadas do Cretácico, conforme representado na Figura 2 e Figura 3.

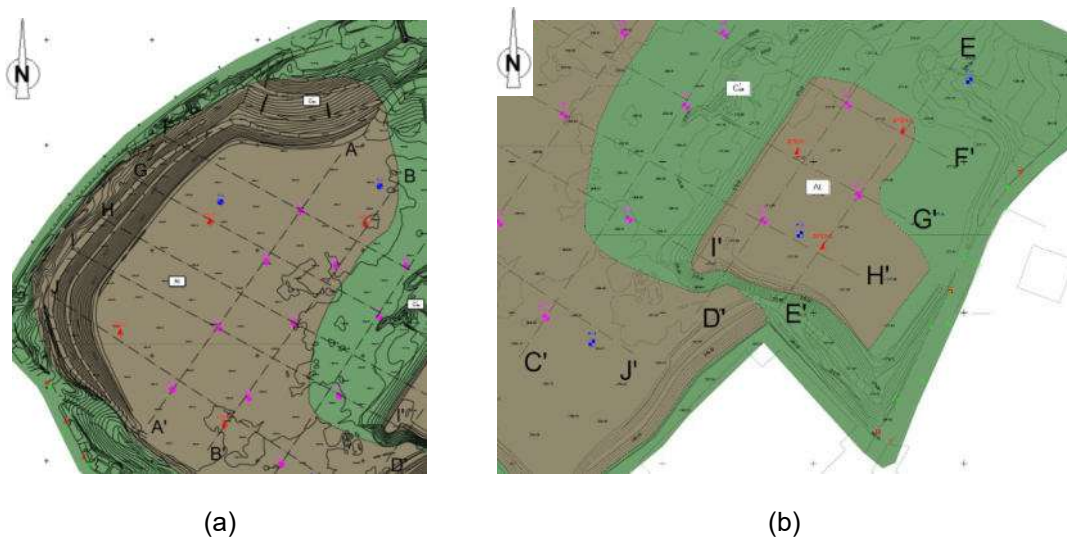


Figura 2 – Plantas geológicas extraídas do RGG.

O talude projetado, conforme proposta da Arquitetura, apresenta um ângulo de inclinação de 45° (Figura 4). Na zona correspondente ao talude 2, a Nave 2 encontra-se implantada a uma distância da crista do talude superior diferente da observada no talude 1 (Figura 5). Assim, o estudo contemplou a verificação das condições de estabilidade atuais, bem como tendo em conta o acréscimo de cargas introduzido pela Nave 2, permitindo avaliar a necessidade de propostas de medidas de estabilização adequadas.

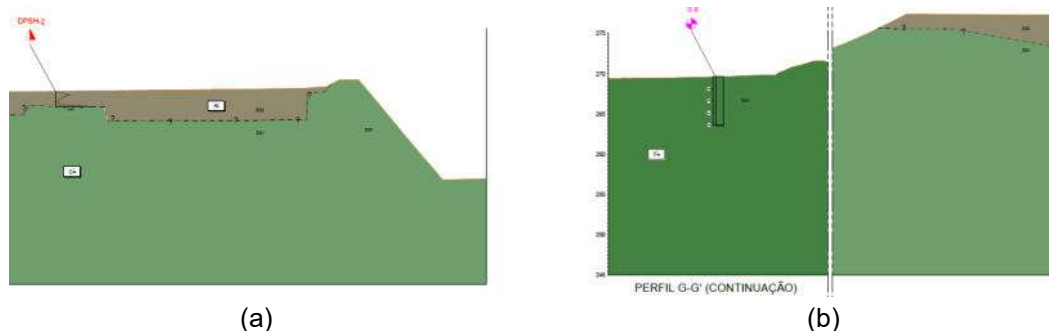


Figura 3 – Perfis geológicos (a) E-E' (talude 2) e (b) G-G' (talude 1).

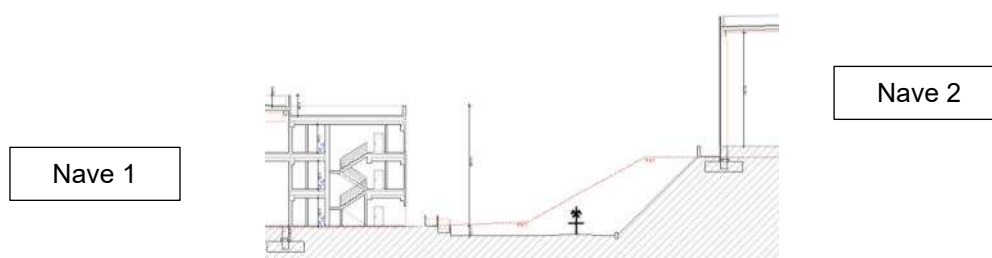


Figura 4 – Corte transversal ilustrando o terreno atual (a vermelho) e reperfilamento do talude proposto entre a Nave 1 e a Nave 2 (a preto) – Talude 1.

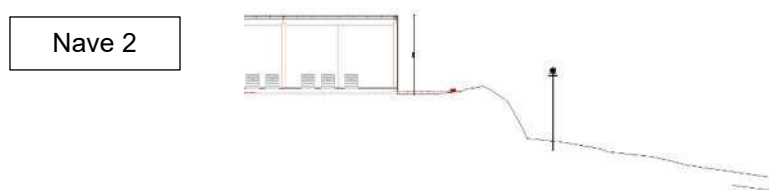


Figura 5 – Talude 2 – Corte transversal ilustrando a situação sem proposta de reperfilamento.

No que respeita ao talude 3, tendo em conta a reduzida distância entre a implantação prevista do parque de estacionamento e a crista do talude existente, assim como a presumível constituição do terreno por depósitos de aterro, foi igualmente realizada a análise das respetivas condições de estabilidade, avaliando-se, se necessário, a implementação de medidas de estabilização.

### 3. SOLUÇÃO PROPOSTA

#### 3.1. Estabilização de taludes

Com o objetivo de abranger as situações mais desfavoráveis do ponto de vista da estabilidade, foram definidas cinco regiões de análise para os taludes A, B e P, selecionando-se as zonas com maior inclinação do terreno existente e com menor disponibilidade de espaço. Adicionalmente, foram consideradas duas regiões de análise para os taludes 1 e 2. As inclinações dos taludes existentes encontram-se esquematizadas na Figura 6.

Na definição da geometria de reperfilamento, procurou-se adotar uma inclinação que assegure a estabilidade dos taludes e das estruturas adjacentes, nomeadamente a Linha do Oeste, localizada no limite inferior do talude P, bem como a dos arruamentos localizados nos topos, minimizando, sempre que possível, a necessidade de soluções

estruturais mais intrusivas, como muros de contenção. Esta abordagem permite uma diminuição do consumo de materiais e da pegada ambiental associada à construção, mantendo simultaneamente níveis de segurança compatíveis com a regulamentação aplicável. Para os taludes A, B e P, foi proposta uma inclinação de 2.5:1.0 (H:V), com banquetas de 3 metros de largura (Figura 6 e Figura 7a). Para os taludes 1 e 2, adotou-se uma inclinação de 1:1 (H:V), em conformidade com o projeto de arquitetura (Figura 7b).

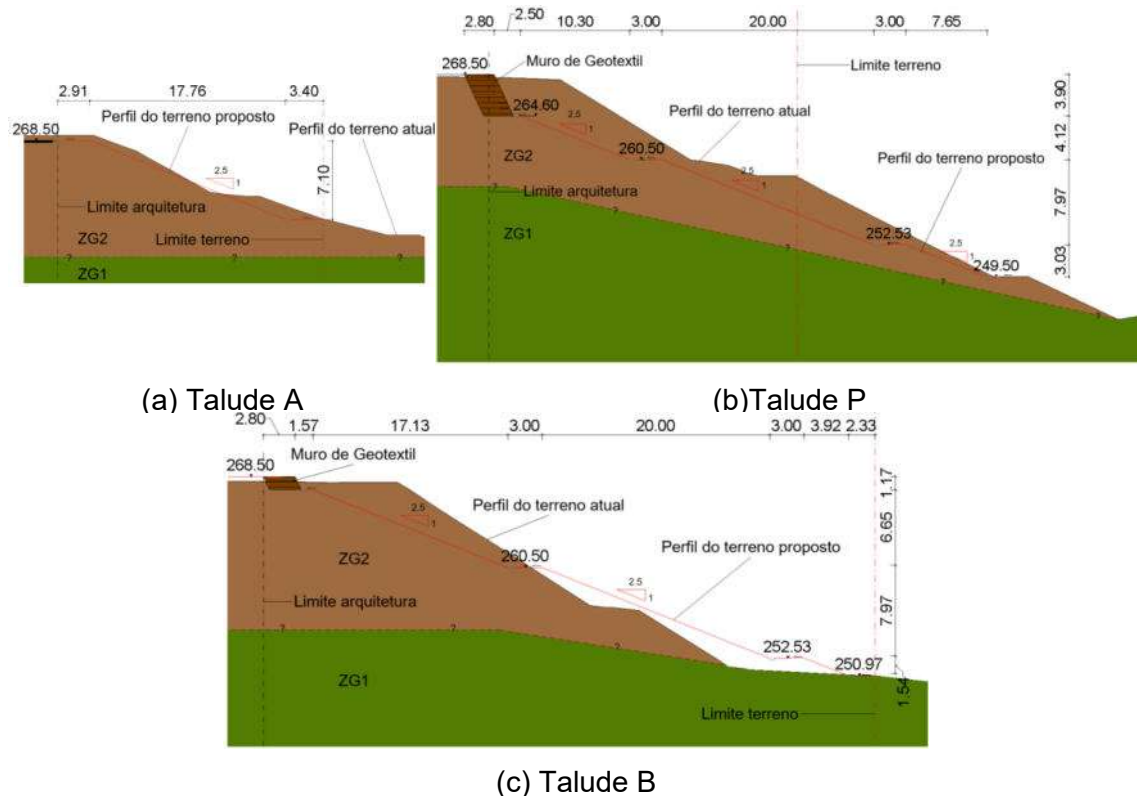


Figura 6 – Cortes de taludes representativos do terreno existente (a preto) e do reperfilamento proposto (a vermelho): (a) talude A, (b) talude P, (c) talude B.

Conforme evidenciado na Figura 6, verificam-se limitações de espaço nos taludes B e P, entre os edifícios e os limites de propriedade ou construções vizinhas, bem como no talude 1, onde a distância entre naves condiciona a geometria pretendida. Nessas situações, para manter a inclinação proposta, foi necessário recorrer a soluções de contenção localizadas. Assim, prevê-se a execução de muros de terra armada nos taludes B e P, ao longo dos alinhamentos assinalados na planta da Figura 8. No talude 1, propõe-se a estabilização do talude através de pregagens, de modo a garantir a inclinação proposta.

No que respeita ao talude 3 (Figura 1b), e com o objetivo de garantir os níveis de segurança exigidos pela regulamentação em vigor, prevê-se o seu reperfilamento com uma inclinação de 3:1 (H:V). Na extensão necessária deste talude, e de forma a compatibilizar a inclinação proposta com a geometria da plataforma prevista para a implantação do parque de estacionamento, à cota aproximada de  $z = +269,58$  m, preconiza-se a execução de um muro com 65 graus com a horizontal, em terra armada.



(a) (b)  
 Figura 7 – (a) Reperfilamento dos taludes A, e (b) taludes 1 e 2.



Figura 8 – Planta de localização dos muros de terra armada.

No que respeita ao sistema de drenagem, e atendendo à nova modelação do terreno associada aos taludes de escavação e/ou aterro, prevê-se a adoção de medidas específicas destinadas a controlar o escoamento superficial e a mitigar processos de erosão. Nesse contexto, está prevista a aplicação de geotêxteis de proteção na superfície dos taludes, com função de redução da erosão superficial e de estabilização do manto superficial, em particular nas fases iniciais após a execução dos reperfilamentos.

De forma complementar, serão executadas caleiras em betão com diâmetro nominal de 400 mm, implantadas ao longo das banquetas, bem como na base e no coroamento dos taludes, com o objetivo de captar e conduzir as águas pluviais. Estas caleiras descarregarão em descidas de talude, devidamente espaçadas e interligadas através de caixas de drenagem, promovendo a dissipação de energia e a redução do escoamento concentrado ao longo do paramento. O sistema de drenagem projetado será integrado na rede de drenagem exterior existente e/ou prevista, assegurando a continuidade hidráulica e a compatibilização com as infraestruturas de drenagem do empreendimento. A eficácia deste sistema assume particular relevância, dado que os mecanismos de instabilidade identificados estão fortemente associados à infiltração e ao escoamento das águas pluviais.

### 3.2. Plano de instrumentação e observação

O Plano de Instrumentação e Observação proposto, tem como objetivo permitir a análise do comportamento dos taludes e das estruturas de suporte preconizadas, durante a vida útil da obra. Neste âmbito, foi prevista a observação das estruturas, infraestruturas e dos taludes, destacando-se as seguintes medidas:

- Realização de uma cobertura fotográfica dos taludes, anterior e posterior à realização das obras previstas, bem como de levantamento topográfico a realizar no final da implementação de todos os trabalhos;
- Realização de visitas periódicas, visando detetar alterações nos taludes, relativamente à situação de referência;
- Com uma frequência semestral, deverá ser repetida a realização da cobertura fotográfica de forma análoga à registada para a situação inicial de referência, de forma a facilitar a sua comparação e a deteção de eventuais alterações e patologias nas estruturas e elementos de reforço;
- Durante as visitas de observação atrás referidas, deverá proceder-se à inspeção dos sistemas de drenagem e verificação do seu estado de funcionamento e de conservação.

Em complemento, preconizou-se a instalação de inclinómetros, para antecipação de eventuais movimentos dos taludes, a instalação de alvos topográficos nos muros de suporte, para avaliação do comportamento e registo de eventuais movimentos de translação e/ou rotação, e marcas topográficas de assentamento a colocar à cota da superfície do terreno existente. Neste âmbito, tendo por base o tipo e solução propostas para a estabilização de taludes, as estruturas a construir, assim como a geologia do local da intervenção, é possível estimar os critérios de alerta e alarme identificados na Tabela 1:

Tabela 1 – Critérios gerais de alerta e alarme.

<b>Instrumento</b>	<b>Alerta (mm)</b>	<b>Alarme (mm)</b>
Alvos topográficos	≥ 15 mm	≥ 25 mm
Marcas superficiais	≥ 10 mm	≥ 20 mm
Inclinómetros	≥ 15 mm	≥ 35 mm

Este plano assume particular relevância tendo em conta a proximidade dos fatores de segurança à unidade em cenários excecionais, conforme apresentado no capítulo seguinte.

## **4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA**

### **4.1. Estabilidade global dos taludes**

#### **4.1.1. Considerações gerais**

Tendo a contextualização descrita nas secções anteriores, procedeu-se à verificação da estabilidade global dos taludes propostos para os Estados Limites Últimos de Estabilidade Global considerando os seguintes pressupostos:

1. Estados limites últimos (GEO e STR) com valores de cálculo das ações, das capacidades resistentes e dos parâmetros de resistência de dimensionamento, obtidos utilizando os coeficientes parciais definidos em A.3.1(1)P, A.3.2(1)P e A.3.3.6(1)P da NP EN 1997;
2. Estados limites últimos para a combinação sísmica de ações;
3. Estado limite último para uma combinação acidental, considerando, de forma simplificada, o efeito das pressões intersticiais como um coeficiente de 20% da tensão efetiva vertical.

A avaliação da estabilidade foi conduzida em conformidade com a NP EN 1997-1, aplicando os respetivos coeficientes parciais de segurança às ações e às resistências. As análises foram desenvolvidas no âmbito de métodos de equilíbrio limite, recorrendo aos procedimentos de Morgenstern–Price (1965) e de Spencer (1967), os quais asseguram simultaneamente o equilíbrio global de forças e de momentos, permitindo uma representação mecanicamente consistente do comportamento do maciço em condição de rotura.

#### 4.1.2. Modelos de cálculo

Os modelos de cálculo foram desenvolvidos recorrendo ao *software Slide2*. As seguintes figuras, a título exemplificativo, apresentam a geometria e ações consideradas em parte das secções de cálculo.

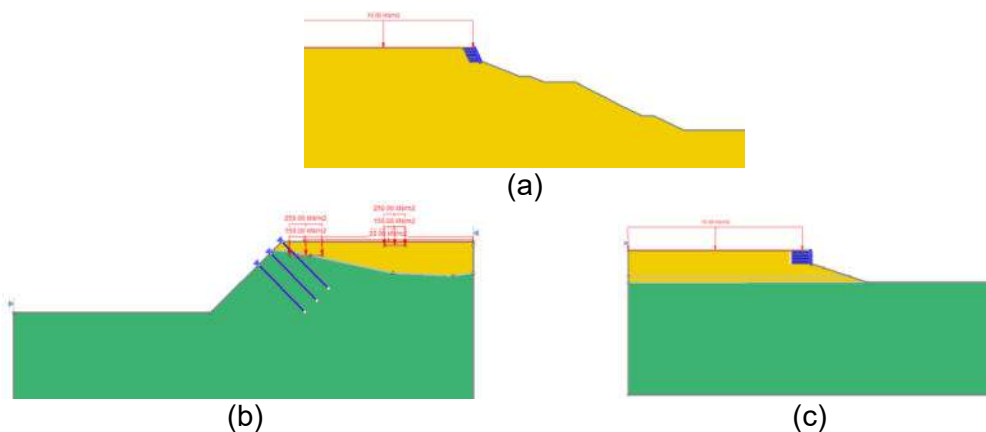


Figura 9 – Modelos representativos dos taludes projetados: (a) talude P, (b) talude 1, e (c) talude 3.

#### 4.1.3. Ação sísmica

A ação sísmica foi definida de acordo com a NP EN 1998-1 para a zona de Mafra (zona sísmica 1.4 e 2.3), considerando um perfil de terreno do tipo C e um coeficiente de importância unitário. Assim tem-se,  $k_h = 0,127g$  e  $k_v = \pm 0,063g$

#### 4.1.4. Ação accidental – Pressões intersticiais

A ação accidental que considera a pressões intersticiais simula o efeito da presença de nível de água instalado, ainda que provisório (uma vez que não foi detetada água nos furos de sondagem efetuados), tendo em conta um período de pluviosidade intensa sem capacidade de escoamento do sistema de drenagem ou de infiltração/percolação da água no solo.

O coeficiente de  $R_u$ , no *software* de cálculo utilizado representa a razão entre a pressão intersticial da água (pressão nos poros) e a tensão vertical total atuante num dado ponto do talude. O coeficiente  $R_u$  é adimensional e varia entre 0 e 1, sendo que:

- $R_u = 0$ : significa que não há pressão de poros (solo completamente seco ou ausência de água intersticial);
- $R_u = 1$ : significa que toda a tensão vertical é equilibrada pela pressão de poros (situação de saturação máxima).

Para efeitos de análise, foi adotado um valor,  $R_u=0,2$ , representativo de condições desfavoráveis de saturação parcial, compatível com episódios de precipitação intensa e drenagem limitada.

## 4.2. Resultados da verificação

De forma a sintetizar os resultados obtidos nas análises de estabilidade global dos taludes, apresenta-se na Tabela 2 um resumo dos fatores de segurança mínimos calculados para as diferentes combinações de ações consideradas, de acordo com o Eurocódigo 7.

Tabela 2 - Síntese dos fatores de segurança obtidos para as diferentes combinações de ações

	Combinação 1	Combinação 2	Combinação acidental $R_u=0,2$	Combinação sísmica descendente	Combinação sísmica as- cendente
Talude A	1,60	1,31	1,17	1,11	1,08
Talude B	1,60	1,30	1,19	1,10	1,08
Talude P	1,39	1,15	1,03	1,08	1,05
Talude 1	1,64	1,47	1,69	1,64	1,66
Talude 2	1,33	1,15	1,01	1,11	1,09
Talude 3	1,35	1,16	1,05	1,02	1,00

A análise dos resultados permite retirar as seguintes conclusões principais:

- Para as combinações fundamentais de ações (Combinação 1 e Combinação 2), todos os taludes apresentam fatores de segurança superiores aos valores de referência, evidenciando condições de estabilidade adequadas;
- As situações mais condicionantes ocorrem para a Combinação 2, como expectável no âmbito da Abordagem de Cálculo 1 do EC7, verificando-se ainda assim níveis de segurança compatíveis com a prática corrente;
- Para a combinação acidental ( $R_u = 0,2$ ), associada a um cenário conservativo de desenvolvimento de pressões intersticiais, os fatores de segurança reduzem-se, em particular nos taludes P e 2, aproximando-se da unidade. Estes resultados refletem a sensibilidade dos taludes à presença de água, sendo mitigados pela implementação do sistema de drenagem previsto em projeto;
- Relativamente às combinações sísmicas, verificam-se fatores de segurança mais reduzidos, sendo o caso mais desfavorável o do talude 3 na combinação sísmica ascendente ( $FS = 1,00$ ). Importa salientar que esta situação corresponde a uma condição de natureza excecional, não sendo representativa das condições correntes de exploração;
- De um modo geral, os resultados evidenciam um comportamento consistente entre os diferentes taludes, destacando-se o bom desempenho do talude 1, associado à adoção de soluções de reforço com pregagens, e a maior sensibilidade dos taludes constituídos por aterros (A, B e P), conforme caracterização geotécnica do local.

Atendendo à proximidade de alguns fatores de segurança à unidade em cenários excepcionais, a solução adotada é complementada pela implementação de um Plano de Instrumentação e Observação, permitindo acompanhar o comportamento dos taludes ao longo do tempo, assegurando uma gestão proativa do risco.

## 5. CONCLUSÕES

O presente artigo apresentou o estudo desenvolvido para a estabilização de taludes implantados num terreno na Malveira (Lisboa), tendo como objetivos centrais a avaliação da estabilidade das condições existentes e a definição de soluções de intervenção tecnicamente adequadas para cada uma das secções analisadas. A conceção e o dimensionamento das medidas propostas foram fortemente condicionados por fatores locais, designadamente a heterogeneidade e o carácter recente dos aterros, a expressão do desnível topográfico (da ordem de dezenas de metros) e a proximidade de infraestruturas sensíveis, com particular relevância para a Linha do Oeste, impondo requisitos acrescidos em termos de segurança e de controlo de deformações.

Perante estas condicionantes, privilegiaram-se soluções assentes no reperfilamento e regularização geométrica dos taludes, com adoção de inclinações globalmente mais suaves do que as existentes, de modo a reduzir os mecanismos de instabilidade associados a roturas superficiais e à erosão. Nos locais em que as restrições geométricas e funcionais inviabilizaram o reperfilamento, foi considerada a execução de estruturas de contenção em terra armada como solução complementar. A verificação da segurança das soluções preconizadas foi suportada por modelos de cálculo desenvolvidos no *software Slide2*, enquadrados na regulamentação aplicável, cujos resultados evidenciaram níveis de segurança compatíveis com os critérios de projeto adotados. Em complemento às medidas de estabilização estrutural e geométrica, previu-se a aplicação localizada de geotêxteis de proteção superficial anti-erosão e a implementação de um sistema integrado de drenagem de águas pluviais, com o objetivo de minimizar a concentração de escoamento, controlar a infiltração e reduzir a influência hidrológica nos fatores de segurança.

A robustez da solução foi adicionalmente avaliada através da consideração de combinações acidentais com incremento de poro-pressões, modelado por meio do coeficiente de pressão neutra ( $R_u$ ), assegurando níveis de segurança satisfatórios mesmo sob cenários desfavoráveis de aumento do regime de pressões intersticiais

Por fim, foi definido um plano de instrumentação e observação a executar durante as fases de construção e exploração, orientado para a monitorização de deslocamentos horizontais, níveis de água no terreno e assentamentos verticais, permitindo a deteção precoce e a gestão proativa de eventuais evoluções desfavoráveis do comportamento dos taludes

## AGRADECIMENTOS

Os autores expressam o seu agradecimento à Magna pela autorização concedida para a elaboração e publicação do presente artigo.

## REFERÊNCIAS

- GEO2E (2023). *Relatório Geológico e Geotécnico–Malveira*. 086\_2023 MAGNA MALVEIRA  
Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1965). *The analysis of the stability of general slip surfaces*.  
*Geotechnique*, Vol 15(1), pp.79-93  
Spencer, E. (1967). *A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces*. *Geotechnique*, 17, pp. 11-26.

**SOLUÇÕES DE RECALÇAMENTO, ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO  
PERIFÉRICA PARA REABILITAÇÃO DE UM EDIFÍCIO CENTENÁRIO NA  
ESTRELA, LISBOA**

**UNDERPINNING, EXCAVATION AND EARTH RETAINING SOLUTIONS FOR  
THE REHABILITATION OF A HISTORIC BUILDING IN ESTRELA, LISBON**

Pedro Marques, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, pmarques@jetsj.com\*

Rui Tomásio, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, rtomasio@jetsj.com

*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

O artigo descreve o projeto de recalçamento da fachada, escavação e contenção periférica para a reabilitação de um edifício centenário, situado na Rua da Calçada da Estrela, em Lisboa, nas proximidades da residência oficial do Primeiro-Ministro e em confrontação com a linha do elétrico da Calçada da Estrela. A intervenção previu a preservação de duas fachadas, demolição do restante edifício e execução de dois pisos enterrados. Os terrenos intercetados no local, correspondem a aterros sobre solos argilosos e calcareníticos do Miocénico. Face aos condicionamentos a solução de contenção baseou-se na execução de uma parede de contenção do tipo “Berlim Definitivo”, executada faseadamente, por painéis em betão armado e apoiada em microestacas tubulares com funcionalidade dupla estando compatibilizadas com a viga de recalçamento. Os travamentos provisórios foram materializados com escoras metálicas e ancoragens, garantindo a estabilidade da escavação. As soluções de escavação foram articuladas com as soluções de demolição, recalçamento e contenção de fachadas. Em fase definitiva, na zona dos logradouros, foi necessário prever um muro 6,5m de altura em consola. O artigo apresenta as soluções construtivas adotadas, o modo de execução e o plano de monitorização implementado para garantir a segurança e a gestão de riscos durante a obra.

**ABSTRACT**

This paper presents the design and execution of façade underpinning, excavation, and earth retaining systems for the rehabilitation of a historic building located on Calçada da Estrela, Lisbon, near the official residence of the Prime Minister and adjacent to the local tram line. The intervention involved the preservation of two façades, demolition of the remaining structure, and the construction of two underground floors. The site is characterized by fill deposits overlying clayey and calcarenitic soils of Miocene origin. Due to the stringent site constraints, the retaining solution consisted of a “Berlin” type peripheral earth retaining wall, executed in stages using reinforced concrete panels supported by tubular micropiles with a dual structural function, integrated with the underpinning beam. Temporary support was provided by steel struts and ground anchors to ensure excavation stability. The excavation sequence was carefully coordinated with demolition, underpinning, and façade retention works. In the permanent condition, a 6.5 m high cantilever retaining wall was required in the courtyard areas. The paper describes the adopted construction solutions, execution methodology, and the monitoring plan implemented to ensure safety and effective risk management during construction.

## 1. INTRODUÇÃO

O presente artigo tem como objetivo descrever as soluções de recalçamento, escavação e contenção periférica implementadas para a construção de até 3 pisos enterrados e muros de suporte dos logradouros para a obra de reabilitação de um edifício centenário na Calçada da Estrela, em Lisboa.

A conceção arquitetónica do edifício, prevê uma zona edificada de, aproximadamente, 383 m<sup>2</sup> com 2 a 3 pisos em cave, em função do alçado periférico. A restante área do lote com aproximadamente, 470 m<sup>2</sup> para uso de logradouro com 3 diferentes plataformas altimétricas. No local, existia um edifício de habitação que foi previamente demolido, preservando-se a fachada principal frontal com a Calçada da Estrela e a fachada nascente. Desta forma, o novo edifício construído apresenta 2 pisos em cave, piso térreo e 6 pisos elevados, sendo que as paredes dos pisos em cave encontram-se coincidentes e em baixo das paredes das fachadas a preservar.

Na vista aérea da área da Figura 1, é possível identificar a implantação da obra, bem como algumas das mais relevantes confrontações e condicionamentos de localização para execução da obra.



Figura 1 - Vista aérea do edifício a intervir (imagens retiradas do Google Earth)

## 2. CONDICIONAMENTOS

### 2.1. Cenário Geológico e Geotécnico

Para a caracterização geológica e geotécnica da zona em estudo, foi realizada uma campanha de prospeção pela empresa GEOTEST, que incluiu a execução de quatro sondagens mecânicas (S1 a S4), acompanhadas de ensaios de penetração dinâmica in situ do tipo SPT, bem como a realização de seis poços de inspeção de fundação. Nos furos S2 e S3 foram ainda instalados piezómetros, com 15 m de profundidade.

Os resultados obtidos permitiram identificar, superficialmente, um horizonte de aterros, com espessura variável entre cerca de 1,3 m e 3,0 m, constituído por solos essencialmente argilosos a argilo-arenosos, apresentando valores de  $N_{SPT}$  na ordem

das 15 a 16 pancadas. Localmente, sob os aterros, foi reconhecido um nível de solos eventualmente deslocados, de natureza predominantemente argilosa, intersetado até profundidades da ordem dos 6 m, com valores de  $N_{SPT}$  entre 16 e 21 pancadas.

Inferiormente, ocorrem formações miocénicas (“Argilas e Calcários dos Prazeres”), constituídas por horizontes argilosos e calcareníticos muito consistentes, globalmente caracterizados por valores elevados de  $N_{SPT} \geq 42$  pancadas. O nível freático foi identificado a profundidades da ordem dos 9 m a 11 m. Com base nos resultados da prospeção, foram estimados os parâmetros geomecânicos das diferentes zonas geotécnicas, apresentados na Tabela 1, os quais deverão ser confirmados em fase de obra. O Quadro 1 resume as zonas geotécnicas identificadas, bem com as respetivas propriedades geomecânicas:

Quadro 1 - Zonamento Geológico-Geotécnico e Parâmetros Geomecânicos estimados

Horizonte e Formações	$N_{SPT}$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi$ [°]	E [MPa]
ZG1 Aterro heterogéneo	15-16	19	--	25-28	5-15
ZG2 Argilas e Argilas arenosas	16-21	19	--	28-30	15-20
ZG3A Miocénico – Argilas Siltosa e arenosas	42-60	20	200	-	75-120
ZG3B Miocénico - Calcarenitos, muito a mediamente fraturados	>60	21	200-300	35-38	120-150

## 2.2. Estruturas e Infraestruturas Envolventes

O recinto da escavação insere-se numa zona urbanizada histórica, sendo delimitado por edificações, arruamentos bastante estreitos e as diversas infraestruturas, conforme abaixo descrito (Figura 1 e Figura 2)

- A Sul, a Calçada da Estrela, rua histórica da cidade de Lisboa e uma rua com linha e passagem do elétrico;
- A Nascente, a Rua da Imprensa à Estrela confinante com o Palacete de São Bento a residência oficial do Primeiro-Ministro;
- A Norte, zona de logradouros de edifícios vizinhos com altimetrias variáveis;
- A Poente, edifícios e logradouros de estruturas centenárias em alvenaria de pedra.



Figura 2 – Vista do edifício a intervir e restante envolvente antes do Início dos Trabalhos, vista da Calçada da Estrela (à esquerda) e da Rua Imprensa à Estrela (à direita)

### 2.3. Condicionamentos Arquitetónicos

De acordo com o previsto no projeto de arquitetura e conforme referido anteriormente, está prevista a manutenção da fachada principal e da fachada nascente, estando o alinhamento das novas caves abaixo das paredes das fachadas a preservar, havendo assim a necessidade de recalçar as paredes de fachada a preservar antes do início dos trabalhos de escavação.

### 3. SOLUÇÕES PROPOSTAS

Na conceção das soluções preconizadas no âmbito do projeto destas especialidades procurou-se, para além da necessária contenção dos terrenos e recalçamento das fachadas, respeitar os seguintes pressupostos de base:

- Controlar as deformações nos terrenos, estruturas e infraestruturas envolventes à escavação, permitindo ainda a fácil adaptação da solução a eventuais singularidades de natureza geológica e geotécnica;
- Garantir a menor interferência possível com todas as estruturas e infraestruturas adjacentes, assim como das demais construções e infraestruturas vizinhas, nomeadamente a galeria;
- Definir soluções com o menor custo associado possível, integrando para tal, e sempre que viável, os elementos necessários para a fase provisória na solução da fase definitiva.

Atendendo aos principais condicionamentos existentes, optou-se, em geral por propôr e conceber uma solução de contenção periférica, com recurso à tecnologia de execução do tipo “Berlim Definitivo”, travada através de escoramentos metálicos e ancoragens provisórias, em função dos diversos condicionamentos identificados (Carvalho e Pinto, 2019 e Tomásio e Pinto, 2019). Na Figura 3 mostra-se a planta de dimensionamento do recalçamento e de contenção periférica. Este tipo de solução apresenta a vantagem de permitir executar, durante a escavação, a parede definitiva, podendo o número e o tipo de travamentos serem redefinidos em fase obra, em função das reais características dos terrenos escavados, assim como dos resultados do Plano de Instrumentação e Observação proposto.

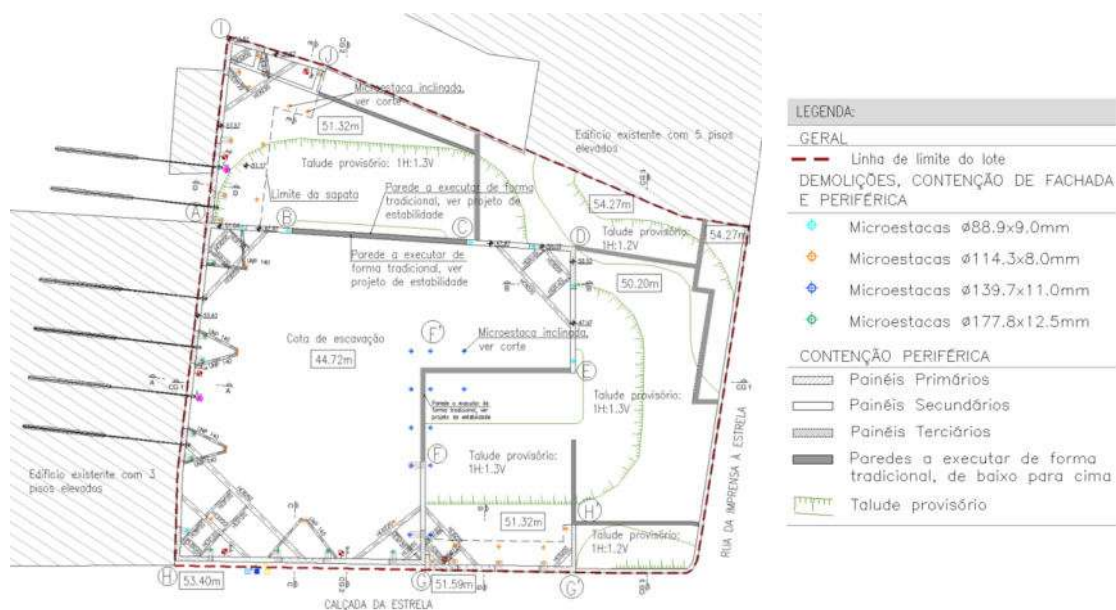


Figura 3 - Planta de Dimensionamento da solução de Escavação e Contenção Periférica

No que se refere à manutenção e recalçamento das duas paredes das fachadas, optou-se por uma solução de recalçamento através de vigas e muros fundados indiretamente em microestacas e afechados aos elementos verticais a preservar, conforme Figura 4. De forma, a otimizar os custos e espaço disponível em obra, definiu-se a implantação das microestacas de forma que estas tivessem a função de suporte da contenção e das vigas e muros de recalçamento.

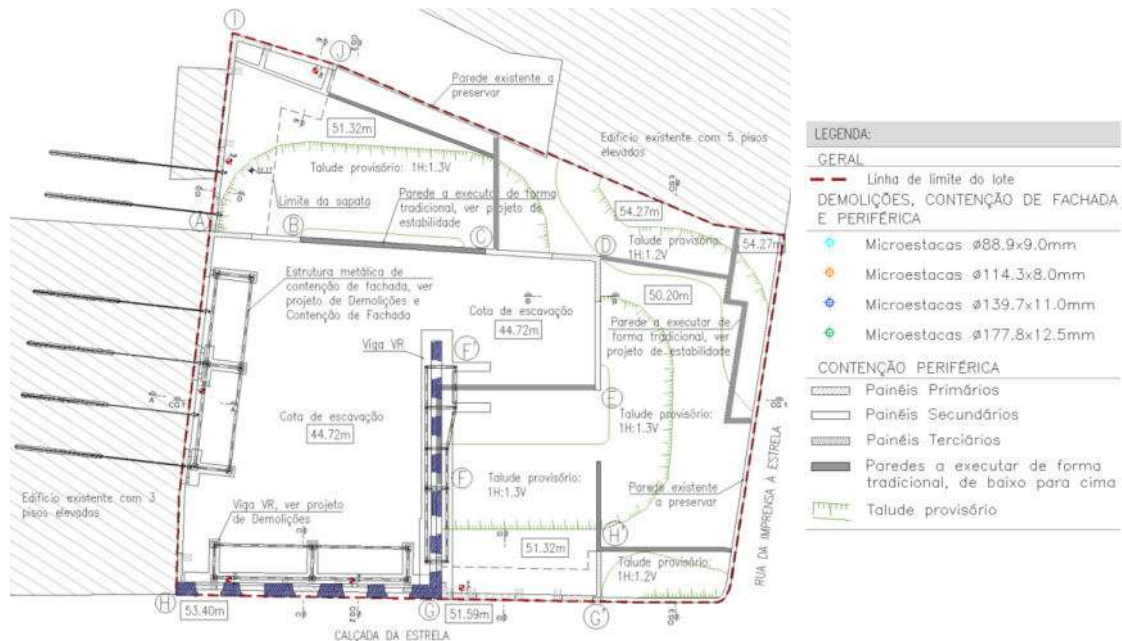


Figura 4 - Planta de Dimensionamento da solução de Recalçamento

### 3.1. Contenção Tipo “Berlim Definitivo”

A tecnologia de construção da parede de contenção tipo “Berlim Definitivo” proposta e executada consistiu, basicamente, na execução faseada, de cima para baixo, de painéis de betão armado que apoiam em microestacas verticais com secção tubular. Estes elementos foram colocados no interior de furos de  $\varnothing_{\text{min}}=8"$  (200mm) e  $\varnothing_{\text{min}}=10"$  (250mm), selados através de sistema apropriado no comprimento correspondente ao bolbo de selagem, localizado abaixo da cota final de escavação e ao nível do substrato Miocénico de 60 pancadas. Os painéis foram betonados diretamente contra o paramento vertical aberto no terreno, garantindo-se a estabilidade da parede de contenção, face aos impulsos do terreno, durante as operações de escavação, pela execução de escoras metálicas provisórias e ancoragens provisórias. Na zona das caves a parede de contenção foi executada com 0,30m de espessura, sendo que, na fase definitiva a própria estrutura das lajes das caves será responsável pela estabilidade da parede de contenção, sendo os travamentos provisórios desativados. Na zona Noroeste do logradouro a parede de contenção foi executada com espessura variável em profundidade, de 0,30m a 0,75m na base, ficando as paredes nesta zona com capacidade de autoportante na fase definitiva, não sendo necessário travamento provisórios ou lajes de travamento, ficando estas paredes estabilizadas através de um maciço de fundação apoio em um binário de microestacas, garantindo o suporte de terras numa altura de 6,5m em consola.

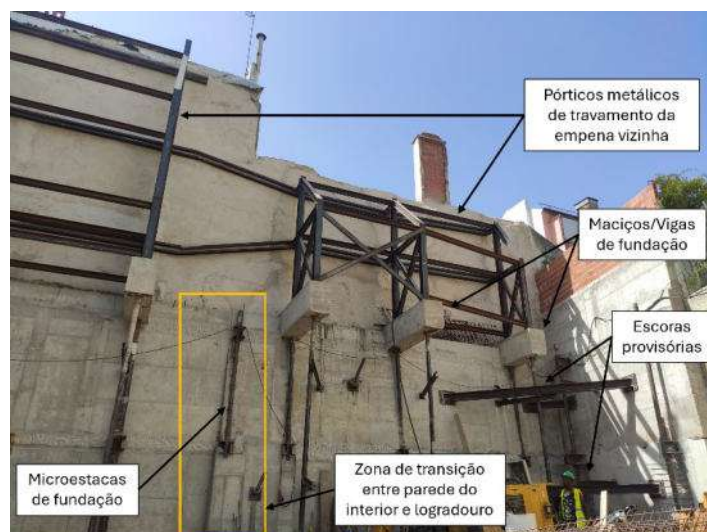


Figura 5 – Fotografia capturada no decorrer dos trabalhos em obra, com identificação de alguns dos elementos mais relevantes

As microestacas com função de apoio vertical dos painéis de contenção dispuseram-se com um afastamento em planta médio de cerca de 3m, localizando-se, em regra, em cada extremidade dos painéis primários. O seu comprimento total é variável em função da geometria dos alçados, tendo sido considerado um comprimento mínimo do bolbo de selagem de 3m, 4m, 5m e 89m, consoante o alçado e função das microestacas. A selagem foi realizada através do sistema IRS (Bustamente e Doix, 1985), recorrendo a obturador duplo e a válvulas anti-retorno, no substrato Miocénico. Os elementos utilizados para apoio vertical dos painéis da contenção foram materializados através de perfis tubulares N-80 (API5A) com secção variável entre Ø88,9x9mm, Ø114,3x8mm, Ø139,7x11mm e Ø177,8x12,5mm e uniões exteriores entre ligações, conforme referido as microestacas com tubos de maior diâmetro assumem igualmente funções de recalçamento dos elementos verticais existentes a preservar. Face à impossibilidade dos equipamentos em executar as microestacas por baixo das paredes a preservar, e consequentemente no interior da parede de contenção periférica foi necessário garantir a transmissão dos esforços verticais dos painéis às microestacas através de cachorros metálicos UNP 280.

O travamento horizontal da contenção na fase provisória, como referido, foi garantido através da execução de ancoragens provisórias constituídas por cordões 5", com inclinações variáveis com a horizontal de 30° seladas recorrendo a obturador duplo e a válvulas anti-retorno no substrato Miocénico em furos de 200mm. Nos cantos do perímetro de contenção garantiu-se o travamento horizontal através de perfis metálicos provisórios, materializados através de perfis HEB 200, 220 e 260 travados lateralmente por perfis HEB 120. Na Figura 5 e Figura 6 apresentam-se imagens dos trabalhos de escavação com identificação de alguns dos elementos mais relevantes da solução de contenção.

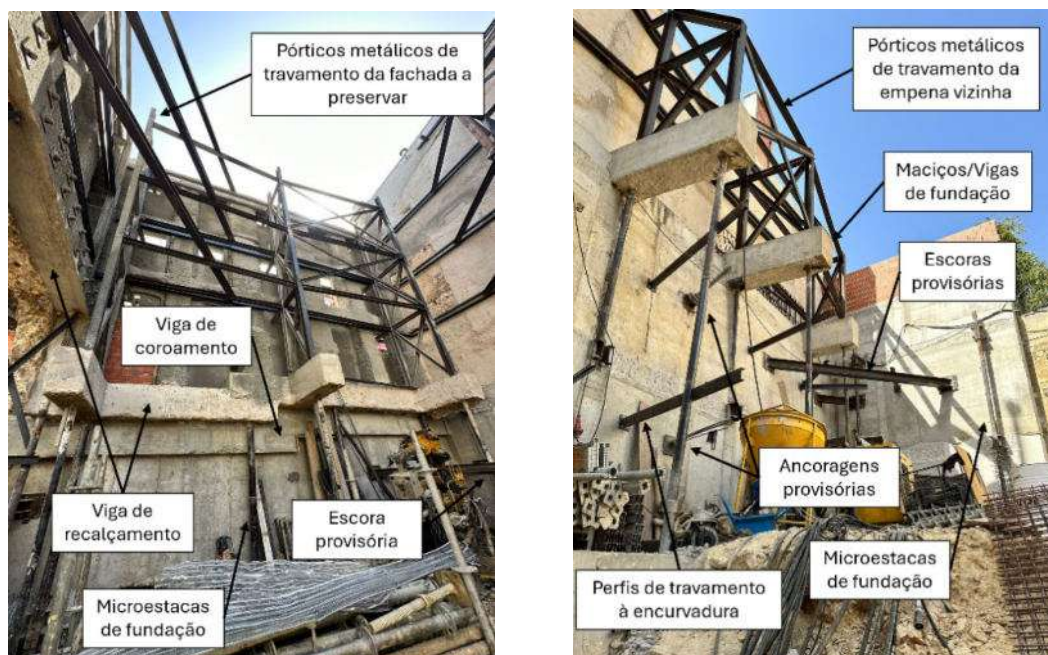


Figura 6 - Fotografia capturada no decorrer dos trabalhos em obra, com identificação de alguns desses elementos mais relevantes, alçado confinante com a Calçada da Estrela (à esquerda) da Zona Noroeste do logradouro (à direita)

### 3.2. Recalçamento das Fachadas

A solução de recalçamento consistiu em duas soluções distintas em função dos condicionamentos de geometria e de limite do lote. Para recalçamento da fachada principal a solução consistiu na execução de uma viga pelo lado interior da parede com seção 0,60x0,80m aferrolhada lateralmente à parede. De forma a encaminhar a cargas verticais definiu-se a fundação indireta através de vigas através de microestacas colocadas ao longo da sua extensão, estas, conforme já referido são as mesmas já indicadas acima para o apoio dos painéis de contenção periférica. Para garantir a transmissão dos esforços por torção, gerados pela excentricidade entre a viga e os elementos a recalçar, definiu-se a execução de maciços de encabeçamento de 2 microestacas, afastados entre si cerca de 5,6m, colocados ao longo de toda a extensão das vigas, estes maciços permitem a dissipação das cargas de torção em binário de tração e compressão nas microestacas. Para materialização das microestacas exteriores dos maciços, adicionais relativamente às mencionadas anteriormente, definiu-se perfis tubulares N-80 (API5A) com seção  $\varnothing 114,3 \times 8 \text{mm}$  e  $\varnothing 177,8 \times 12,5 \text{mm}$ , com uniões exteriores entre ligações, os tubos travados lateralmente à encurvadura através de perfis UNP.

Para o recalçamento da fachada lateral a preservar, a solução consistiu na execução de duas vigas com seção 0,60x0,80m do lado interior e exterior da parede ligadas entre si através de barra de aço  $\varnothing 32$  de alta resistência pré-esforçada através de aperto e seladas em furos  $\varnothing 40$ . Estas vigas, à semelhança da solução anteriormente descrita, ficam apoiadas indiretamente através de microestacas  $\varnothing 139,7 \times 11 \text{mm}$  afastadas entre si 2,50m, a solução previu ainda a execução de 2 microestacas inclinadas  $25^\circ$  com vertical, por forma a equilibrar as cargas horizontais do vento atuante ao longo da fachada. Na Figura 7 apresentam-se imagens dos trabalhos de recalçamento com identificação de alguns dos elementos mais relevantes da solução.



Figura 7 - Fotografia capturada no decorrer dos trabalhos em obra, com identificação de alguns dos elementos mais relevantes, alçado confinante com a Calçada da Estrela (à esquerda) e fachada lateral nascente (à direita)

## 4. DIMENSIONAMENTO

### 4.1. Contenção Periférica

O comportamento das estruturas de contenção periférica, em termos de esforços e deformações, foi analisado, para todas as fases construtivas, através do programa de elementos finitos Plaxis 2D, vocacionado para o efeito. Para concretização desta análise foi realizada uma parametrização dos materiais ocorrentes no local, a qual foi baseada nas informações recolhidas na campanha de prospeção geológica e geotécnica, previamente executada. Para efeitos da modelação dos solos, foram utilizados os parâmetros apresentados no Quadro 1. Na Figura 8 apresenta-se um exemplo de modelação adotada para a contenção periférica efetuada no software referido.

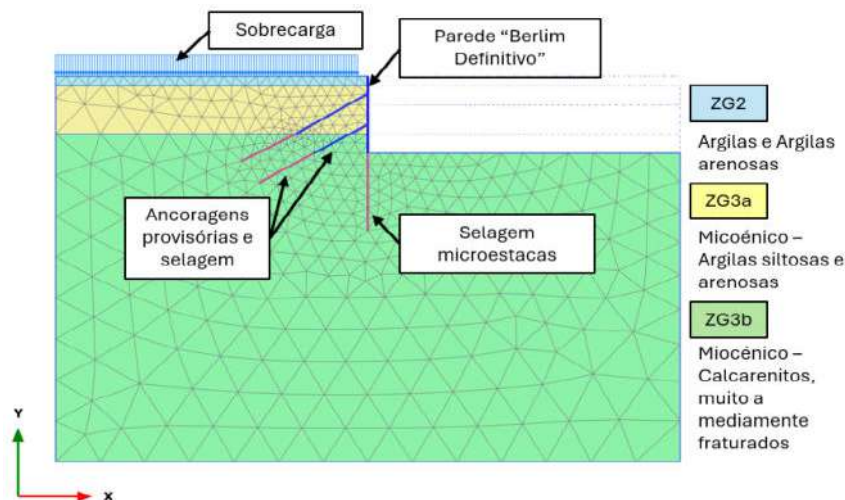


Figura 8 - Modelo da Contenção Periférica efetuado em Plaxis 2D

A análise realizada consistiu no estudo do comportamento da contenção periférica, para as principais fases de escavação, com base na modelação de seções tipo, mais representativas das condições de vizinhança e geológicas e geotécnicas da contenção periférica. Com base nesta análise, foi possível avaliar os principais parâmetros de dimensionamento, nomeadamente, os esforços nas estruturas de contenção, deformações, estados de tensão e a estabilidade dos solos contidos, bem como ainda estimar os incrementos de deformação em estruturas e infraestruturas vizinhas ao recinto de escavação, na Figura 9 apresentam-se os deslocamentos horizontais obtidos para a última fase de escavação.

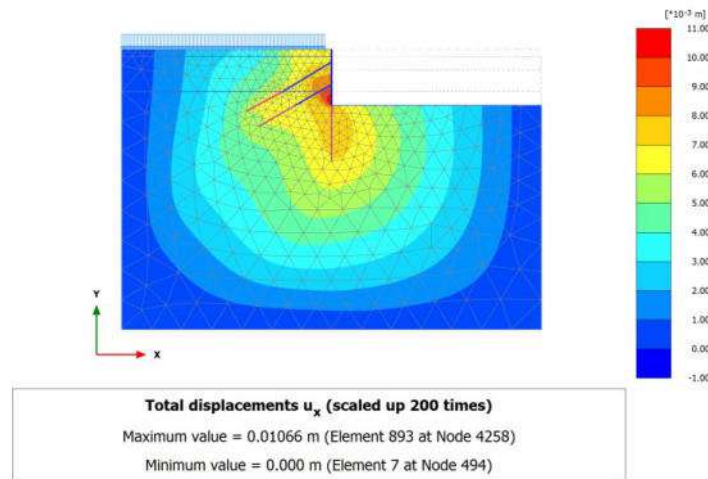


Figura 9 - Deslocamentos horizontais obtidos para a última fase de escavação, Plaxis 2D

#### 4.2. Recalçamento de Fachadas

Para a análise do comportamento dos elementos pertencentes à estrutura de recalçamento, no que se refere a esforços e deformações, foram utilizados modelos simplificados, recorrendo para tal aos conceitos associados à teoria das peças lineares, bem como aos modelos de escoras e tirantes para a análise dos maciços de betão armado. As resistências dos elementos foram calculadas com base em fórmulas de cálculo de acordo com os códigos em vigor. O dimensionamento dos bolbos de selagem foi calculado através do método de Bustamante (Bustamante e Doix, 1985). Na Figura 10 apresenta-se a solução de recalçamento assim como o encaminhamento das cargas na solução e dimensionamento executado.

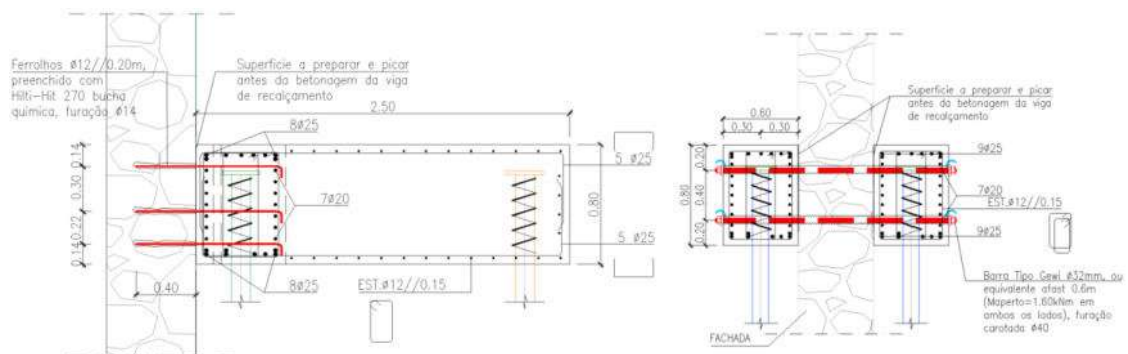


Figura 10 - Solução de Recalçamento da fachada principal (à esquerda) e solução de Recalçamento da fachada lateral nascente (à direita)

### 4.3. Muros de Suporte

Para a análise do comportamento dos elementos pertencentes à estrutura dos muros de suporte do logradouro, autoportantes na fase definitiva da estrutura, foram analisados através do programa GEO5, vocacionado para o efeito. Para elaboração desta análise foi realizada a parametrização dos materiais com base no Quadro 1, a análise teve ainda em consideração as combinações sísmicas.

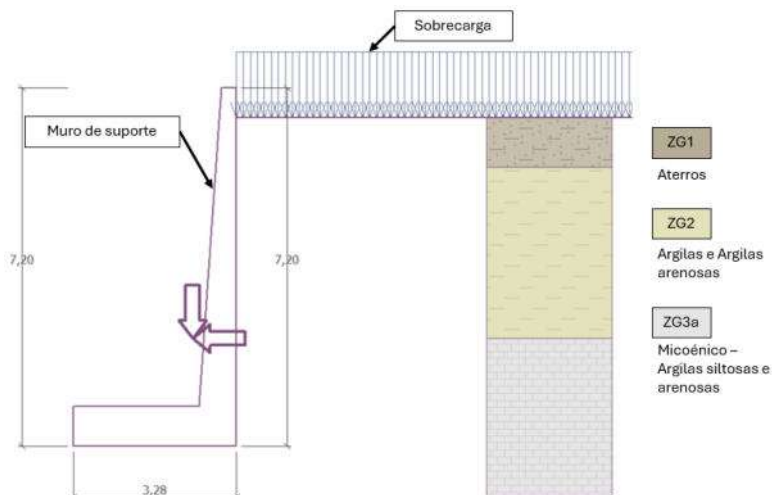


Figura 11 - Modelo dos Muros de Suporte dos logradouros

No que se refere a esforços e deformações, foram utilizados modelos simplificados, recorrendo para tal aos conceitos associados à teoria das peças lineares, bem como aos modelos de escoras e tirantes para a análise dos maciços de betão armado. As resistências dos elementos foram calculadas com base em fórmulas de cálculo de acordo com os códigos em vigor. O dimensionamento dos bolbos de selagem foi calculado através do método de Bustamante (Bustamante e Doix, 1985).

O comportamento das estruturas de contenção periférica, em termos de esforços e deformações, foi analisado, para todas as fases construtivas, através do programa de elementos finitos Plaxis 2D, vocacionado para o efeito. Para concretização desta análise foi realizada uma parametrização dos materiais ocorrentes no local, a qual foi baseada nas informações recolhidas na campanha de prospeção geológica e geotécnica, previamente executada. Para efeitos da modelação dos solos, foram utilizados os parâmetros apresentados no Quadro 1.

## 5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Tendo por base o enquadramento da obra, e conforme prática corrente neste tipo de intervenções, foi definido um Plano de Instrumentação e Observação (PIO), com o objetivo de gestão de risco associado à realização dos trabalhos de escavação e contenção periférica. No enquadramento descrito, foram instalados os seguintes aparelhos, definindo, sempre que possível, seções de instrumentação:

- 12 alvos topográficos, distribuídos pelos vários alçados da contenção periférica;
- 23 alvos topográficos, distribuídos pelos elementos existentes a preservar, incluindo fachadas existentes vizinhas, empenas e muros meeiros;
- 1 inclinómetro junto à fachada a preservar na Calçada da Estrela;
- 1 piezómetro junto à fachada a preservar na Calçada da Estrela;
- 2 células de carga ao longo dos alçados a poente;

- 1 sismógrafo para leitura de vibrações junto aos edifícios centenários vizinhos durante trabalhos de demolição pesada e escavações em calcarenitos.

Com base na modelação realizada através do programa de elementos finitos citado, foram definidos os critérios de alerta e de alarme para todos os aparelhos e para todas as estruturas e infraestruturas monitorizadas. Foram igualmente definidas medidas de reforço, caso os critérios viessem a ser ultrapassados. Apresenta-se na Figura 12 a localização dos alvos topográficos colocados nas estruturas vizinhas e meeiras. Apresenta-se também em seguida na Figura 13 as leituras dos vários alvos ao longo da obra e inclinómetro, assim como critérios de alerta e alarme adotados.

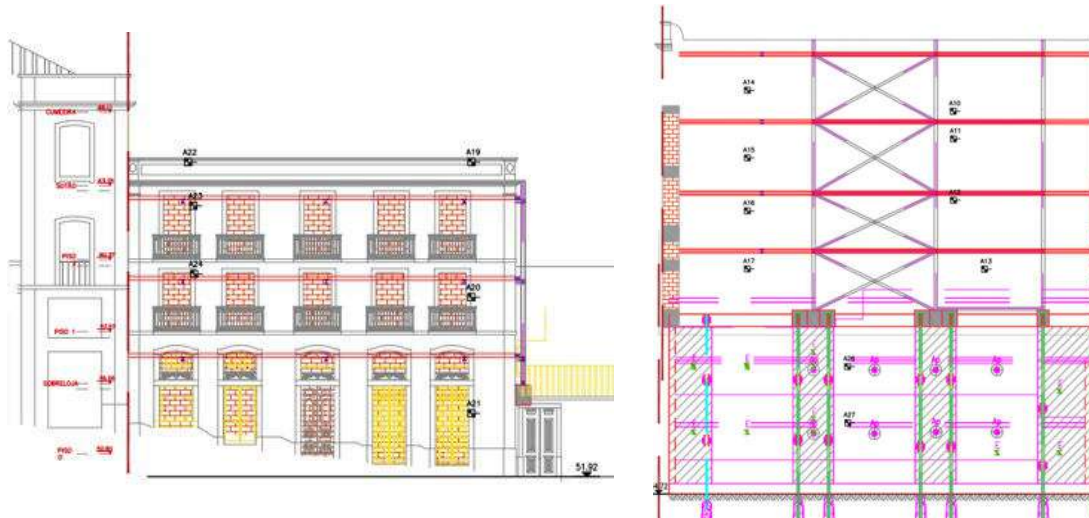


Figura 12 - Distribuição dos Alvos Topográficos na fachada principal (à esquerda) e distribuição dos Alvos Topográficos na Contenção e empena do edifício vizinho centenário

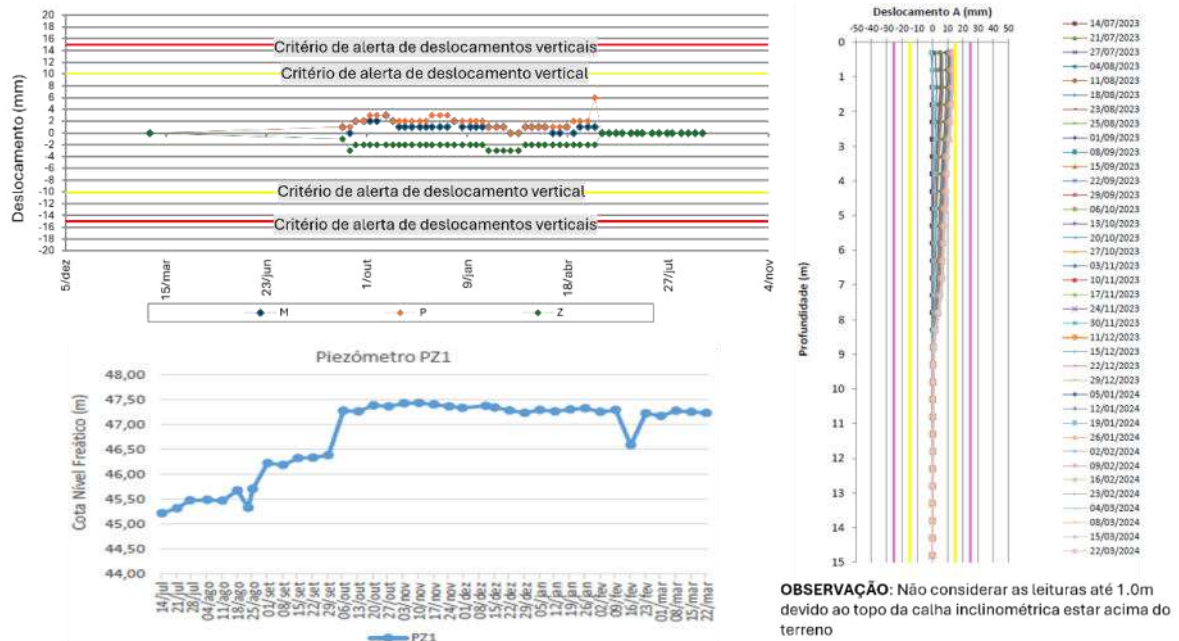


Figura 13 – Deslocamentos horizontais e verticais de um Alvo colocado no topo da fachada principal (superior esquerda), registo da cota do nível freático no Piezómetro colocado na Calçada da Estrela (inferior esquerda) e gráfico de deslocamentos horizontais perpendiculares ao alçado da Contenção na Calçada da Estrela (à direita)

Os resultados obtidos permitiram comprovar a adequação das soluções implementadas e dos parâmetros geomecânicos considerados na modelação das soluções, pois, no geral, existiu uma boa concordância entre os resultados analíticos e os observados em obra.

## **6. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Na sequência de trabalhos semelhantes, o complexo enquadramento da obra descrita determinou a necessidade de desenvolver soluções devidamente compatíveis com os vários condicionamentos existentes, sem comprometer, a segurança da obra e das construções e infraestruturas vizinhas.

Neste âmbito, destaca-se a solução de travamento com recurso a ancoragens e escoras metálicas, que permitiu, dentro do possível, garantir uma área adequada à solução de escavação dentro das condições existentes, assim como a solução de recalçamento de fachada que retirou partido das microestacas previamente definidas para apoio da parede de contenção, o que permitiu otimizar a solução do ponto de vista económico e de espaço.

Por último, volta-se a sublinhar a importância do Plano de Instrumentação e Observação na gestão do comportamento da contenção periférica e das estruturas e infraestruturas vizinhas, confirmando-se como uma ferramenta indispensável numa obra em meio urbano, com as características da presente.

## **AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem a todos os intervenientes que autorizaram a redação e publicação do presente artigo, salientando que as soluções implementadas resultaram de um trabalho de equipa. Destaca-se, em particular, o contributo das seguintes entidades: Reformosa (gestão do projeto), Teixeira Duarte (empreiteiro) e FICOPE (fiscalização).

## **REFERÊNCIAS**

- Bustamante, M. e Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Ministère de L'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris. n°140, pp.75-92.
- Carvalho, C. e Pinto, A. (2019). AR53 – Ground Improvement and Earth Retaining Solutions in Lisbon Downtown. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Reykjavik, Iceland. Discussion Section D3-6 (Preservation of Historic Sites). ISBN 978-9935-9436-1-3.
- Tomásio, R. e Pinto, A. (2019). Retaining Wall Solutions for Underground Extension of Hospital da Luz in Lisbon – Portugal. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Reykjavik, Iceland. Discussion Section D5-5 (Soil Structure). ISBN 978-9935-9436-1-3

**SOLUÇÃO DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA DO EDIFÍCIO  
MIMA NA PARCELA 3.21 DO PARQUE DAS NAÇÕES – LISBOA  
EXCAVATION AND RETAINING WALL SOLUTIONS FOR THE MIMA  
BUILDING IN PLOT 3.21 OF PARQUE DAS NAÇÕES - LISBON**

Pereira, Carla, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal, cpereira@jetsj.com\**

Martins, Carlos, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal, cmartins@jetsj.com*

Tomásio, Rui, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal, rtomasio@jetsj.com*

*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

O presente artigo apresenta o projeto de escavação e contenção periférica desenvolvido no âmbito da construção dos pisos enterrados do edifício MIMA, localizado na parcela 3.21 do Parque das Nações, em Lisboa.

A solução inicial foi definida com o objetivo de garantir a segurança e compatibilização com as infraestruturas vizinhas, adotando-se uma cortina de estacas moldadas em betão armado, espaçadas a eixo entre si. O travamento em fase provisória foi assegurado por ancoragens e escoras metálicas de canto, distribuídas entre um e três níveis de travamento, sendo a estabilidade final garantida pelas lajes das caves. Para a validação da solução, foi efetuada a modelação numérica através do software Plaxis 2D. Numa fase posterior, para reforçar o equilíbrio técnico-económico do projeto, procedeu-se ao ajuste das cotas de topo das vigas de coroamento, à modificação dos afastamentos entre ancoragens, à redistribuição dos geodrenos e à otimização das armaduras das vigas e estacas de betão armado.

A solução final permitiu a execução faseada das caves e a compatibilização com as estruturas e infraestruturas vizinhas, assegurando a eficiência construtiva. O plano de instrumentação e observação foi fundamental para a validação do comportamento previsto pelos modelos numéricos desenvolvidos.

**ABSTRACT**

This paper presents the excavation and retaining wall designed for the construction of the underground floors of the MIMA building, located in plot 3.21 of Parque das Nações, Lisbon.

The initial solution was designed to ensure excavation stability and compatibility with adjacent infrastructures, consisting of a reinforced concrete bored pile wall. Temporary braces were provided by ground anchors and corner steel struts, distributed across one to three support levels, while the final stability ensured by the basement slabs. The solution was validated through numerical modelling using Plaxis 2D software. In a subsequent phase, to improve the technical and economic balance, was made the adjustments to the top beam elevation, modification of anchor spacing, redistribution of geodrains and optimization of reinforcement in piles and beams.

The final solution enabled phased basement construction and integration with surrounding infrastructures, ensuring constructive efficiency. The instrumentation and monitoring plan was fundamental for validating the behaviour predicted by the numerical models.

## 1. INTRODUÇÃO

No presente artigo são apresentadas as soluções de escavação e contenção periférica necessárias à execução dos pisos enterrados definidos na Arquitetura do futuro empreendimento MIMA sito na parcela 3.21 do Parque das Nações, situada entre a Av. Fernando Pessoa, a Rua dos Argonautas, o Passeio do Báltico, a Rua Gaivotas em Terra e a Avenida Fernando Pessoa, em Lisboa.

Na vista aérea apresentada na Figura 1, é possível identificar a implantação, bem como algumas das mais relevantes confrontações e condicionamentos do lote em estudo.



Figura 1 - Vista aérea do lote intervencionado (Google Maps)

A intervenção contempla a execução de um empreendimento destinado a habitação, comércio e serviços, constituído por 4 lotes com 14 pisos elevados ligadas por um pódio e embasamento comum com 4 pisos, correspondendo os três inferiores a áreas de estacionamento.

## 2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

### 2.1. Condicionamentos Geológico-geotécnicos e hidrogeológicos

Tendo em vista a caracterização do comportamento geotécnico associado aos terrenos ocorrentes no local, foi executada uma campanha de prospeção geotécnica, envolvendo a execução de 6 sondagens mecânicas à rotação com amostrador duplo, tendo em duas delas sido instalados um piezómetro, acompanhadas também da realização de 73 ensaios de penetração dinâmica, SPT. Complementarmente, foram executados ensaios de permeabilidade (Lefranc), ensaios pressiométricos de Ménard e análises químicas à água subterrânea.

De acordo com a Carta Geológica de Portugal, a área em estudo insere-se na unidade tectono-sedimentar da Bacia do Baixo Tejo, correspondente à formação Miocénica designada de “Areolas do Cabo Ruivo” –  $M_{CR}$ , e “Areolas do Braço de Prata” -  $M_{BP}$ , caracterizadas pela ocorrência de areias finas a média, areolas silto-arenosas e argilosas, e biocalcarenitos, o que foi confirmado pela prospeção realizada.

A análise do dispositivo geológico-geotécnico resultante da campanha de prospeção, permitiu individualizar 5 horizontes geotécnicos, os quais se apresentam na Tabela 1, juntamente com os parâmetros geomecânicos estimados.

Tabela 1 - Valores estimados dos parâmetros geomecânicos para cada zona geotécnica

Horizonte e Formações	$N_{SPT}$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi$ [°]	E [MPa]	$\sigma_{Admi.}$ [kPa]
<b>G<sub>1</sub></b> Aterro arenoso medianamente compacto	$8 < (N_1)_{60} < 25$	17-19	--	31-33	40-60	--
<b>G<sub>2A</sub></b> Solos areno-siltosos medianamente compactos	$8 < (N_1)_{60} < 25$	18-19	--	33-35	50-70	100-300
<b>G<sub>2B</sub></b> Solos areno-siltosos compactos	$25 < (N_1)_{60} < 42$	19-20	--	35-38	70-100	300-500
<b>G<sub>2c</sub></b> Solos areno-siltosos muito compactos	$42 < (N_1)_{60} < 60$	20-22	--	38-41	100-200	500-600
<b>G<sub>3</sub></b> Biocalcarenito	$N_{60} > 60$	20-22	10-60	39-42	200-400	500-700

$\gamma$  – peso volúmico;  $c'$  – coesão efetiva;  $\phi$  – ângulo de resistência ao corte; E – módulo de deformabilidade;  $\sigma_{Admi.}$  – tensão admissível

Em termos hidrogeológicos, as camadas miocénicas funcionam como sistema multicamada, com a permeabilidade a ser controlada pela granulometria dos solos atravessados. Deste modo, apesar de o nível freático se encontrar instalado 2m acima do fundo de escavação, o seu carácter suspenso e a permeabilidade das formações interessadas não antecipam grande impacto no regime hidrogeológico estabelecido.

Para a caracterização da agressividade da água subterrânea em contacto com o betão, observou-se a ocorrência de comportamento químico agressivo correspondente à classe de exposição XA1 devido ao teor em Sulfato e um comportamento ligeiramente corrosivo.

## 2.2. Condicionamentos relativos às Condições de Vizinhança

O recinto de escavação insere-se numa zona sem edificações vizinhas muito próximas, sendo apenas delimitada por arruamentos, algumas infraestruturas e diversas redes enterradas. Destaca-se, neste âmbito, a proximidade da galeria técnica ao longo da Rua dos Argonautas, no interior da qual se desenvolvem diversas infraestruturas de serviços e do gasoduto de 2º escalão ao longo do Passeio do Báltico, cuja integridade das infraestruturas e operacionalidade tinham de ser mantida durante os trabalhos.

### 2.3. Condicionamentos Arquitetónicos

Em relação aos condicionamentos arquitetónicos, a solução adotada teve em consideração as restrições geométricas impostas pelo projeto arquitetónico, compatibilizando a estrutura de contenção com os elementos estruturais definitivos.

### 3. SOLUÇÕES ADOTADAS

Tendo em conta os condicionamentos existentes, preconizou-se para a generalidade dos trabalhos de contenção periférica, a adoção de uma solução de cortina de estacas moldadas em betão armado, com diâmetro Ø600mm, afastadas a eixo aproximadamente 1,20m em todos os alçados, apresentando comprimentos variáveis de forma a assegurar um encastramento mínimo de 4,0m abaixo da cota final de escavação. O terreno exposto entre estacas durante a fase de escavação foi protegido por um revestimento de betão projetado com 10cm de espessura mínima, no entanto, em caso de elevada permeabilidade do terreno a conter, previu-se a execução de uma parede de revestimento em betão armado, com 25cm de espessura.

Em fase provisória procedeu-se ao travamento da cortina por meio de ancoragens e escoras metálicas de canto, de modo a garantir o equilíbrio horizontal da contenção. Para garantia da distribuição dos esforços na cortina e evitar fenómenos de concentração excessiva de cargas, as ancoragens e os escoramentos foram ligados a cortina através de vigas de coroamento e de distribuição, estas últimas geralmente em betão armado e, pontualmente, em perfis metálicos, (Silva et al., 2023).

Devido à disposição dos diversos pisos enterrados relativamente aos arruamentos circundantes, tornou-se necessário que o coroamento da cortina se desenvolvesse, sempre que possível, ao longo da cota dos arruamentos (Carvalho e Pinto, 2019), conforme Figura 2, sendo pontualmente necessário recorrer a taludes provisórios para compatibilização.



Figura 2 – Desenvolvimento do coroamento da cortina.

Relativamente às vigas de distribuição, foram adotadas soluções que se ajustassem, sempre que possível, às cotas das lajes dos pisos enterrados, possibilitando sua utilização em fase definitiva para apoio das mesmas. Em zonas condicionadas pela incompatibilização com as lajes dos pisos, bem como pela localização de núcleos de escadas e elevadores, reservatórios e rampas de acesso aos estacionamento, definiu-se uma solução alternativa com vigas de distribuição metálicas provisórias, conforme se apresenta na Figura 3, garantindo assim os vãos livres em fase definitiva.



Figura 3 – Solução alternativa de vigas de distribuição metálicas provisórias - Alçado da rua Gaivotas em Terra, lote 3.21.04 e 3.21.01.

Na fase definitiva, a própria estrutura das lajes dos pisos enterrados será a responsável pela estabilidade da parede de contenção, sendo as ancoragens, escoras e vigas metálicas provisórias desativadas após conclusão da referida estrutura.

No conjunto da solução foram definidas ancoragens constituídas por 4, 6 e 7 cordões de 0,6", de modo a acomodarem um pré-esforço útil de 500kN e 750kN e 850kN respetivamente, com um afastamento médio geral, em planta, de 4,80m, exceto na zona de 3 níveis de travamento, na qual o 3º nível de travamento tem um afastamento médio, em planta, de 3,60m. As inclinações das ancoragens foram definidas tendo como objetivo evitar a possibilidade de interseções destes elementos com infraestruturas e estruturas existentes, assim como de permitir a realização do bolbo de selagem em terrenos competentes e geologicamente estáveis em relação à geometria da escavação, como se pode observar nas figuras 4 e 5, definindo-se a realização de ancoragens com inclinações e comprimentos variáveis, sendo o comprimento de selagem mínimo de 6, 8 e 9m, em função do nível de pré-esforço associado. Em fase de projeto definiu-se que a selagem das ancoragens fosse realizada através do sistema IRS (obturador duplo e válvulas anti-retorno) (Bustamante e Doix, 1985), com diâmetro mínimo de furação de 200 mm, no entanto, em fase de obra, o empreiteiro propôs a utilização de um sistema alternativo de injeção do tipo IR, tendo sido realizados dois ensaios prévios de validação, que validaram a viabilidade do sistema face às condições geotécnicas do local.

De forma a assegurar a drenagem interna do maciço, foram instalados drenos sub-horizontais entre as estacas da cortina com afastamento horizontal de 3,60m, 3m de comprimento e 50mm de diâmetro, em PEAD, canelado e crepinado, revestidos com geotêxtil de 150g/m<sup>2</sup>, prevenindo assim a eventual geração de impulsos hidrostáticos provocados pela infiltração de águas pluviais.

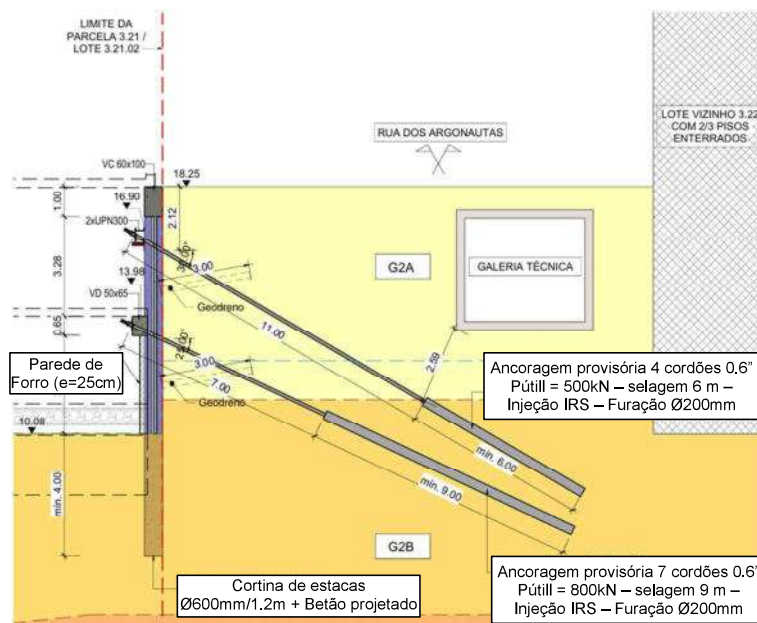


Figura 4 – Cortes tipo da solução, com definição de inclinação das ancoragens compatível com as infraestruturas vizinhas – Rua dos Argonautas.

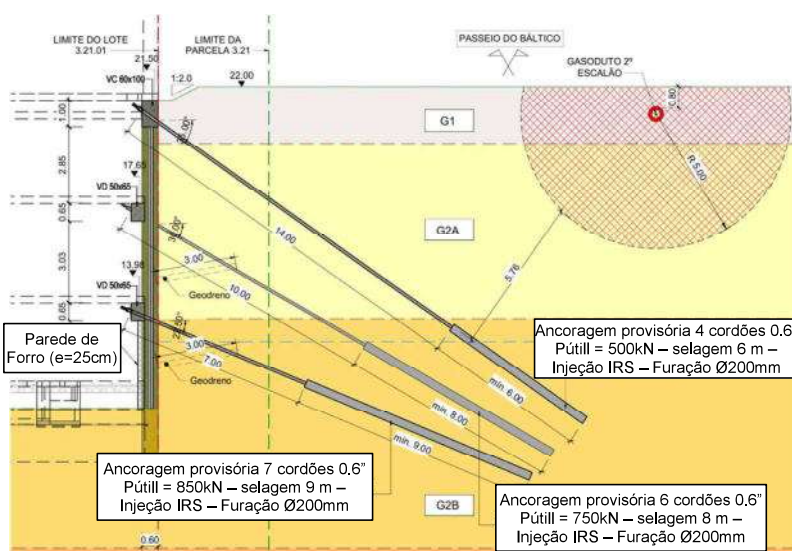


Figura 5 - Cortes Tipo da solução, com definição de inclinação das ancoragens compatível com as infraestruturas vizinhas - Passeio do Báltico.

#### 4. DIMENSIONAMENTO

O comportamento da estrutura de contenção foi analisado em termos de esforços e de deformações, para todas as fases construtivas, através do programa PLAXIS 2D. A análise consistiu no estudo das secções mais representativas para o comportamento da contenção. Alguns elementos, como as vigas de coroamento, foram analisados com base em modelos simplificados, recorrendo aos conceitos associados à teoria das peças lineares.

Refere-se que a análise da cortina de estacas teve por base 3 modelos de cálculo distintos, os quais permitiram refletir os cenários em que a parede apresenta 1, 2 ou 3 níveis de travamento, conforme se apresenta na Figura 6.

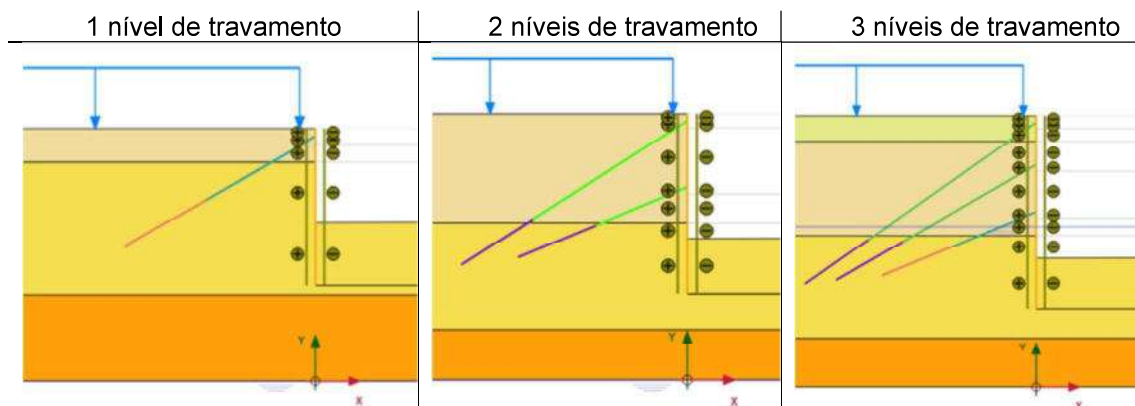
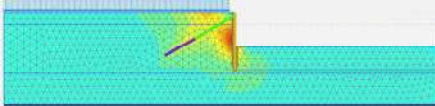
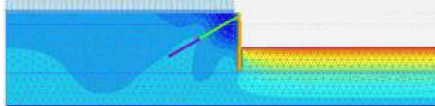
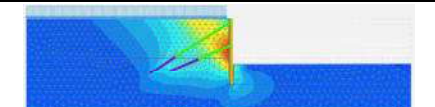
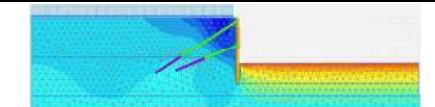
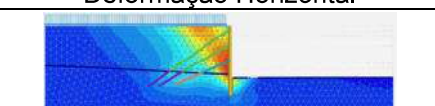
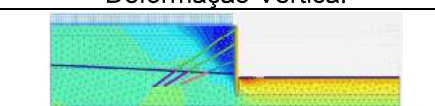


Figura 6 – Modelo PLAXIS 2D para análise da estrutura da “cortina de estacas espaçadas” para os diferentes níveis de travamento.

Com base nesta análise, avaliaram-se os principais parâmetros de dimensionamento da estrutura de contenção, nomeadamente esforços e deformações, estados de tensão e a estabilidade do maciço a conter, bem como ainda estimar os incrementos de deformação em estruturas e infraestruturas vizinhas à escavação. Na Tabela 2, apresentam-se alguns resultados da modelação desenvolvida, em termos de deslocamentos, sendo as deformações horizontais máximas estimadas de aproximadamente 4 mm, 6,6 mm e 16,5 mm para as soluções de 1, 2 e 3 níveis de travamento, respetivamente.

Tabela 2 – Deformações estimadas para a solução de contenção em “Cortina de Estacas Espaçadas”.

Secção	Deformação Horizontal	Deformação Vertical
Zona com 1 nível de travamento	 <p><b>Total displacements <math>u_x</math> (scaled up 500 times)</b> Maximum value = <math>3,948 \cdot 10^{-3}</math> m (Element 462 at Node 7829) Minimum value = <math>-2,313 \cdot 10^{-3}</math> m (Element 215 at Node 7709)</p>	 <p><b>Total displacements <math>u_y</math> (scaled up 200 times)</b> Maximum value = <math>7,153 \cdot 10^{-3}</math> m (Element 1090 at Node 7432) Minimum value = <math>-2,322 \cdot 10^{-3}</math> m (Element 107 at Node 8238)</p>
Zona com 2 níveis de travamento	 <p><b>Total displacements <math>u_x</math> (scaled up 500 times)</b> Maximum value = <math>6,550 \cdot 10^{-3}</math> m (Element 644 at Node 5...) Minimum value = <math>-0,5375 \cdot 10^{-3}</math> m (Element 1026 at Node ...)</p>	 <p><b>Total displacements <math>u_y</math> (scaled up 200 times)</b> Maximum value = <math>9,654 \cdot 10^{-3}</math> m (Element 1337 at Node 9059) Minimum value = <math>-4,286 \cdot 10^{-3}</math> m (Element 530 at Node 11492)</p>
Zona com 3 níveis de travamento	 <p><b>Total displacements <math>u_x</math> (scaled up 200 times)</b> Maximum value = 0,01648 m (Element 715 at Node 105...) Minimum value = <math>-0,04394 \cdot 10^{-3}</math> m (Element 1457 at Node ...)</p>	 <p><b>Total displacements <math>u_y</math> (scaled up 50,0 times)</b> Maximum value = 0,01769 m (Element 1439 at Node 9991) Minimum value = -0,01474 m (Element 178 at Node 11274)</p>

## 5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Tendo por base o enquadramento da obra, e conforme prática corrente neste tipo de intervenções, foi definido um Plano de Instrumentação e Observação (PIO), com o objetivo de gestão do risco associado à realização dos trabalhos de escavação e contenção periférica. No enquadramento descrito, e procurando definir secções de instrumentação, recorreu-se a 30 tiltmeters e 10 células de carga, 62 alvos topográficos, distribuídos pelos vários alçados da contenção periférica, a 4 piezómetros e 4 inclinómetros, um por cada alçado. Devido a proximidade a linha ferroviária da IP, foi também definido um PIO para monitorização dos carris das linhas ferroviárias com recurso 6 marcas topográficas. Na Figura 7 apresenta-se esquematicamente a localização e distribuição dos dispositivos de instrumentação preconizados.

Com base na modelação realizada através do programa de elementos finitos citado, foram definidos os critérios de alerta e alarme para todos os aparelhos, tendo-se considerado para o critério de alerta um deslocamento máximo de 25 mm na direção horizontal e 10 mm no sentido vertical, e para o critério de alarme considerou-se um deslocamento máximo de 35 mm na direção horizontal e 15mm na direção vertical. Para a eventualidade dos critérios serem ultrapassado, foram definidas medidas de reforço, tais como a execução de travamentos adicionais, tratamento ou drenagem dos terrenos a conter e realização parcial das intervenções ao abrigo do método invertido (Tomásio e Pinto, 2019).

Durante evolução da obra, verificou-se que, de modo geral, as leituras obtidas se mantiveram abaixo dos critérios de alerta e alarme definidos em projeto. Na figura 8 seguinte apresentam-se os resultados mais notáveis obtidos nos inclinómetros, registando valores de deslocamento horizontal máximo da ordem dos 12 mm, valor inferior ao limite de alerta.

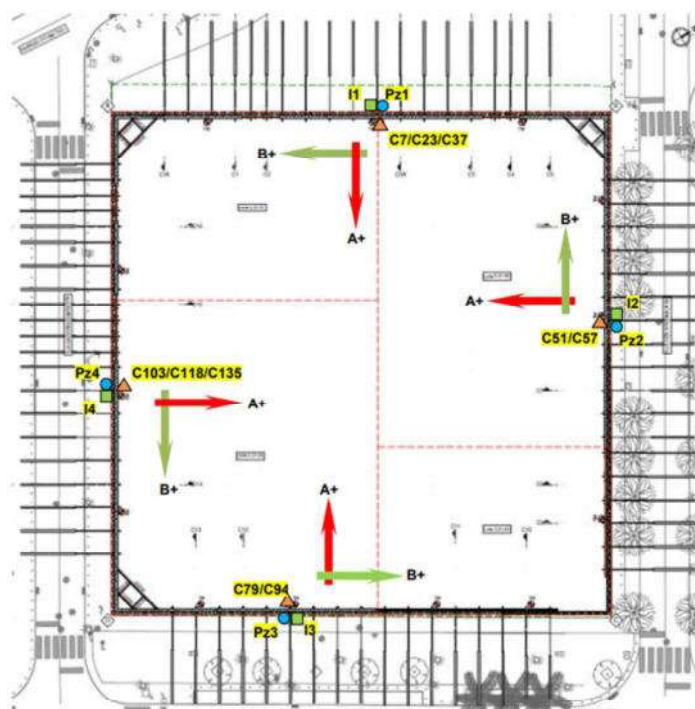


Figura 7 - Planta de instrumentação

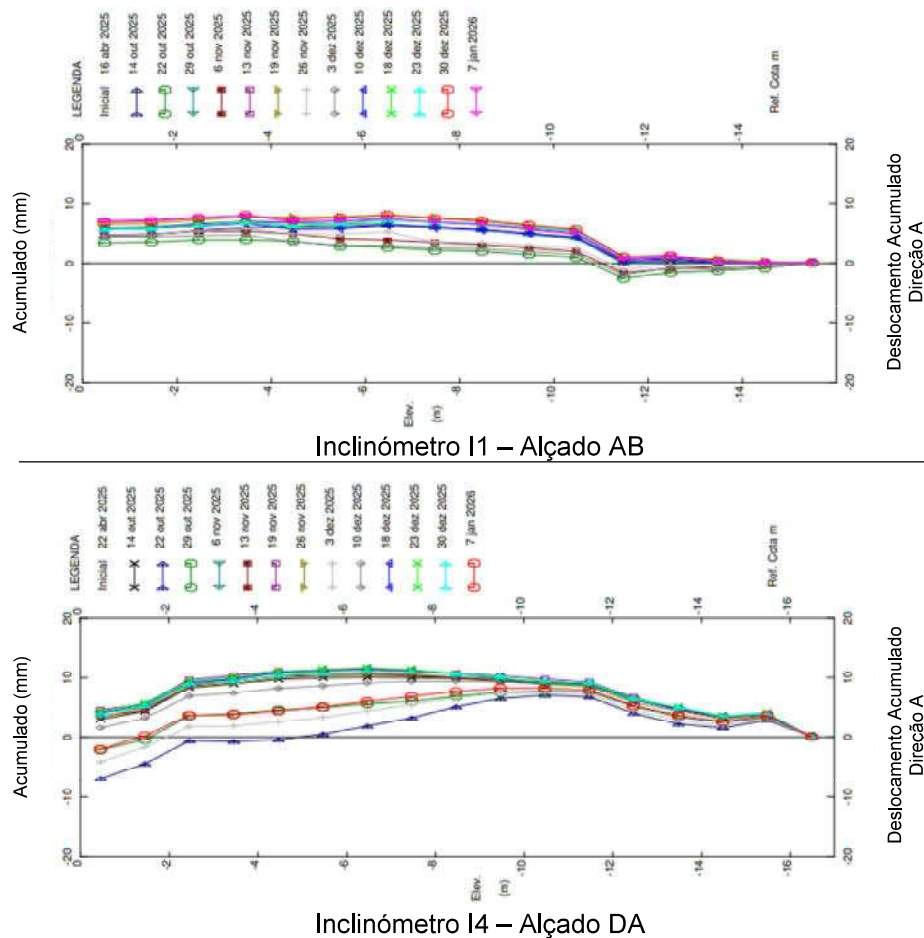


Figura 8 - Resultados mais notáveis da instrumentação.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No âmbito do presente artigo foi possível demonstrar a eficiência, do ponto de vista técnico, da aplicação de soluções de contenção periférica constituídas por cortinas de estacas moldadas em betão armado, espaçadas entre si, travadas por diferentes elementos construtivos. O enquadramento da obra descrita determinou a necessidade de desenvolver soluções seguras e economicamente otimizadas. Na Figura 9 é apresentada a obra na fase final dos trabalhos de escavação.

Regista-se como desafio a solicitação por parte do Dono de Obra na procura da solução mais otimizada, o que no início da empreitada conduziu a um estudo conjunto com o empreiteiro que resultou numa redução de quantidade de ancoragens, embora com conseqüente ligeiro aumento da taxa de armadura das estacas e vigas de distribuição. Contudo, o balanço global das alterações introduzidas no projeto resultou numa compensação económica favorável tendo sido possível alcançar os objetivos estabelecidos.



Figura 9 – Vista da obra em fase final dos trabalhos de escavação.

Por último, volta-se a sublinhar a importância do Plano de Instrumentação e Observação na gestão do comportamento da contenção periférica e das estruturas e infraestruturas vizinhas, confirmando-se como uma ferramenta indispensável numa obra em meio urbano, com as características da presente. O acompanhamento do comportamento da contenção periférica permitiu verificar a boa concordância entre os resultados analíticos e os observados. Estes resultados reforçaram a importância de uma abordagem integrada entre conceção, execução faseada e monitorização em obras de escavação profunda em meio urbano consolidado.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa Kronos, Dono de Obra, a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Agradece-se igualmente à empresa RODIO, empreiteiro de geotecnia, e à FICOPE, equipa de fiscalização.

## REFERÊNCIAS

- Bustamante, M. e Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Ministère de L'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris. n°140, pp.75-92
- Silva, J., Carvalho, N., Braz, I. e Pinto, A. (2023). Deep Excavation Solutions In An Urban Environment - Distrikt Residential Project, Lisbon. 18th National Congress on Geotechnics. Portuguese Geotechnical Society, Lisbon, Portugal.
- Carvalho, C. e Pinto, A. (2019). AR53 – Ground Improvement and Earth Retaining Solutions in Lisbon Downtown. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Reykjavik, Iceland. Discussion Section D3-6 (Preservation of Historic Sites). ISBN 978-9935-9436-1-3.
- Tomásio, R. e Pinto, A. (2019). Retaining Wall Solutions for Underground Extension of Hospital da Luz in Lisbon – Portugal. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Reykjavik, Iceland. Discussion Section D5-5 (Soil Structure). ISBN 978-9935-9436-1-3

## **ESCAVAÇÃO, CONTENÇÃO PERIFÉRICA E RECALÇAMENTO DE FACHADA DE UM EDIFÍCIO NO ESTORIL – CASCAIS**

### **EXCAVATION, EARTH RETAINING SOLUTIONS AND FACADES UNDERPINNING OF A HISTORIC BUILDING IN ESTORIL, PORTUGAL - CASCAIS**

Silva, Joana, *JETSj Geotecnia, Lda., Lisboa, Portugal, jsilva@jetsj.com\**

Martins, Carlos, *JETSj Geotecnia, Lda., Lisboa, Portugal, cmartins@jetsj.com*

Pinto, Alexandre, *JETSj Geotecnia, Lda., Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com*

*\*autor para correspondência*

#### **RESUMO**

O presente artigo tem como objetivo apresentar as soluções adotadas para a escavação, contenção periférica e recalçamento das fachadas centenárias de um futuro edifício residencial, localizado no Estoril, em Cascais, Portugal. Numa primeira fase, de forma a preservar as fachadas do edifício, foi instalado um sistema estrutural temporário que permitiu assegurar o travamento adequado, através da execução de vigas de distribuição metálicas horizontais e torres metálicas, fundadas indiretamente em microestacas. Numa segunda fase, para o recalçamento das fachadas previu-se a execução de duas vigas de recalçamento, solidarizadas por varões pré-esforçados, igualmente apoiadas em microestacas verticais. Para a execução do piso enterrado, foi necessária a realização de uma escavação com uma profundidade máxima de 9 m abaixo das fundações originais do edifício, recorrendo à tecnologia de contenção do tipo Berlim Definitivo, travada horizontalmente por escoras metálicas de canto, tirantes e ancoragens provisórias. Esta solução permitiu garantir a compatibilidade estrutural entre as soluções de recalçamento e de contenção das fachadas. Por último, destaca-se o plano de instrumentação e observação implementado na estrutura de contenção periférica e nas fachadas, incluindo a análise detalhada dos resultados obtidos e a respetiva comparação com os valores estimados em fase de projeto.

#### **ABSTRACT**

This paper aims to present the solutions for excavation, peripheral earth retaining walls and centenary facades underpinning of a future residential building, located in Estoril, Cascais, Portugal. Firstly, to preserve the building's facades, a temporary structural system was installed, allowing the facades bracing, ensured by the execution of horizontal steel distribution beams and vertical steel frames, founded on vertical micropiles. Secondly, the facades were underpinned through the execution of two twin underpinning beams, connected by pre-stressed bars, founded also on vertical micropiles. For the execution of the underground floor, it was necessary to excavate a maximum of 9 m under the original building's foundations, using the king post walls earth retaining technique braced horizontally by steel props, tie rods and temporary pre-stressed ground anchors, ensuring the compatibility of the underpinning and the retaining facades solutions. Lastly, the monitoring and observation of the peripheral retaining structure and facades is also pointed out, encompassing detailed analyses and comparisons with the initially estimated values from the design phase.

## 1. INTRODUÇÃO

O presente artigo descreve as soluções adotadas para a contenção e recalçamento de fachadas antigas e para a escavação e contenção periférica para a execução da cave do edifício residencial a construir.

No interior do lote a intervir, existia um edifício devoluto cujas fachadas principais foram, na sua generalidade, preservadas. As paredes exteriores eram compostas por alvenaria de pedra ordinária com espessura de aproximadamente 0,80 m na base, com redução em altura. Na sua generalidade, as fachadas apresentavam um estado de degradação considerável, nomeadamente na fachada Sul, havendo a possibilidade da ocorrência de alguns colapsos parciais em algumas paredes. O edifício em referência localiza-se na Avenida Senhora Monte da Saúde e apresenta uma área em planta de, aproximadamente, 670 m<sup>2</sup>, sendo composto por um piso enterrado, um piso térreo, três pisos elevados e uma cobertura inclinada. A área de intervenção na qual o edifício se enquadra apresenta cerca de 1446 m<sup>2</sup>. Na Figura 1 é possível observar uma vista aérea do local de intervenção, antes do início dos trabalhos.



Figura 1 – Vista aérea do local de intervenção

## 2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

### 2.1. Condicionamentos geológicos e geotécnicos

A caracterização do comportamento geotécnico dos terrenos presentes no local foi efetuada com base numa campanha de prospeção geotécnica que incluiu a execução de 2 sondagens mecânicas, acompanhadas de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) e da recolha de amostras para classificação macroscópica. Num dos furos de sondagem, procedeu-se à instalação de um tubo piezométrico para monitorizar a posição do nível freático.

Com base nos resultados obtidos, o enquadramento geológico do local é caracterizado, à superfície, pela presença de depósitos de aterro ( $A_t$ ), constituídos por blocos rochosos e areias argilosas, com uma espessura média de 1,0 m. Estes depósitos sobrepõem-se às denominadas "Camadas de Almargem", de idade Cretácico, correspondentes às formações de "Arenitos, argilas e dolomitos" ( $C^1_{Ba}$ ) e de "Calcários com Orbitolina" ( $C^1_A$ ).

Os registos das sondagens evidenciam a presença de argilas e argilas arenosas (ZG2A -  $C^1_{Ba}$ ), com espessuras variáveis entre 7,50 m e 10,50 m e valores de  $N_{SPT}$  compreendidos entre 15 e 41 pancadas. Subjacente a esta camada, são identificadas areias finas argilosas a argilas arenosas (ZG2B -  $C^1_{Ba}$ ) com espessuras variáveis entre 7,5 m a 12,0 m e valores  $N_{SPT}$  compreendidos entre 23 e 46 pancadas. O estrato inferior é constituído por calcários muito a medianamente alterados e fraturados (ZG2C -  $C^1_A$ ), intercalados com arenitos de grão fino, apresentando valores do índice RQD (*Rock Quality Designation*) compreendidos entre 32% e 49%. Os calcários foram intercetados a profundidades de 10,0 m e 11,8 m.

Do ponto de vista hidrogeológico, os dados obtidos indicam que o nível freático se encontra abaixo da cota do fundo de escavação considerada, não se prevendo interferências no regime hidrogeológico local.

## 2.2. Condicionamentos relativos às condições de vizinhança

A área de escavação insere-se numa zona urbanizada, encontrando-se delimitada em toda a sua envolvência por edifícios e arruamentos. A Oeste, confronta com a Avenida Senhora Monte da Saúde, a Norte, com dois edifícios vizinhos de dois e três pisos elevados, sem caves enterradas, a Sul, com um logradouro e um anexo do lote vizinho e, a Este, com uma Igreja de um piso elevado, sem caves enterradas. Adicionalmente, destaca-se a presença de muros meeiros ao longo dos limites do lote e a proximidade de um muro existente, localizado no interior do lote, aos muros de suporte da solução proposta, no tardo da fachada a preservar. A Figura 2 apresenta os principais limites do recinto de escavação.



Figura 2 – Vista aérea do recinto de escavação

### 3. SOLUÇÕES ADOTADAS

#### 3.1. Estruturas de contenção e recalçamento de fachada

Atendendo ao elevado grau de deterioração das fachadas, em particular da fachada Sul, e à necessidade da demolição parcial da mesma, definiu-se que previamente aos trabalhos de contenção das fachadas, deveria proceder-se ao tratamento geral das fendas existentes através da injeção de caldas à base de cal hidráulica. Posteriormente, foram instaladas cantoneiras metálicas nos cunhais das fachadas a preservar, bem como 3 níveis de tirantes de aço galvanizado Ø26 mm, devidamente tensionados, de modo a maximizar a segurança dos trabalhos de contenção (ver Figura 3).

A estrutura de contenção da fachada foi constituída por vigas de distribuição metálicas, cujo principal objetivo consistiu na uniformização das cargas horizontais atuantes sobre a parede e na sua transferência para os 8 pórticos de contraventamento, nomeadamente as ações resultantes do vento. As vigas de distribuição foram materializadas por perfis HEB 180 e UPN 260, enquanto os pórticos de contraventamento foram materializados por treliças metálicas, constituídas por montantes metálicos HEB240, contraventados através de travessas metálicas HEB 200 e de cantoneiras na diagonal LNP 150x150x10.

De modo a proporcionar uma fundação com rigidez e capacidade resistente adequadas aos pórticos da estrutura de contenção, nomeadamente face aos esforços de tração e corte a que os mesmos estavam sujeitos, foram executados maciços de betão armado fundados indiretamente em microestacas. As microestacas foram materializadas por perfis N80 Ø139,7x10mm com uniões exteriores entre troços e seladas através do sistema de injeção repetida e seletiva (IRS), no terreno competente e geologicamente estável, com valores de  $N_{SPT}$  superiores a 60 pancadas.

Para o recalçamento das fachadas, foi previsto um sistema constituído por duas fiadas de microestacas, uma localizada pelo exterior e outra pelo interior da fachada existente, solidarizadas através de duas vigas de recalçamento, ligadas entre si por varões pré-esforçados do tipo GEWI. Na Figura 4 apresenta-se a solução de recalçamento de fachada adotada.



Figura 3 – Trabalhos prévios de estabilização e confinamento das fachadas



Figura 4 – Estruturas de contenção e recalçamento das fachadas existentes

Complementarmente, atendendo ao elevado grau de deterioração das fachadas, tornou-se necessária a implementação de medidas de reforço, de modo a garantir a sua capacidade resistente e as condições de segurança necessárias para a execução dos trabalhos subsequentes. Nesse âmbito, foi executada uma lâmina de reforço com 8 cm de espessura pelo interior, constituída por uma malha de armaduras  $\varnothing 10//0,10$ , por ferrolhos  $\varnothing 12//0,40$  dispostos em quincôncio, devidamente aferrolhados à fachada de alvenaria, e pela posterior aplicação de betão projetado (Figura 5). Após a conclusão dos trabalhos de contenção e de recalçamento das fachadas, iniciaram-se os trabalhos de escavação e de contenção periférica.



Figura 5 – Reforço das paredes de alvenaria de pedra com malha de armadura e betão projetado

### 3.2. Escavação e contenção periférica

A escavação e a estrutura de contenção periférica foram executadas de acordo com a tecnologia "Berlim Definitivo", assegurando-se, em todas as fases, a sua compatibilização com os trabalhos de contenção e de recalçamento das fachadas. Este tipo de solução, consistiu na execução faseada, de cima para baixo, de painéis de betão armado, iniciando-se pela construção dos painéis primários, seguindo-se os painéis secundários e, por último, os painéis terciários. Os painéis foram travados horizontalmente através de elementos provisórios, nomeadamente escoras metálicas de canto, tirantes e ancoragens provisórias, encontrando-se apoiados verticalmente em microestacas.

Os escoramentos foram materializados por perfis metálicos HEB 180 e HEB 220, travados por perfis HEB 120, em aço da classe S275 JR. Nos cantos convexos, a resistência aos impulsos do terreno foi assegurada através da utilização de varões pré-esforçados do tipo GEWI. As ancoragens a executar foram constituídas por 4 cordões de 0,60", com uma carga de pré-esforço útil de 450 KN, e seladas em formações competentes e geologicamente estáveis (com valores de  $N_{SPT}$  superiores a 30 pancadas), recorrendo ao sistema de injeção IRS, com utilização de obturador duplo e válvulas antirretorno. Com o objetivo de evitar a interseção destes elementos com infraestruturas existentes, bem como de garantir a execução do bolbo de selagem em terrenos competentes, foram adotadas inclinações de 30,0° e de 35,0°, diâmetros de furação superiores a 200 mm e comprimentos mínimos de selagem de 4,0 m.

As microestacas verticais tiveram como principal função suportar as cargas verticais a que a contenção estava sujeita, em particular o peso próprio e a componente vertical das ancoragens. Estes elementos foram materializados por perfis tubulares N80 Ø139,7 x10 mm, com uniões exteriores, em aço de alta resistência ( $f_{syd}$  superior a 560 MPa), colocados no interior de furos de 200 mm de diâmetro e selados com recurso ao sistema de injeção IRS. As microestacas foram solidarizadas no topo por uma viga de coroamento, e ficaram em geral embebidas na parede de contenção, com 0,30 m de espessura. Na Figura 6 apresenta-se a solução de escavação e contenção periférica definida.

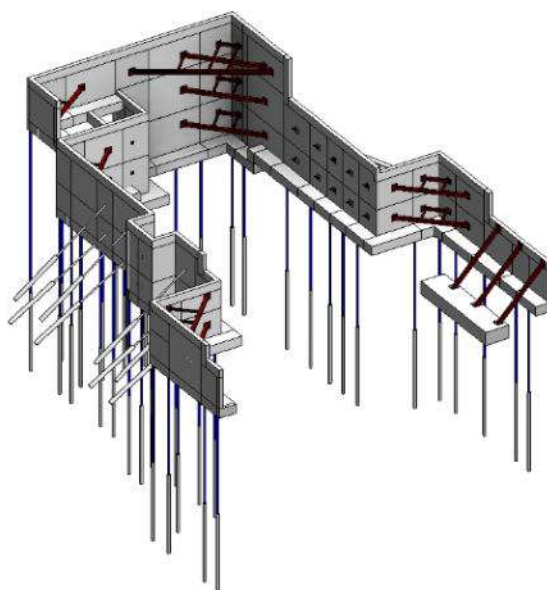


Figura 6 – Solução de escavação e contenção periférica do tipo "Berlim Definitivo" (Modelo BIM no programa Autodesk Revit)

## 4. DIMENSIONAMENTO

### 4.1. Estruturas de contenção e recalçamento de fachada

O comportamento da estrutura de contenção da fachada foi analisado em termos de esforços, reações e de deformações, recorrendo a um modelo de elementos finitos desenvolvidos no programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* (Figura 7). Neste modelo foi possível simular a ação do vento, a ação mais condicionante para este estudo. O sistema de travamento das fachadas foi modelado através de elementos do tipo *members*, com as respetivas propriedades mecânicas e as microestacas verticais foram representadas como apoios fixos.

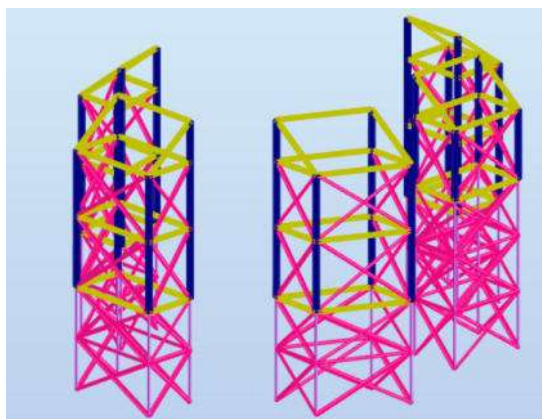


Figura 7 – Modelo da estrutura de contenção das fachadas (programa Autodesk Robot)

### 4.2. Escavação e contenção periférica

O comportamento da estrutura de contenção periférica foi analisado, em termos de esforços, deformações, estados de tensão e estabilidade dos terrenos a conter, para as principais fases construtivas, recorrendo ao programa de elementos finitos PLAXIS 2D. Para a modelação do comportamento do terreno, foi adotado um modelo constitutivo do tipo *Hardening Soil*, que considera uma relação constitutiva não linear e a variação da rigidez do solo em função do estado de tensão aplicado. Para efeitos da modelação dos terrenos, foram utilizados os parâmetros geotécnicos apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 – Parâmetros geomecânicos

Tipo de solo	ZG1	ZG2A	ZG2B	ZG2C
N <sub>SPT</sub>	< 10	15-41	23-46	> 60
Y [KN/m <sup>3</sup> ]	19	20	20	21
Φ [°]	25	-	35	35
c [KPa]	-	90	1	5
E <sub>50</sub> <sup>ref</sup> [MPa]	7,5	30	50	180
E <sub>ur</sub> <sup>ref</sup> [MPa]	22,5	90	150	540
m [-]	0,5	0,7	0,9	1

Tipo de solo: ZG<sub>1</sub> – Depósitos de aterro; ZG<sub>2A</sub> – Argilas e argilas arenosas; ZG<sub>2B</sub> – Areias finas argilosas a argilas arenosas; ZG<sub>2C</sub> – Calcários intercalados com arenito de grão fino.

Parâmetros do solo: γ - peso volúmico; Ø – ângulo de atrito; c – coesão efetiva; E<sub>50</sub><sup>ref</sup> - módulo de deformabilidade secante correspondente a 50% da tensão de rotura definido para a tensão de referência (p<sub>ref</sub>=100kPa); E<sub>ur</sub><sup>ref</sup> - módulo de deformabilidade de referência para ciclos de descarga-recarga para a tensão de referência (p<sub>ref</sub>=100kPa); m - potência que relaciona o nível de tensão e a deformabilidade do solo.

As paredes de contenção e as microestacas foram modeladas através de elementos do tipo *plate*, com comportamento elástico. As zonas correspondentes ao comprimento livre e aos bolbos de selagem das microestacas situadas abaixo do fundo de escavação, foram modelados como elementos do tipo *embedded beam row*. As ancoragens provisórias e os respetivos bolbos de selagem foram representados por elementos do tipo *node-to-node anchor* e *embedded beam row*, respetivamente. Os tirantes de aço foram modelados através de *anchors*, com rigidez equivalente à do sistema de contraventamento definido.

Os bolbos de selagem das microestacas e ancoragens provisórias foram dimensionados segundo a metodologia de Bustamante e Doix (1985). A Figura 8 apresenta os deslocamentos obtidos nos modelos desenvolvidos.

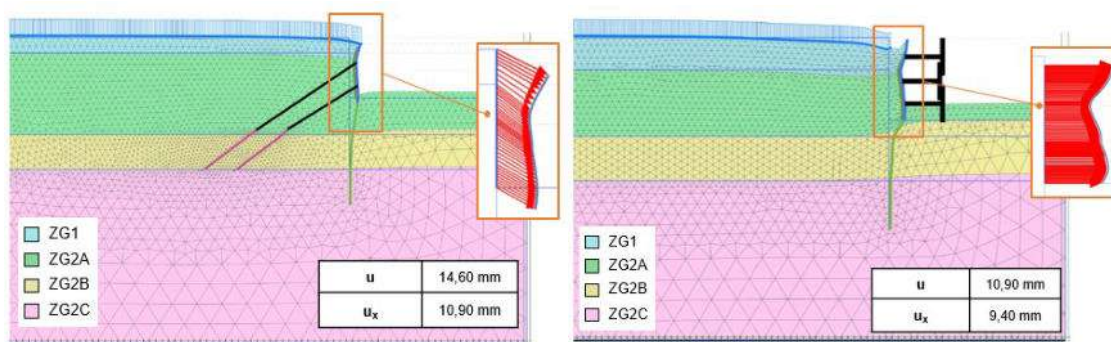


Figura 8 – Deslocamentos totais (u) e horizontais (u<sub>x</sub>) estimados no final da escavação - muros de berlim definitivos travados por 2 níveis de ancoragens provisórias (esquerda) e 3 níveis de escoramentos metálicos (direita)

Os deslocamentos limites considerados correspondem a uma razão máxima de  $L/500$ , em que L corresponde à altura de escavação. O deslocamento horizontal máximo estimado para as paredes de contenção travadas por 2 níveis de ancoragens pré-esforçadas foi de 10,90 mm, para uma altura total de escavação de 5,90 m ( $L/540$ ), cumprindo os critérios de ELS. No cenário em que a estrutura de contenção é travada por 3 níveis de escoras metálicas, para uma altura total de escavação de 8,20 m, o deslocamento horizontal máximo estimado foi de 9,40 mm ( $L/870$ ), igualmente em conformidade com os requisitos do ELS.

## 5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

O Plano de Instrumentação e Observação (PIO) teve como principal objetivo garantir a execução segura dos trabalhos de demolição, contenção e recalçamento das fachadas, bem como de contenção periférica, permitindo a análise do comportamento das estruturas e das infraestruturas vizinhas durante a execução da obra.

Numa primeira fase, para o controlo de deslocamentos, rotações e medição de abertura de fendas nas paredes de alvenaria, durante a fase de demolição e de reforço das estruturas existentes a manter, implementou-se um sistema maioritariamente automatizado de monitorização, ao longo de 2 meses de obra.

De acordo com o previsto no PIO, parte do sistema de leituras e aquisição de dados de campo funcionava de forma automatizada, com leituras registadas a cada hora. Foram instalados sensores que permitiram a aquisição e transmissão dos dados

necessários em tempo real para uma plataforma web sem fios (*wireless*). Na Figura 9 apresenta-se a aplicação do sistema de monitorização web.

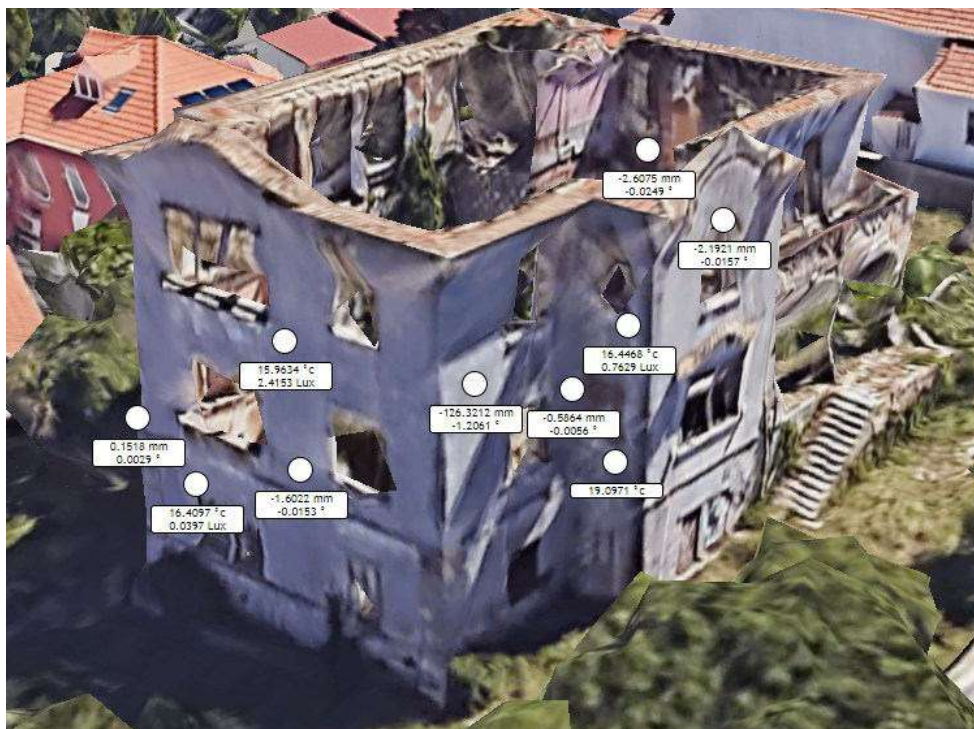


Figura 9 – Sistema *Webmonitoring*– leituras automatizadas de tiltmeters e fissurómetros

A utilização deste sistema automatizado permitiu um controlo mais rigoroso e sistemático do comportamento das estruturas mais sensíveis, como também permitiu adaptar o sistema construtivo das novas estruturas, possibilitando ganhos de produtividade.

O PIO implementado na fachada existente foi constituído pelos seguintes sensores/instrumentos, alguns dos quais automatizados:

- 12 tiltmeters triaxiais, para medição automatizada de rotações e cordas das fachadas a preservar das estruturas e infraestruturas vizinhas;
- 4 fissurómetros de corda vibrante (strain gauges), para medição automatizada de abertura de fendas;
- 40 fissurómetros de leitura manual, para medição de abertura de fendas;
- 2 Gateways, que corresponde ao sistema de recolha e de envio de dados automatizado em rede 3G;
- 2 painéis solares, para alimentação energética do Gateway.

Numa segunda fase, para os trabalhos de escavação e contenção periférica, estava prevista a instalação dos seguintes instrumentos:

- 8 tiltmeters triaxiais colocados nas paredes de contenção, para medição de rotações e cordas;
- 4 células de carga elétricas para medição das cargas instaladas nas ancoragens executadas;
- 1 inclinómetro para medição dos deslocamentos horizontais e verticais das paredes de contenção;
- 1 piezómetro para medição do nível de água no interior do maciço a conter.

Com base na modelação realizada, foram definidos os critérios de alerta e de alarme para todos os equipamentos e para todas as estruturas monitorizadas.

Face ao exposto, e considerando que os trabalhos de escavação se encontram concluídos à data de redação do presente artigo, a fachada existente e a estrutura de contenção periférica apresentaram deformações reais inferiores às estimadas em projeto e um comportamento estável durante a execução dos trabalhos de demolição e de escavação. Por conseguinte, os resultados da instrumentação permitiram comprovar a adequabilidade das soluções implementadas, bem como a validade dos parâmetros geomecânicos considerados nos modelos de cálculo.

## **6. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

No âmbito do presente artigo foi possível demonstrar a eficiência, do ponto de vista técnico e construtivo, da realização de trabalhos de escavação e contenção periférica para a execução de estruturas enterradas sob um edifício existente, assegurando simultaneamente a preservação das fachadas centenárias, sem comprometer a segurança da obra e das construções vizinhas.

Este tipo de intervenção acarreta incertezas relevantes, quer ao nível do comportamento geotécnico dos terrenos interessados, quer ao nível do comportamento estrutural de fachadas existentes. Torna-se, por isso, fundamental que que todas as soluções definidas em fase de projeto, estejam devidamente articuladas entre si e que o faseamento construtivo seja cuidadosamente compatibilizado, de modo a assegurar um desempenho global controlado da intervenção.

A adoção de uma solução de contenção periférica do tipo Berlim Definitivo revelou-se particularmente adequada às condicionantes específicas da obra, nomeadamente devido à presença de uma malha complexa de microestacas verticais, de apoio das torres metálicas e das vigas de recalçamento das fachadas. A execução das ancoragens dos painéis encontrava-se condicionada pelo reduzido afastamento entre microestacas, o que obrigou à utilização de equipamentos de pequena dimensão. Esta solução permitiu recorrer a equipamentos de elevada versatilidade, adequados a espaços condicionados. Por outro lado, esta tecnologia possibilitou a execução de paredes definitivas em simultâneo com o avanço da escavação, contribuindo para a otimização do processo construtivo.

Destaque-se igualmente a importância do Plano de Instrumentação e Observação, que assumiu um papel determinante na validação contínua dos pressupostos de dimensionamento adotados. Os resultados obtidos permitiram concluir que a estrutura de contenção periférica evidenciou deformações reais inferiores às estimadas em projeto e um comportamento estável durante a execução dos trabalhos de escavação.

## **AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem à empresa Pret Investimentos, Dono de Obra, a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Destacam-se ainda o facto dos trabalhos de escavação, contenção periférica e recalçamento de fachada terem sido realizados pelas empresas Engcon e Geosol.

## REFERÊNCIAS

Bustamante M., Doix B. (1985). *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*. Bull. liaison Labo. P. & Ch. 140, nov.-déc., pp.75-91, 1985.1996, pp.543-550, Balkema/Rotterdam/Brookfield (em Françês).

**SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA  
PARA CONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIO NA AVENIDA DE BERNA,  
LISBOA**

**EXCAVATION AND RETAINING WALL SOLUTIONS FOR  
BUILDING CONSTRUCTION ON AVENIDA DE BERNA, LISBON**

Guimarães, Anderson, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal, aguimaraes@jetsj.com\**

Marques, Pedro, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal, pmarques@jetsj.com*

Martins, Carlos, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal, cmartins@jetsj.com*

Tomásio, Rui, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal, rtomasio@jetsj.com*

*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

O artigo apresenta a solução de escavação e contenção periférica desenvolvida para a construção de um edifício habitacional localizado na Avenida de Berna, em Lisboa, composto por quatro pisos enterrados, piso térreo, oito pisos elevados e cobertura, inserido numa zona urbana densamente edificada, sendo que no alçado poente, o edifício ligará ao edifício existente vizinho. A escolha da solução considerou os condicionamentos locais, nomeadamente a prospeção geológica-geotécnica que identificou solos de natureza aluvionar e arenosa nas camadas superficiais, com espessura de aproximadamente 5,0m, sobre uma camada constituída pelas Argilas dos Prazeres. Previu-se o tratamento dos solos superficiais através de colunas de calda de cimento, garantindo o controlo da descompressão durante a escavação, ajustando-se a inclinação das colunas em função das infraestruturas adjacentes. Para a contenção periférica, adotou-se uma parede do tipo “Berlim Definitivo”, apoiada em microestacas tubulares e travada por bandas de laje, solução que minimiza restrições de espaço e permite a integração com a estrutura definitiva do edifício. O dimensionamento e a verificação da segurança foram apoiados por modelação numérica em Plaxis 2D e SAP2000. Por fim, foi adotado um plano de instrumentação e observação para garantir a preservação e o comportamento adequado da contenção e estruturas vizinhas.

**ABSTRACT**

The article presents the excavation and a retaining wall solution developed for the construction of a residential building located on Avenida de Berna, in Lisbon. The building comprises four basements, a ground floor, eight above-ground floors, and a roof, and is set in a densely built urban area; on the western elevation, the new building will connect to an existing neighboring building. The selected solution took into account local constraints, namely the geological and geotechnical investigation, which identified alluvial and sandy soils in the superficial layers, with an approximate thickness of 5.0 m, overlying a layer composed of the Prazeres Clays. Ground improvement of the superficial soils was carried out using cement grout columns, ensuring control of decompression during excavation, with the inclination of the columns adjusted according to adjacent infrastructures. For the perimeter retention, a “Permanent Berlin-type wall” was adopted, supported by tubular micropiles and braced by slab bands, a solution that minimizes space constraints and allows integration with the permanent structure of the building. The design and safety verification were supported by numerical modeling using

Plaxis 2D and SAP2000. Finally, an instrumentation and observational plan was adopted to ensure the preservation and adequate behavior of the retaining system and neighboring structures.

## 1. INTRODUÇÃO

O presente artigo descreve as soluções de escavação e contenção periférica desenvolvidas para a construção de um edifício habitacional localizado na Avenida de Berna, n.º 8 e 8-A, em Lisboa. O lote de intervenção, com área aproximada de 380 m<sup>2</sup>, insere-se numa zona urbana densamente edificada e condicionada por edificações vizinhas, arruamentos e infraestruturas existentes. O novo edifício prevê a demolição integral da estrutura existente e a construção de quatro pisos enterrados, piso térreo, oito pisos elevados e cobertura, com ligação ao edifício vizinho poente.

A escavação, com altura máxima de cerca de 11m, foi executada integralmente em aterros e aluviões recentes, depositados sobre formações do Miocénico. A preservação da integridade das estruturas adjacentes e a gestão dos riscos geotécnicos e hidrogeológicos constituíram os principais desafios do projeto. Face às condicionantes, a solução adotada para a contenção periférica baseou-se na tecnologia do tipo “Berlim Definitivo”, complementada com tratamento prévio do terreno e travamento através de bandas de laje integradas na estrutura definitiva.

Importa referir que a aplicação de soluções análogas em contextos urbanos densos tem demonstrado resultados adequados. Martins et al. (2023), no âmbito da execução do edifício Camillo 25, descrevem condicionamentos, designadamente, a otimização de espaço e o controlo de descompressões de terrenos vizinhos, que são semelhantes à obra do presente artigo-

Na Figura 1 apresenta-se uma vista aérea do local de intervenção, obtida a partir do Google Earth, onde se identifica a implantação do lote e as principais confrontações.



Figura 1 - Vista Aérea do Local de Intervenção (Imagem retiradas do Google Earth)

## 2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

## 2.1. Condicionamentos Geológicos-Geotécnicos

A campanha de prospeção geotécnica, realizada pela empresa “tgeotecnia” em outubro de 2024, envolveu a execução de três sondagens mecânicas (S1, S2 e S3) com ensaios de penetração SPT. Os resultados permitiram identificar três zonas geotécnicas principais:

- ZG4 (Aluviões/Aterros): Camada superficial com espessura média de 5,0m, constituída por solos silto-argilosos heterogéneos, com valores de NSPT entre 6 e 27.
- ZG3 (Biocalcarenitos/Arenitos argilosos): Camada intermédia com comportamento resistente, NSPT  $\approx$  60.
- ZG2/ZG1 (Argilas dos Prazeres/Margas argilosas): Substrato miocénico, rijo a muito rijo, com valores de NSPT superiores a 60.

No Quadro 1 apresentam-se os parâmetros geomecânicos adotados para modelação.

Quadro 1 – Parâmetros Geomecânicos

Zona Geotécnica	Formação	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	c' (kPa)	Es (MPa)
ZG4	Aluviões/Aterros	17	27	1-10	10-20
ZG3	Biocalcarenitos	23	32	25	50-150
ZG2/ZG1	Argilas/Margas	20-22	-	50-60	60-300

O nível freático foi identificado entre as cotas +63,8 e +59,6 enquanto a escavação máxima prevista está aproximadamente na cota +58,0.

## 2.2. Condicionamentos de Vizinhança e Construtivos

O lote confronta a norte com um edifício de um piso elevado e logradouro, a nascente com um edifício habitacional com semi-cave, a poente com um edifício em betão armado de 4 caves+7 pisos (a ligar) e a sul com a Avenida de Berna. Foram impostas restrições de vibração, acesso, prazos e compatibilização com a estrutura existente a poente. A preservação de serviços enterrados e a minimização de impactos nas infraestruturas vizinhas foram também considerações fundamentais.

## 3. SOLUÇÕES PROPOSTAS E ADOTADAS

### 3.1. Tratamento Prévio do Terreno

Face às reduzidas características resistentes e deformáveis dos aterros e aluviões (ZG4), que se estendem ao longo dos primeiros 6 metros de escavação, preconizou-se um tratamento prévio do maciço. A solução adotada consistiu na execução de colunas de calda de cimento, injetadas a alta pressão no tardo da contenção, em toda a profundidade da camada de aterros e aluviões. Este tratamento teve como objetivos principais aumentar a coesão aparente do maciço, conferir uma maior homogeneidade ao comportamento do terreno e, sobretudo, controlar as descompressões durante as fases críticas de escavação e betonagem dos painéis. As colunas, com diâmetro nominal de 250 mm e espaçamento de 250 mm entre eixos (tangentes), foram executadas com diferentes inclinações a partir da cota de implantação. Esta disposição permitiu criar uma zona de terreno melhorado contínua atrás da parede, cobrindo toda a frente de escavação, enquanto a inclinação das colunas foi cuidadosamente ajustada para evitar interferências com as fundações e infraestruturas dos edifícios adjacentes.

### 3.2. Parede de Contenção Tipo “Berlim Definitivo”

No que diz respeito à solução de contenção periférica, atendendo aos condicionamentos de espaço, prazos e necessidade de integração com a estrutura definitiva, foi adotada uma solução do tipo “Berlim Definitivo”. Esta consistiu numa parede de betão armado com 0,30 m de espessura, executada de forma faseada, de cima para baixo, à medida que a escavação progride. A parede é materializada em painéis primários, secundários e terciários, garantindo a continuidade estrutural. O apoio vertical provisório foi assegurado por microestacas tubulares de aço N80 (API 5A) de secção  $\varnothing 139,7 \times 12,5$  mm, executadas previamente à escavação, tendo o seu dimensionamento sido realizado de acordo com o método proposto por Bustamante e Doix (1985). Estas microestacas, para além da função de fundação provisória, serão posteriormente integradas como fundação indireta da superestrutura, otimizando o projeto de fundações. Sempre que necessário a ligação entre os painéis de betão e as microestacas foi realizada através de cachorros metálicos soldados. A Figura 2 ilustra a solução com a parede de Berlim para os Alçados AB e BC, enquanto a Figura 3 ilustra o modelo tridimensional da solução desenvolvida em Revit, que permitiu uma coordenação eficaz com as restantes especialidades.

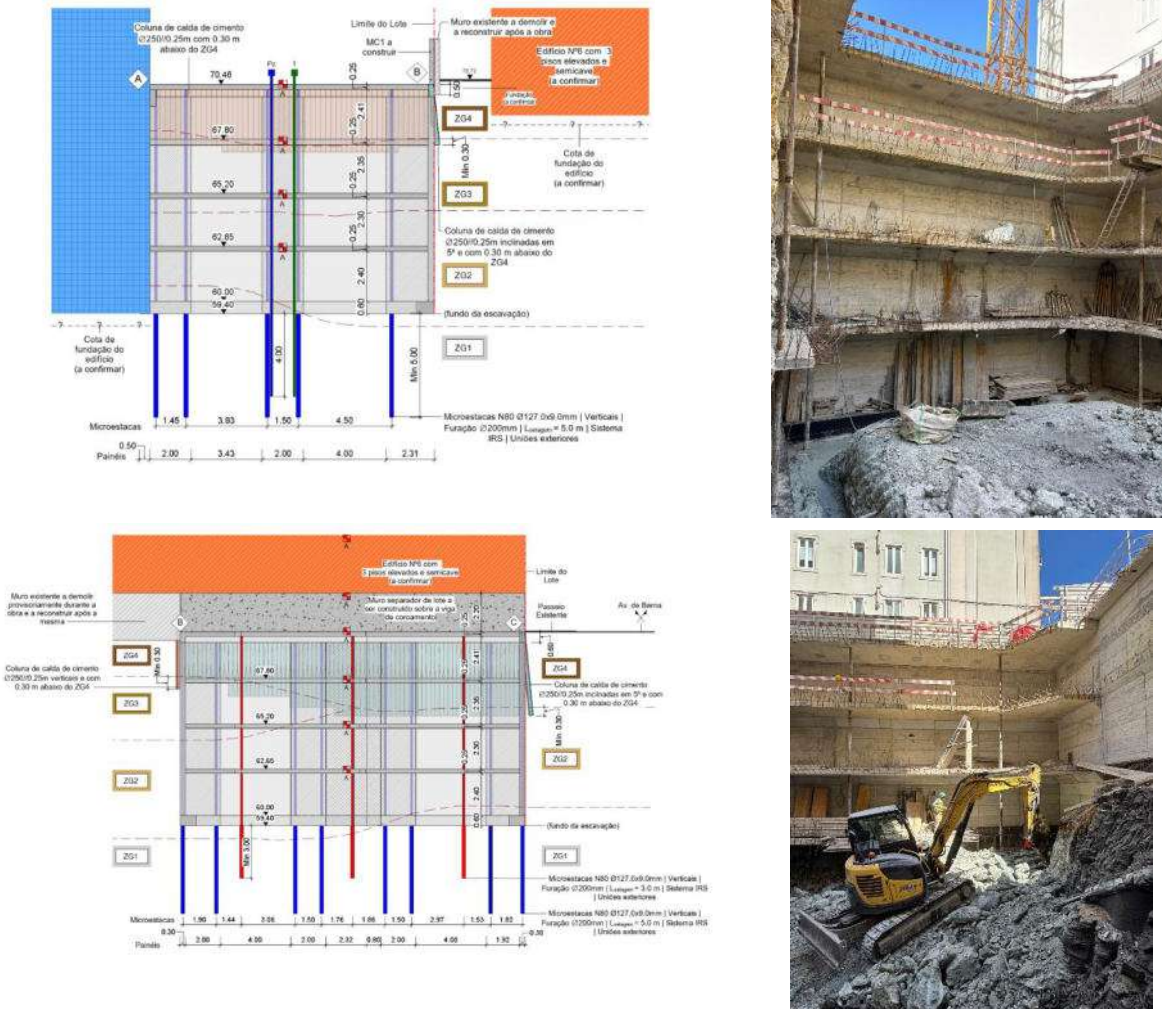


Figura 2 – Representação dos Alçados AB e BC Respetivamente com Envoltente Geotécnica e Solução Efetuados em Revit (à esquerda) e no Local da Obra em Abril de 2026 (à direita)

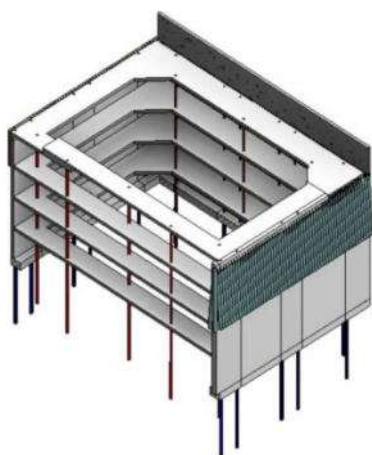


Figura 3 - Modelo da Contenção 3D Efetuado em Revit.

### 3.3. Sistema de Travamento por Bandas de Laje

Na fase provisória, o equilíbrio e o apoio horizontal da contenção face aos impulsos do terreno e sobrecargas foram garantidos pela execução de bandas de laje. Estes elementos correspondem à execução parcial das lajes definitivas da estrutura, apresentando uma espessura de 25 cm e larguras variáveis, em função do alçado em que são implantadas. Ligadas às paredes de contenção, estas bandas funcionam como vigas que captam as cargas horizontais e as transmitem aos alçados perpendiculares, formando um anel contínuo de travamento em torno de toda a escavação. No alçado onde a contenção confronta o edifício existente (DA), foi executada a ligação da banda de laje à estrutura vizinha através de ferrolhos selados com bucha química. Esta solução apresenta a grande vantagem de incorporar integralmente os elementos provisórios na solução definitiva, uma vez que as bandas constituirão parte integrante das lajes dos pisos enterrados. Desta forma, minimiza-se ao máximo a necessidade de elementos provisórios que teriam de ser removidos no final da escavação, otimizando o processo construtivo. Em fase definitiva, após a conclusão da escavação e da execução das lajes completas de cada piso, a estabilidade horizontal da parede de contenção passará a ser integralmente assegurada pela estrutura monolítica definitiva do edifício. Na Figura 4 é possível visualizar a execução das bandas de laje dos pisos 0 e -1 referentes ao alçado BC.



Figura 4 – Execução in situ da Contenção ao Nível do Piso -1

#### 4. DIMENSIONAMENTO E MODELAÇÃO NUMÉRICA

O dimensionamento estrutural foi suportado por modelação numérica bidimensional no software Plaxis 2D, em conformidade com os princípios de verificação de segurança estabelecidos na NP EN 1997-1 (2010), considerando todas as fases construtivas (provisória e definitiva). Além disso, a rigidez do sistema de travamento, bem como as suas implicações nas deformações verticais, foram determinadas por meio de modelos tridimensionais no SAP2000, como é mostrado na Figura 5.

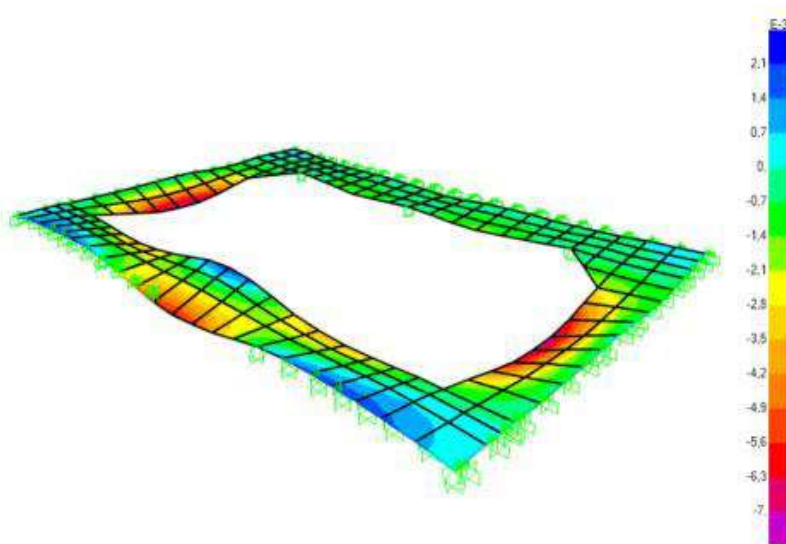


Figura 5 - Deslocamento Vertical na Banda de Laje (escala ampliada 100x)

Posteriormente, os valores de rigidez obtidos foram introduzidos em modelos de elementos finitos bidimensionais desenvolvidos no software Plaxis 2D. Estes modelos simularam de forma realista o comportamento geotécnico do maciço (com os parâmetros do Quadro 1) e da estrutura de contenção em todas as fases construtivas sequenciais, desde a escavação inicial até à fase definitiva com as lajes completas. As análises permitiram verificar a segurança aos Estados Limites Últimos (ELU), nomeadamente ao nível da capacidade resistente da parede, das microestacas e do terreno, e por fim, aos Estados Limites de Serviço (ELS), garantindo que os deslocamentos horizontais previstos se mantinham dentro dos limites estabelecidos no Plano de Instrumentação e Observação (15 mm para alerta, 25 mm para alarme). A Figura 6 ilustra os deslocamentos horizontais obtidos por meio do modelo de elementos finitos realizado para abordar a fase provisória de escavação.

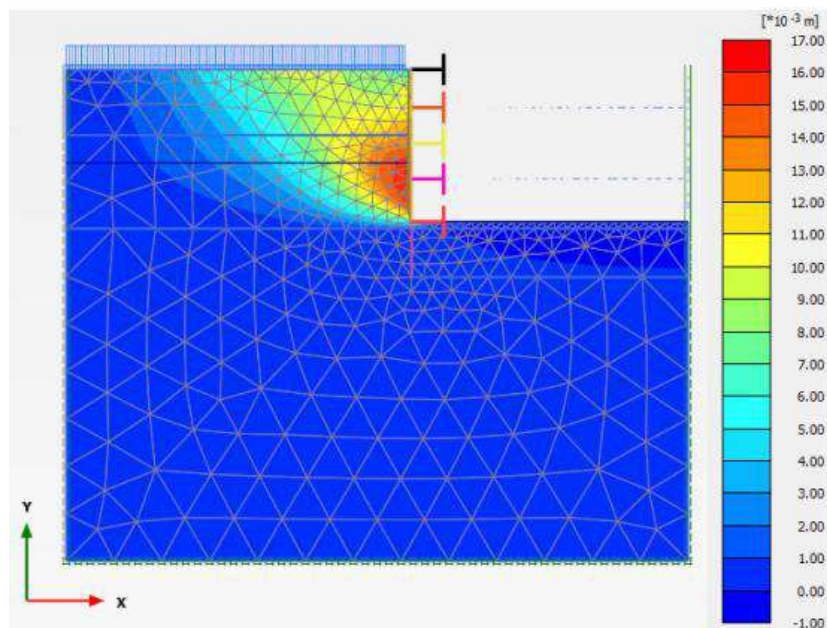


Figura 6 - Deslocamento Horizontal na Fase Final da Escavação

## 5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

A gestão do risco foi assegurada por um Plano de Instrumentação e Observação (PIO) abrangente. O sistema implementado consistiu na instalação de alvos topográficos na contenção periférica e nas estruturas vizinhas, cujas coordenadas tridimensionais são monitorizadas com recurso a uma estação total robótica. Esta rede de controlo é referenciada a pontos fixos considerados estáveis. Complementarmente, foram instalados inclinómetros no tardo da parede e piezómetros para monitorização do nível freático ao longo dos trabalhos de escavação. Os dados são analisados com ênfase na identificação de tendências evolutivas, tendo sido estabelecidos limiares de alerta e de alarme para os deslocamentos horizontais e verticais. Este sistema de monitorização permite validar o comportamento da estrutura e funciona como uma ferramenta decisiva para a tomada de decisões corretivas atempadas, garantindo a segurança de toda a intervenção.

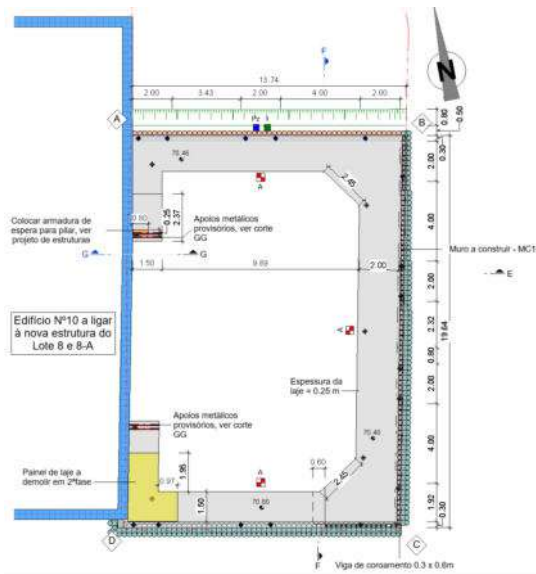


Figura 7 – Planta do Piso 0 com a Instrumentação Prevista

As leituras são realizadas semanalmente, de acordo com os critérios de alerta e alarme. Os dados permitem validar o comportamento da estrutura e a eficácia das soluções adotadas.

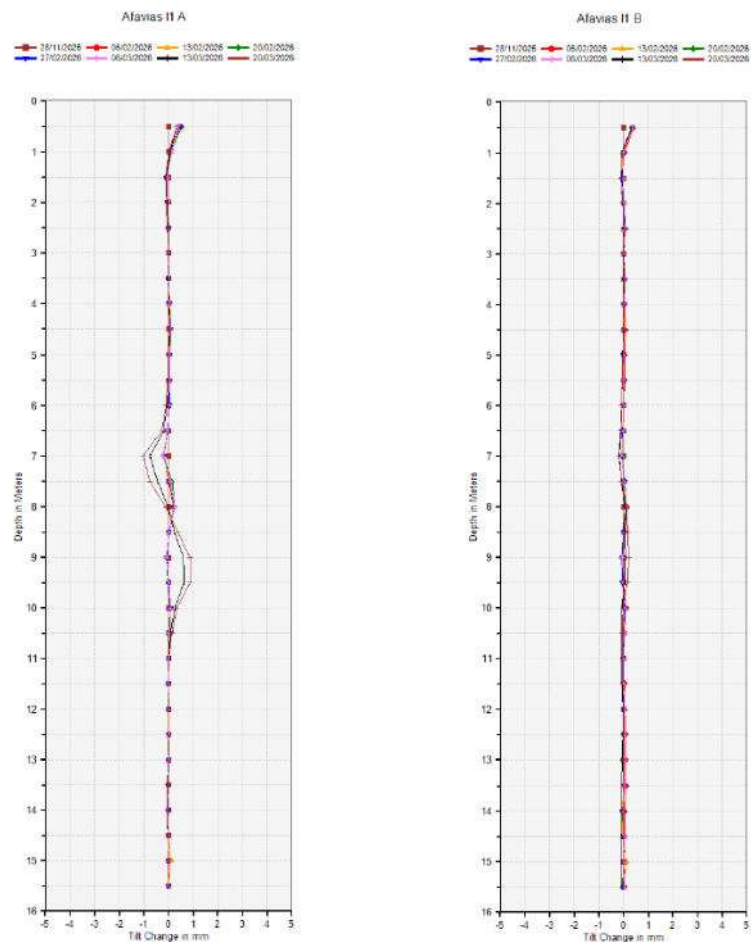


Figura 8 – Dados do Inclínómetro instalado no Alçado AB (Eixo A Perpendicular ao Alçado AB e Eixo B Paralelo AB)

Os deslocamentos horizontais máximos registados (cerca de 2,4 mm no eixo A, à profundidade de 8,5 m) ficaram significativamente abaixo do valor expectável em projeto (10 mm) e muito abaixo dos limites de alerta (15 mm) e alarme (25 mm). Note-se que, à profundidade de 8,5 m, a escavação já não se encontra a zona melhorada por colunas de calda de cimento (executadas até cerca de 5,0 m), o que torna o reduzido valor do deslocamento ainda mais expressivo. A maior tendência de deformação verificou-se antes da execução do último nível de travamento, tendo os deslocamentos estabilizado após a conclusão da banda de laje correspondente à base da escavação naquela fase. Na sua generalidade, os resultados comprovam a adequação das soluções implementadas, sendo que a margem de segurança observada poderá ser aprofundada numa futura retro análise.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O projeto adota a solução “Berlim Definitivo” com travamento por bandas de laje integradas numa escavação profunda em contexto urbano. A principal vantagem residiu na otimização de recursos, ao incorporar elementos provisórios na estrutura definitiva, resultando em ganhos significativos de prazo e economia. O controlo rigoroso das deformações, conseguido através do tratamento prévio do terreno e de um sistema de monitorização, validou as premissas de dimensionamento, com os deslocamentos medidos a situarem-se sistematicamente abaixo dos limites críticos. O sucesso da intervenção sublinha a importância de uma coordenação estreita entre especialidades e da presença de engenharia geotécnica especializada em obra, permitindo a necessária adaptabilidade da solução. Em conclusão, a execução de escavações complexas em meio urbano sensível é viável quando suportada por um projeto com soluções integradas e um sistema de controlo operacional baseado na observação do comportamento da estrutura e do maciço envolvente. Na Figura 9, é possível visualizar o estágio da obra correspondente ao andamento da escavação, com a execução da contenção periférica dos alçados de tardoz e do alçado nascente.

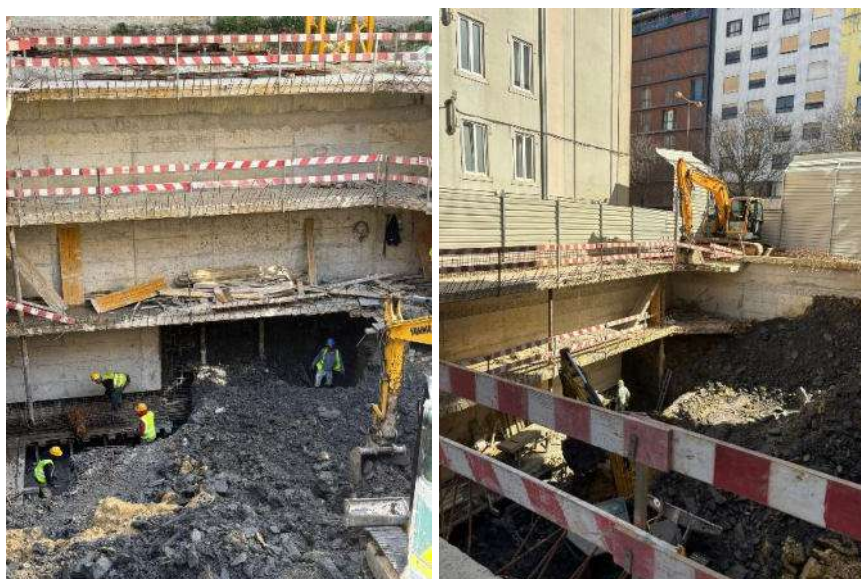


Figura 9 – Estágio da Obra quando da Escavação do Piso -3 – Alçado de tardoz (à esquerda) e Alçado Nascente (à direita)

## **7. AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem aos promotores do empreendimento e a empresas envolvidas na execução da obra pelo apoio técnico e disponibilidade de informações.

## **REFERÊNCIAS**

Martins, C., Pinto, A. e Carlos, J. (2023). *Edifício Camillo 25 – Soluções de Escavação, Contenção Periférica e Recalçamento de Fachada, em Lisboa*. Comunicação submetida ao 18º Congresso Nacional de Geotecnia.

Bustamante, M. e Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Ministère de L'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris. n°140, pp.75-92.

## **ESTABILIZAÇÃO DE UMA CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM CONTEXTO URBANO, LISBOA**

### **STABILISATION OF A RETAINING WALL IN AN URBAN AREA, LISBON**

Cordeiro, Diogo, *JETSj, Lisboa, Portugal, dcordeiro@jetsj.com\**  
Henriques, André, *JETSj, Lisboa, Portugal, ahenriques@jetsj.com*  
Pinto, Alexandre, *JETSj, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com*  
*\*autor para correspondência*

#### **RESUMO**

No presente artigo são apresentadas as soluções desenvolvidas para a estabilização da escavação e contenção periférica necessária para a realização de um edifício em Lisboa com 3 pisos enterrados. A intervenção decorreu num meio urbano densamente edificado, tendo como principal condicionante a presença de uma escola com uma estrutura de alvenaria de pedra datada do início do século XX, a qual evidenciou deformações e fissuração excessiva durante a execução da escavação do edifício através da metodologia de Berlim definitivo travado com escoras e ancoragens. Por forma a evitar a realização de travamentos para o exterior do lote, a solução de reforço proposta consistiu na substituição das ancoragens pelo travamento com bandas de laje ao nível dos diversos pisos, as quais seriam, em fase definitiva, incorporadas na estrutura final. Estas bandas de laje ficariam apoiadas tanto na parede de contenção como em microestacas provisórias, as quais seriam cortadas na fase definitiva. O artigo aborda os principais condicionamentos geotécnicos e construtivos, as estratégias de mitigação de deformações, a modelação numérica das soluções, e o plano de instrumentação e observação implementado, contribuindo para a reflexão sobre o dimensionamento, controlo, e segurança de escavações profundas e contenções periféricas em meio urbano sensível e condicionado.

#### **ABSTRACT**

This paper presents the solutions developed for the stabilisation of the excavation and retaining works required for the construction of a three-basement building in Lisbon. The intervention was carried out in a densely built urban environment, with the main constraint being the presence of an early twentieth century masonry school building, which exhibited excessive deformation and cracking during the excavation executed using a permanent King Post wall system braced with steel struts and anchors. To avoid the installation of anchors beyond the property boundary, the proposed solution consisted of replacing the anchors with slab bands at the levels of the various floors, which were subsequently incorporated into the final structural system. These slab bands were supported on both the retaining wall and temporary micropiles, which were to be cut off in the structure phase. The paper discusses the main geotechnical and constructional constraints, the strategies implemented to mitigate deformations, the numerical modelling of the solutions, and the instrumentation and monitoring plan deployed. The study provides insights into the design, control, and safety management of deep excavations and peripheral retaining structures in sensitive and constrained urban contexts.

## 1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho enquadra-se no âmbito de um projeto de escavação e contenção periférica associado à construção de um edifício de habitação, desenvolvido em fase de Projeto de Execução. O conjunto edificado em análise apresenta uma área de implantação da ordem dos 760 m<sup>2</sup>, sendo constituído por três pisos em cave e quatro pisos acima do solo. O edifício encontra-se inserido num contexto urbano consolidado, sendo limitado por arruamento público num dos seus alçados e confrontando lateralmente com edifícios existentes, conforme a Figura 1, o que condiciona de forma significativa as soluções de escavação e de contenção periférica a adotar.

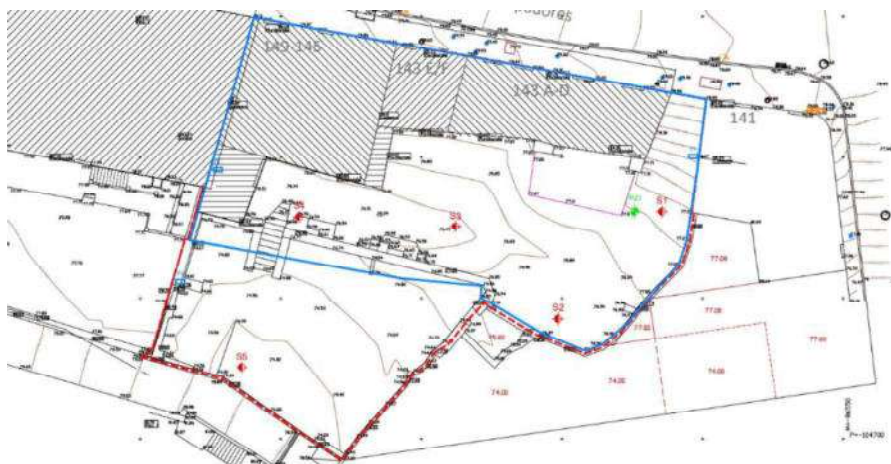


Figura 1 - Localização e implantação da obra

## 2. CONDIÇÕES INICIAIS

Numa fase inicial, foi concebida para a totalidade do perímetro de escavação uma solução de contenção periférica do tipo Berlim definitivo, provisoriamente travada por ancoragens e definitivamente estabilizada pelas lajes da estrutura, após a conclusão das fases de escavação.

Contudo, no decurso dos trabalhos, em particular num dos alçados confrontantes com um edifício existente, verificaram-se comportamentos anómalos, traduzidos por deformações horizontais e verticais excessivas desse edifício, o qual passou a evidenciar um movimento progressivo de inclinação em direção à zona escavada. Este comportamento indiciou um estado de solicitação incompatível com os níveis de segurança admissíveis, impondo a reavaliação das condições iniciais de projeto e da solução de contenção adotada.

As deformações observadas poderão ser atribuídas a um conjunto de fatores, entre os quais se destacam:

- eventual sub-dimensionamento da solução originalmente prevista, nomeadamente no que respeita ao sistema de ancoragens, face aos requisitos estabelecidos no Eurocódigo 7;
- insuficiente caracterização das fundações do edifício vizinho, tendo sido reportada, durante a execução, a impossibilidade de instalar diversas ancoragens nesse alçado, em virtude da interceção de materiais de elevada resistência, que inviabilizaram o avanço dos equipamentos de perfuração;

- eventual incumprimento do faseamento construtivo característico de uma solução de Berlim definitivo, com impacto direto no controlo de deformações durante as fases intermédias de escavação;
- particular vulnerabilidade estrutural do edifício contíguo, constituído por alvenaria de pedra de aparelhamento irregular, com sistemas de contraventamento do tipo cruz de Santo André em deficiente estado de conservação.

Nas figuras seguintes apresenta-se a constituição das paredes do edifício vizinho (Figura 2), assim como algumas das fissuras observadas no interior do edifício ao longo do tempo, resultante das deformações horizontais e verticais induzidas na estrutura (Figura 3).

A conjugação destes factores, dois dos quais directamente relacionados com os desafios da geotecnia urbana no que diz respeito ao conhecimento da geometria e estado estrutural de edifícios circundantes, terão sido fundamentais para o desenrolar do comportamento inadequado da estrutura de contenção, e edifício vizinho.



Figura 2 - Constituição estrutural das paredes do edifício vizinho



Figura 3 - Algumas fissuras observadas junto ao alçado de escavação

### 3. CONDICIONAMENTOS

#### 3.1. Geológico-geotécnicos

A área em estudo encontra-se atualmente densamente urbanizada, dificultando a análise morfológica sem recurso a cartas topográficas históricas, que permitem observar o terreno antes da intensa urbanização do início do século XX.

Os aterros identificados apresentam natureza heterogénea, constituídos por solos argilo-arenosos a arenosos finos, de coloração castanha, incorporando localmente fragmentos de alvenaria e elementos rochosos. A sua espessura é variável, entre cerca de 0,30 m nas zonas mais elevadas e até aproximadamente 3,0 m nas áreas de maior declive, condicionando o comportamento da escavação e o controlo de deformações, sobretudo nas fases iniciais. Segundo a Carta Geológica de Lisboa, o substrato pertence à série miocénica das Areias com Placuna Miocénica, composta por intercalações de areias finas micáceas, areias argilosas e argilas ligeiramente arenosas, com níveis calcários. Esta alternância litológica e a distribuição irregular das camadas mais rígidas introduzem descontinuidades no comportamento deformacional do maciço.

Do ponto de vista geotécnico, os solos arenosos e areno-argilosos enquadram-se nas classes SM e SC (USCS), enquanto as argilas pertencem à classe CL. Os aterros apresentam fracas características resistentes, encontrando-se soltos a medianamente compactos (NSPT entre 7 e 22). O substrato miocénico revela, globalmente, boas características resistentes, com areias medianamente a muito compactas e argilas muito rijas, podendo comportar-se localmente como rocha branda (classes R0–R1).

Os ensaios Lefranc indicaram baixa permeabilidade nas areias finas e areno-argilosas. Não foi identificado nível freático, coerente com a localização em zona de cumeeada, permitindo excluir soluções específicas de rebaixamento, embora estas tenham sido consideradas no plano de instrumentação, atendendo ao contexto urbano envolvente. Com base nos trabalhos de prospeção e na carta geológica, foram definidas três zonas geotécnicas principais, identificáveis no Quadro 1 e Figura 4:

Quadro 1 – Descrição das Zonas Geotécnicas

ZG	Descrição
ZG4	solos argilo-arenosos ou arenosos incorporando restos de alvenaria e fragmentos rochosos
ZG3	areias finas a argilosas, micáceas
ZG1/2	argilas arenosas calcárias, calcarenitos e calcários, por vezes bioconstruídos

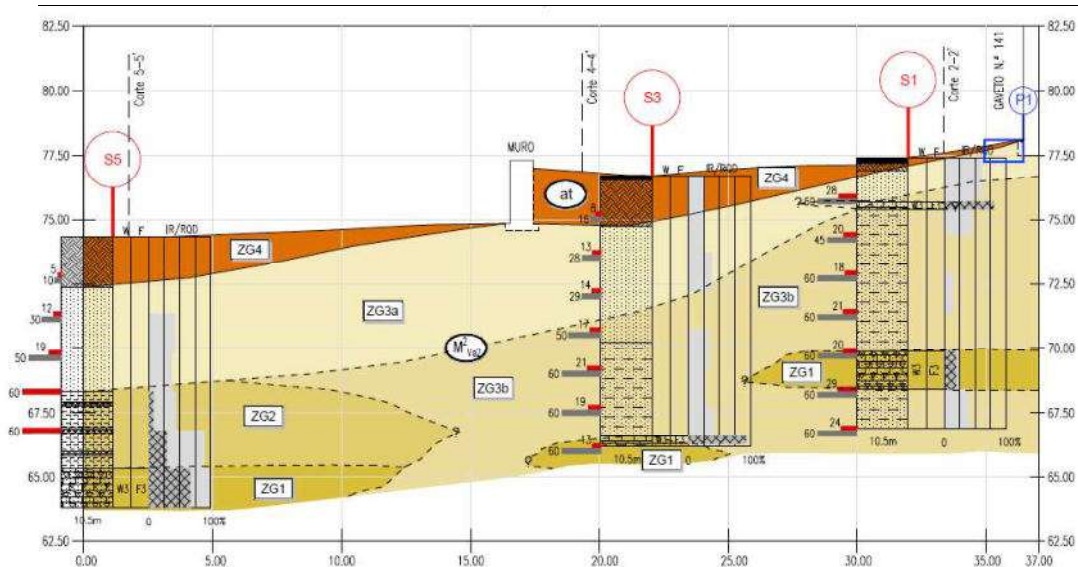


Figura 4 - Zonamento geotécnico de um corte transversal da obra

### 3.2. Arquitetónico-estruturais

Na conceção da solução de reforço a adotar, revelou-se determinante considerar o estado de avanço significativo dos trabalhos à data da intervenção, bem como a presença de elementos estruturais já executados. Adicionalmente, a solução proposta foi fortemente condicionada pela configuração arquitetónica do lote de intervenção e pelo estado de conservação, assim como pela capacidade resistente, do edifício contíguo, fatores que limitaram de forma relevante a margem de atuação e a flexibilidade das opções de projeto.

## 4. SOLUÇÃO ADOPTADA

Atendendo aos condicionamentos existentes, em particular de natureza arquitetónica, geológico-geotécnica e económica, bem como às limitações impostas pela ocupação da envolvente edificada e pela necessidade de rápida execução, foi preconizada, para os trabalhos de escavação e contenção periférica ao longo de um dos alçados confrontantes com edifício existente, uma solução de muro de Berlim, a qual seria estabilizada por meio de bandas de laje, conforme a Figura 5, concebidas para funcionarem como elementos de travamento horizontal durante a fase construtiva e a serem posteriormente integradas na estrutura definitiva.

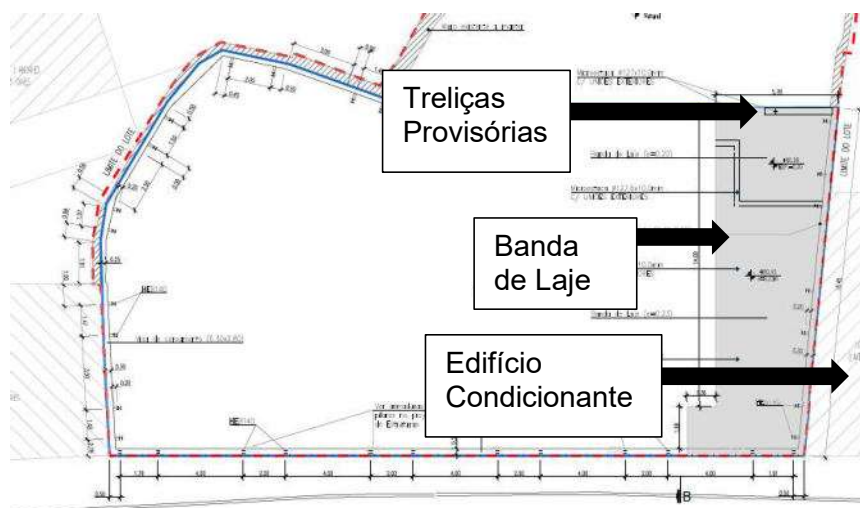


Figura 5 - Planta da Contenção Periférica, com a representação da banda de laje à direita

Com base nas propriedades geomecânicas estimadas para os materiais a intersejar pela escavação e na altura total desta, preveu-se a necessidade de implementar três níveis de travamento ao longo das várias fases de escavação.

Durante a fase construtiva, o equilíbrio dos impulsos do terreno foi, em termos gerais, assegurado por dois níveis de travamento, tendo-se previsto adicionalmente um terceiro nível de travamento. Este último visava acomodar o edifício contíguo, limitando a evolução de deformações horizontais e verticais excessivas por parte do mesmo. Por razões de ordem técnica e económica, estes travamentos foram materializados por bandas de laje de betão armado, integradas no projeto da estrutura definitiva.

As bandas de laje apresentaram um comprimento aproximado de 16 m, desenvolvendo-se ao longo da totalidade do alçado considerado e com uma largura da ordem dos 5 m.

A respetiva espessura coincidiu com a definida no projeto de estruturas, sendo de 23 cm no nível superior, e de 21 cm nos níveis intermédio e inferior. Durante a fase de escavação, estes elementos encontraram-se apoiados nos painéis de betão armado do muro de Berlim, com ligação executada através de ferrolhos ancorados com buchas químicas, bem como em microestacas tubulares do tipo N80 (API 5A), com uniões exteriores.

Os comprimentos totais das microestacas foram definidos de forma a garantir a localização adequada do bolbo de selagem em substrato competente, caracterizado por valores de NSPT superiores a 60 pancadas, e geologicamente estável face à geometria da escavação prevista para a execução dos pisos enterrados.

Como elementos de travamento horizontal das bandas de laje consideraram-se, adicionalmente, os muros perpendiculares correspondentes a outros alçados, bem como treliças metálicas provisórias, a remover após a conclusão da estrutura, observáveis na Figura 6. Os muros perpendiculares foram executados previamente à escavação junto ao alçado principal, de modo a assegurar a correta transmissão dos impulsos horizontais.

Na definição da geometria e da localização das bandas de laje, foram consideradas não apenas as exigências de resistência e rigidez necessárias ao cumprimento das condições de segurança, mas também os constrangimentos associados ao processo construtivo, tanto na fase de escavação como na execução da estrutura dos pisos enterrados. Neste enquadramento, a geometria dos troços de laje e a implantação das microestacas de apoio foram otimizadas de modo a minimizar interferências com a execução de pilares, fundações e restantes elementos estruturais dos pisos enterrados.

Esta solução mista de bandas de laje apoiadas em microestacas, em conjunto com a estrutura de treliça metálica provisória, e muros parede laterais, com conectores, observável em fase de execução na Figura 8, permitiu fazer uso da constituição arquitetónica do empreendimento para a resolução dos problemas de deslocamentos observados, sem necessidade de recorrer a soluções que necessitassem do uso de espaço fora do lote, em que haveria o risco de novos contratempos devido a condições urbanas, e mantendo a competitividade económica do empreendimento, nomeadamente em relação ao prazo.

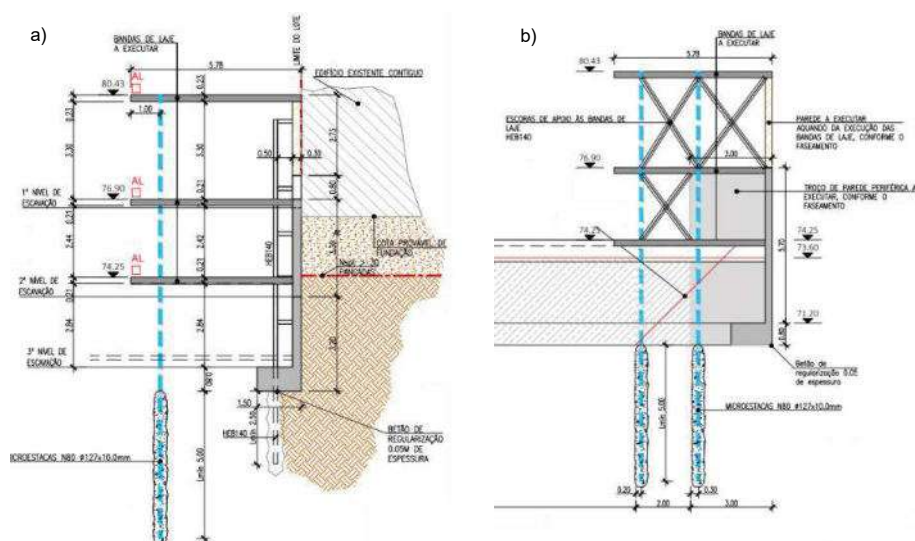


Figura 6 - Corte tipo da solução da banda de laje junto ao alçado do edifício vizinho, (a) a meio do alçado, e (b) na zona da treliça provisória.



Figura 7 – (a) Treliça provisória de apoio às bandas de laje e respectivo muro, e banda de laje, numa fase intermédia de execução

## 5. DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento da solução de contenção periférica adotada implicou a verificação integrada dos diferentes elementos estruturais intervenientes, nomeadamente: o muro de Berlim definitivo existente, ao nível da resistência aos momentos fletores (dimensionamento das armaduras) e às cargas axiais (verificação dos perfis metálicos de suporte); as bandas de laje, no que respeita à força máxima de tração e aos momentos fletores atuantes (dimensionamento das armaduras), assim como as microestacas de apoio e respectivos bolbos de selagem, através do método de Bustamante e Doix (1985); a estrutura metálica de apoio às bandas de laje, relativamente às cargas axiais solicitantes; e, por fim, os dispositivos de ligação entre as bandas de laje e o muro de Berlim, através da verificação dos esforços transversos e dos comprimentos de ancoragem das buchas metálicas.

Para o efeito, recorreu-se a uma abordagem de modelação numérica baseada em métodos de elementos finitos, utilizando o software Plaxis 2D para a avaliação do comportamento global do sistema solo-estrutura. Este modelo permitiu analisar os deslocamentos induzidos na contenção periférica, os assentamentos previstos no edifício contíguo, bem como a determinação dos esforços atuantes no muro de Berlim, tendo sido complementarmente utilizado o software SAP2000 para a análise estrutural detalhada e o dimensionamento das bandas de laje e da estrutura metálica de apoio, sendo ambos os modelos conforme a Figura 9. O dimensionamento dos conectores de ligação entre as bandas de laje e o muro de Berlim existente foi realizado com recurso ao software específico.

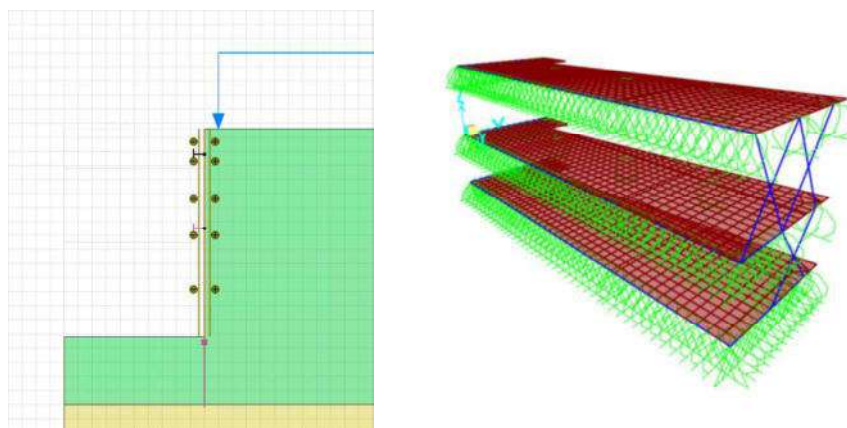


Figura 8 - Modelo Plaxis 2D e SAP2000, respectivamente

A interação entre os modelos desenvolvidos em Plaxis 2D e em SAP2000 foi estabelecida com base na teoria das molas, permitindo representar de forma simplificada a compatibilização entre o comportamento geotécnico e estrutural do sistema. As bandas de laje constituíram o elemento de ligação entre ambos os modelos, tendo sido efetuado um processo iterativo de ajuste dos esforços (obtidos no Plaxis 2D, e colocados como input no SAP2000) e das rigidezes (obtidos no SAP2000, e colocados como input no Plaxis 2D) associadas, até se atingir uma convergência satisfatória, correspondente a uma diferença inferior a 5 % entre os resultados obtidos nos dois modelos.

No final da interação entre ambos os modelos, os valores de cálculo de deslocamentos obtidos, para a parede de Berlim definitivo, foram de 13mm *horizontalmente*, e 9mm *verticalmente*, tendo os deslocamentos sido verificados no Plaxis 2D, e tendo as bandas de laje sido dimensionadas de acordo com os esforços obtidos no SAP2000.

## 6. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Com base no enquadramento da intervenção e nos condicionamentos identificados, foi definido um Plano de Instrumentação e Observação com o objetivo de garantir a execução segura e eficiente dos trabalhos de escavação e construção das estruturas de contenção periférica, bem como de monitorizar o comportamento das construções vizinhas durante esta fase da obra. Este plano permitiu quantificar os principais riscos associados à intervenção, e prever medidas corretivas em caso de necessidade, sendo a principal parte do Plano de Instrumentação e Observação a colocação de alvos topográficos na contenção periférica, e no edifício, definida conforme na Figura 10:

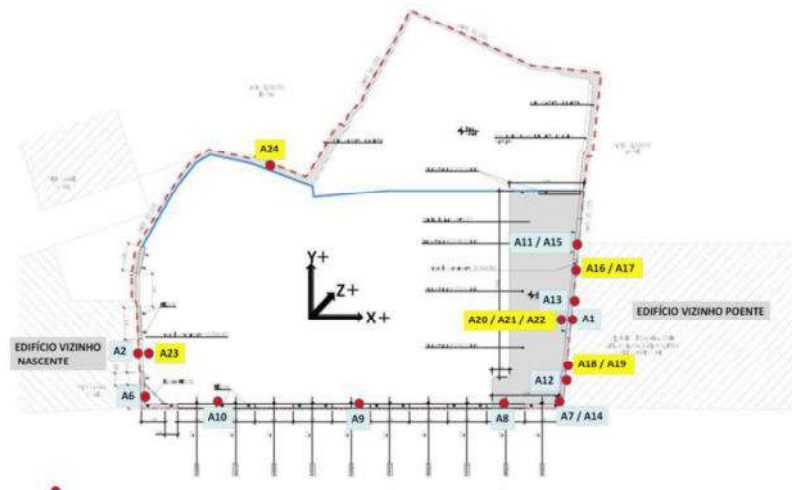


Figura 9 - Localização dos alvos propostos

Para garantir a interpretação adequada dos resultados, foram definidos critérios de alerta e de alarme, tendo por base as recomendações do Eurocódigo 7 e a experiência em intervenções semelhantes, assim como tendo em conta os valores de cálculo dos deslocamentos obtidos através dos métodos descritos na secção 5:

Quadro 2 – Critérios de alerta e alarme

	Alerta	Alarme	Cálculo
Horizontal	10mm	15mm	13mm
Vertical	5mm	10mm	9mm

A monitorização foi realizada ao longo de toda a fase de execução da escavação, da contenção e da construção dos pisos enterrados. Os resultados obtidos confirmaram a adequação da solução implementada, uma vez que os valores medidos nos alvos topográficos não excederam, em nenhum momento, os critérios de alerta ou de alarme. Por exemplo, um alvo topográfico instalado na fachada confrontante com a construção vizinha evidenciou deformações nos eixos horizontal, e vertical, sempre inferiores aos valores de referência (Figura 11).

Este acompanhamento contínuo permitiu, não só validar a solução de reforço adotada, como também fornecer informação crucial para a gestão do risco e para eventuais ajustamentos construtivos em tempo real.

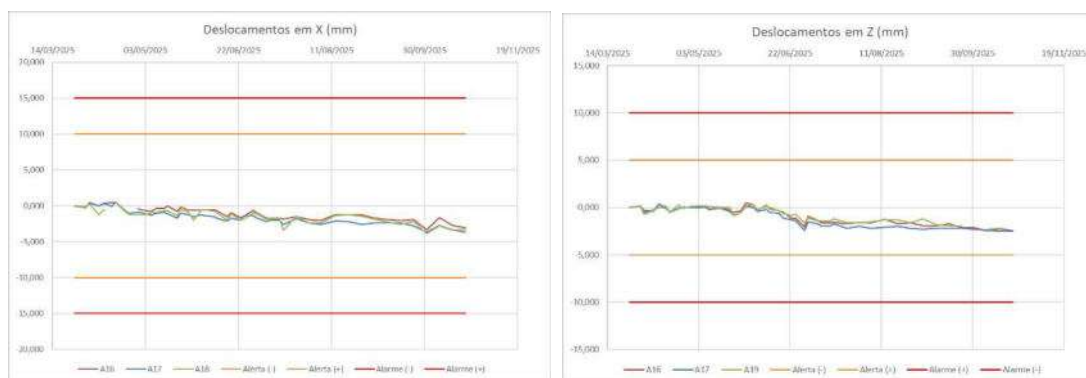


Figura 10 - Tabela de deslocamentos e limites de alerta e alarme - em X (a) e em Z (b)

## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo apresentou a análise, e implementação de uma solução de reforço e contenção periférica associada à execução de pisos enterrados de um edifício de habitação, desenvolvida em resposta a comportamentos deformacionais incompatíveis com os níveis de segurança admissíveis verificados durante a fase inicial de escavação. A abordagem adotada assentou numa avaliação integrada do enquadramento geotécnico, estrutural e construtivo da intervenção, permitindo a redefinição da solução de contenção em fase avançada da obra, sem comprometer a segurança global do sistema solo–estrutura–edifícios vizinhos.

A solução preconizada, baseada no travamento da contenção periférica por bandas de laje integradas na estrutura definitiva, revelou-se eficaz na limitação dos deslocamentos horizontais e verticais induzidos pela escavação, permitindo a mitigação dos efeitos sobre as construções adjacentes. Esta opção possibilitou, adicionalmente, a manutenção do edifício condicionante em funcionamento durante a execução dos trabalhos, bem como a preservação das fachadas existentes, constituindo um aspeto particularmente relevante em contexto urbano consolidado.

O acompanhamento contínuo da obra, através do Plano de Instrumentação e Observação implementado, assumiu um papel central na validação da solução adotada e na gestão do risco associado à intervenção. A monitorização sistemática de deslocamentos, cargas e evolução de fissuração permitiu confirmar que os valores medidos se mantiveram consistentemente abaixo dos critérios de alerta e de alarme definidos, fornecendo suporte objetivo às decisões de projeto e à adequação do faseamento construtivo adotado.

De forma global, os resultados obtidos evidenciam que a combinação de soluções estruturais ajustadas às condicionantes geotécnicas e urbanas, apoiada por modelação numérica adequada e por um plano de monitorização rigoroso, constitui uma abordagem robusta e eficaz para intervenções de escavação profunda e contenção periférica em meio urbano sensível. O caso de estudo apresentado contribui, assim, para a reflexão sobre boas práticas de dimensionamento, controlo de deformações e segurança em obras geotécnicas complexas, nas quais a interação com estruturas existentes assume um papel determinante, e em que se tenha em consideração a preservação de edifícios patrimoniais adjacentes.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono de Obra a autorização para a redação 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 do empreiteiro geral (Engcon, Lda).

## REFERÊNCIAS

Bustamante, M. e Doix, B. (1985). *Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Mer, Paris, n°140, pp.75-92.

## **SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO, CONTENÇÃO PERIFÉRICA E FUNDAÇÕES NO PARQUE DE ESTACIONAMENTO DA TRAVESSA DO BAHUTO, LISBOA**

### **EXCAVATION, PERIPHERAL RETAINING AND FOUNDATION SOLUTIONS FOR THE PARKING STRUCTURE AT TRAVESSA DO BAHUTO, LISBON**

Francisco Neves, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, [fneves@jetsj.com](mailto:fneves@jetsj.com)\*

Pedro Marques, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, [pmarques@jetsj.com](mailto:pmarques@jetsj.com)

Alexandre Pinto, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, [apinto@jetsj.com](mailto:apinto@jetsj.com)

\**autor para correspondência*

#### **RESUMO**

O presente artigo apresenta o projeto de escavação, contenção periférica e fundações desenvolvido para a construção do parque de estacionamento da Travessa do Bahuto, Lisboa. Inserida em zona urbana consolidada, a intervenção visa a execução de três pisos enterrados, num contexto caracterizado por acentuadas diferenças de cota entre as várias frentes da obra, condicionando o faseamento construtivo e provocando impactos relevantes na resposta sísmica da estrutura na fase definitiva. O perfil de solos intersetados inclui aterros heterogéneos de espessura significativa, pouco resistentes e deformáveis, sobrejacentes às Argilas dos Prazeres (Miocénico). A solução para escavação e contenção adotada baseia-se numa cortina de estacas moldadas em betão armado, travada por um nível de ancoragens provisórias e escoras metálicas provisórias de canto. Localmente foi ainda adotada uma solução através de parede em "Berlim Definitivo" apoiada em microestacas tubulares. Para fundação da estrutura recorreu-se a uma malha de estacas moldadas em betão armado, vigas de fundação e laje de fundo parcial, garantindo a transmissão das cargas e minimizando assentamentos totais e diferenciais. Por fim, foi adotado um plano de instrumentação e observação para garantir, durante as várias fases de escavação e execução dos trabalhos, a preservação e o comportamento adequado da contenção e das estruturas vizinhas.

#### **ABSTRACT**

This paper presents the proposed solutions for the excavation, peripheral earth retaining wall, and foundations developed for the construction of the three underground floors of the parking lot at Travessa do Bahuto, Lisbon. Located in a consolidated urban area, the intervention faced significant constraints, including pronounced differences in ground level and complex geological conditions. The ground profile is characterized by superficial fills, thick, heterogeneous with low resistance and high deformability. These layers overlie the Miocenic, "Argilas dos Prazeres" formation. The earth retaining solution adopted generally consisted of a reinforced concrete bored pile curtain. This curtain temporarily supported by a level of temporary ground anchors and temporary steel corner struts. In one specific section, a definitive "Berlin wall" solution supported by tubular micropiles was implemented due to execution constraints. The foundation system for the structure is defined by bored piles, foundation beams, and a partial foundation slab, designed to transfer loads to the competent ground avoiding total and differential settlements. An instrumentation and observation plan was defined to monitor the behaviour of the earth retaining wall and adjacent structures in order to manage security throughout the execution phases.

## 1. INTRODUÇÃO

O presente projeto visou a construção de um parque de estacionamento público com três pisos semi enterrados, correspondendo a uma profundidade máxima de escavação de 6 metros e abrangendo uma área de implantação de cerca de 811 m<sup>2</sup>. A intervenção localiza-se na Travessa do Bahuto / Rua Padre Francisco, na freguesia de Campo de Ourique, Lisboa. Previamente aos trabalhos de escavação foram demolidas todas as estruturas existentes no lote. A envolvente da zona é caracterizada por edifícios de habitação plurifamiliar, tipicamente construídos na década de 70, com 6 a 8 pisos elevados. Na Figura 1 é apresentada uma vista aérea do local de intervenção antes do início dos trabalhos.



Figura 1 - Vista aérea do local de intervenção (Google Earth).

As soluções adotadas visaram controlar as deformações nos terrenos e infraestruturas envolventes e garantir a segurança, rapidez e o equilíbrio técnico-económico da execução. Face ao enquadramento, optou-se por uma solução de contenção periférica do tipo cortina de estacas moldadas. Localmente, devido à impossibilidade de execução de estacas, foi também necessário prever uma solução de contenção periférica ao abrigo tecnologia do tipo "Berlim Definitivo".

## 2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

A escolha das soluções propostas foi fortemente influenciada pelos condicionamentos geológicos, geotécnicos, hidrogeológicos e de vizinhança existentes.

### 2.1. Condicionamentos Geológico-Geotécnicos e Hidrogeológicos

Com o objetivo de caracterizar as condições geológicas e geotécnicas dos terrenos afetados pelos trabalhos de escavação, contenção periférica e fundações, em linha com a Carta Geológica de Portugal, folha 34 (Lisboa), foi realizada uma campanha de prospeção geológico-geotécnica no local da intervenção. Esta campanha incluiu a execução de duas sondagens mecânicas (S1 e S2), com realização de ensaios SPT, bem como três poços de prospeção (P1 a P3), permitindo a identificação da estratigrafia local e a avaliação do comportamento geotécnico dos materiais atravessados. Posteriormente, foi realizada uma campanha complementar com a execução de duas sondagens mecânicas (SC1 e SC2), atualizando a informação geotécnica da zona norte do lote, conforme se evidencia na Figura 2.

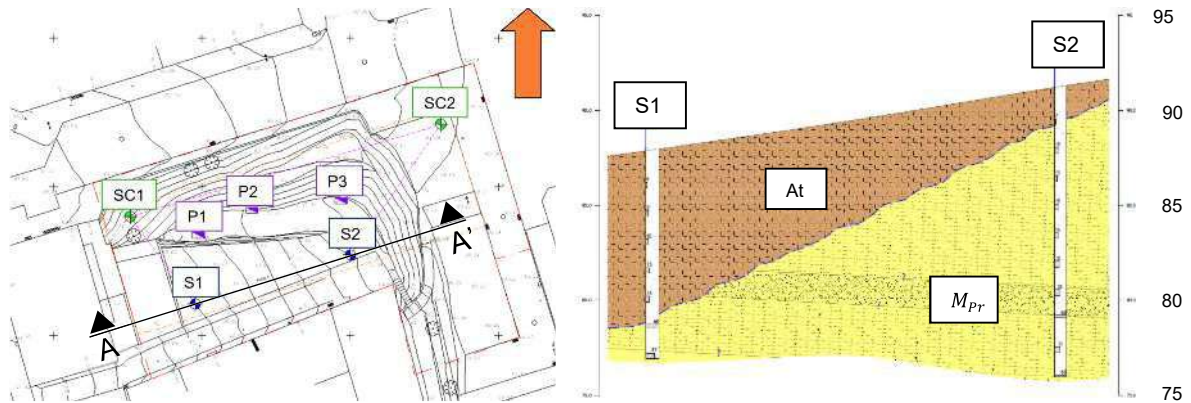


Figura 2 - Planta de localização e prospeção geológica e perfil geotécnico interpretativo A-A'.

Superficialmente, foram interstetados depósitos de aterro heterogêneos, de espessura variável entre 0 e 9 metros. Estes aterros são compostos por argilas siltosas, margosas e areias siltosas, com fragmentos líticos e restos de cerâmica, apresentando comportamento geotécnico pouco resistente e muito deformável, de fraca estabilidade em escavação.

Subjacente aos aterros, localiza-se o substrato Miocénico, correspondente à formação das Argilas dos Prazeres (MPr), o qual foi subdividido em diferentes unidades geotécnicas, de acordo com a sua natureza litológica e comportamento geomecânico. Distinguem-se, assim, níveis de argilas siltosas, areias finas siltosas e margas silto-arenosas. As argilas siltosas apresentam consistência rija a muito rija, com valores de NSPT compreendidos entre 13 e 22 pancadas. As areias finas siltosas evidenciam compactidade média a elevada, com valores de NSPT na ordem de 28 a 60 pancadas. As margas silto-arenosas correspondem aos níveis mais competentes, apresentando valores de NSPT superiores a 60 pancadas. No Quadro 1 encontra-se a caracterização geotécnica do local e os consequentes parâmetros adotados.

Quadro 1 - Valores estimados dos parâmetros geomecânicos para cada zona geotécnica.

Zonas geotécnicas	Formações	NSPT	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	E [MPa]
ZG1	Aterros areno siltosos	6-13	18	-	23-25	5
ZG2	Argila siltosa	15-22	20	0-5	30-32	15-20
ZG3	Areias fina siltosa	31-60	21	0-10	32-34	30-40
ZG4	Margas silto-arenosas	>60	21	20-30	34-36	50

A análise comparativa entre as sondagens S1 e S2 e as complementares SC1 e SC2 evidenciam que, apesar da continuidade litológica geral, as sondagens situadas a norte do lote, mostram espessuras significativamente inferiores da camada de aterro. Estas diferenças reforçam o caráter heterogêneo dos aterros de gênese antrópica e evidenciaram a necessidade de considerar a variabilidade do terreno no planeamento dos trabalhos de escavação e de contenção periférica.

No que se refere à hidrogeologia, embora o nível freático tenha sido medido em geral 1,15 m acima do fundo da escavação, não foi detetada afluência significativa de água durante o decorrer da obra. Este comportamento foi de encontro às expectativas em fase de projeto, uma vez que a presença das “Argilas dos Prazeres” condiciona fortemente a circulação de água, devido à sua baixa permeabilidade e elevada capacidade de

retenção hídrica, tornando a informação sobre a cota do nível freático por vezes pouco representativa nestes tipos de solos argilosos.

## 2.2. Condicionamentos de Vizinhança

A obra insere-se numa zona urbanizada, confrontando com a Travessa do Bahuto (Sul), Rua Padre Francisco (Norte), acessos pedonais (Nascente) e paredes de logradouro vizinho (Poente). Foi fundamental que as soluções preservassem a integridade e funcionalidade de todas as estruturas e infraestruturas vizinhas. Na Figura 3 são visíveis as edificações vizinhas.



Figura 3 - Vista 2D e 3D do lote de intervenção (Google Earth Pro).

## 3. SOLUÇÕES PROPOSTAS E EXECUTADAS

Na conceção das soluções preconizadas no âmbito do projeto desenvolvido procurou-se, para além da necessária contenção dos terrenos a escavar, respeitar os seguintes pressupostos de base:

- Controlar as deformações nos terrenos e infraestruturas envolventes à escavação, permitindo ainda a fácil adaptação da solução a eventuais singularidades de natureza geológica e geotécnica;
- Procurar garantir facilidade, rapidez e segurança de execução;
- Definir soluções com o maior equilíbrio técnico-económico, integrando para tal e sempre que viável, os elementos necessários para a fase provisória na solução da fase definitiva.

Apresentam-se na Figura 4 as soluções propostas e adotadas para a estrutura de contenção periférica. em vistas 2D e 3D.

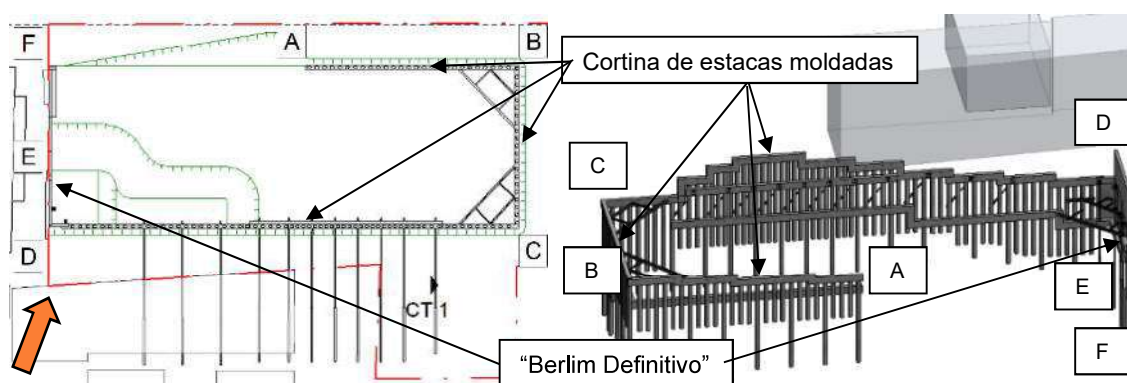


Figura 4 - Vista 2D e 3D da solução proposta, respetivamente.

### 3.1. Cortina de Estacas Moldadas em Betão Armado

Tendo em consideração os condicionamentos existentes, nomeadamente de natureza topográfica, geológico-geotécnica e associados à ocupação da envolvente urbana, definiu-se para a generalidade dos trabalhos de contenção periférica a adoção de uma solução constituída por uma cortina de estacas moldadas em betão armado, com diâmetro de  $\varnothing 400\text{mm}$ , espaçadas, em regra, de 0,80 m entre eixos. No alçado CD, na zona com maior cota de topo da viga de coroamento, foi pontualmente necessário reduzir o afastamento entre estacas para 0,60 m devido à necessidade de maior rigidez. As estacas da cortina apresentam comprimentos variáveis, assegurando uma ficha mínima de 3,0 m na ZG2 e, em troços específicos, uma em cada quatro estacas deverá garantir um encastramento mínimo de 1,5 m em terrenos mais competentes da ZG4, caracterizados por valores de NSPT superiores a 60 pancadas, assegurando o adequado comportamento estrutural da contenção. Durante a fase de escavação, o terreno exposto entre estacas foi protegido através da aplicação de um revestimento de betão projetado, com espessura mínima total de 8 cm, aplicado em duas camadas e reforçado com fibras metálicas e drenado com recurso a geodrenos garantindo a estabilidade local e a proteção superficial do maciço. Para a fase definitiva, foi executada uma parede de forro em betão armado, com 15 cm de espessura.

Adicionalmente, foi adotada uma solução de taludes provisórios 3V:5H, ilustrado na Figura 4 (vista 2D, representados a verde com a simbologia de talude no extradorso do limite da contenção). Estes taludes permitiram uniformizar a conta de início de furação das estacas e otimizar o comprimento das estacas pertencentes à cortina. No alçado FA, atendendo à reduzida altura de escavação e às condições de vizinhança, optou-se pela execução de uma solução em talude, de inclinação 3V:5H e altura aproximada de 0,40 m, garantindo a integração com a arquitetura e a logística exterior do edifício.

O equilíbrio da cortina durante a fase provisória foi assegurado através de um nível de ancoragens e escoras provisórias nos cantos, cuja função principal era garantir a estabilidade horizontal da contenção durante os trabalhos de escavação. Estes elementos foram devidamente ligados às vigas de coroamento e de distribuição, promovendo uma repartição mais uniforme dos esforços e evitando concentrações localizadas de cargas. Na fase definitiva, a estabilidade da contenção foi assegurada pela própria estrutura das lajes dos pisos enterrados, tendo os sistemas de travamento provisórios sido desativados após a conclusão da respetiva estrutura.

As ancoragens provisórias foram constituídas por cinco cordões de 0,6", executadas com 450 kN de pré-esforço útil ao nível da viga de coroamento e 600 kN de pré-esforço

útil ao nível da viga de distribuição. Estas foram definidas com um afastamento médio de 2,40m ou 4,00m, em função da altura de escavação e do afastamento entre estacas, inclinações de 35°, comprimento livre de 11m ou 12m. Esta geometria foi definida de forma a evitar interferências com as infraestruturas e edifícios vizinhos, assegurando ao mesmo tempo a execução dos bolbos de selagem nos terrenos competentes. O comprimento mínimo de selagem variou entre 6 m e 7 m, sendo as selagens executadas pelo sistema IRS, com diâmetro mínimo de furação de 200mm e verificado pelo método de Bustamante (Bustamante e Doix, 1985).

### **3.2. Contenção do Tipo “Berlim Definitivo”**

A solução de contenção do tipo “Berlim Definitivo” permitiu a execução da contenção na zona mais a Oeste do lote onde, pela proximidade a um muro vizinho, não era possível executar estacas sem condicionar a arquitetura. Esta solução foi preconizada para o alçado DE e baseou-se na execução faseada, de cima para baixo, de painéis de betão armado, apoiados provisoriamente em elementos metálicos verticais, cuja função principal consiste na transmissão das cargas verticais da parede de contenção para os terrenos de fundação competentes. A parede de betão armado, apresenta em geral uma espessura constante de 0,30 m.

Conforme já mencionado no parágrafo anterior, a estabilidade vertical da contenção foi assegurada através da execução de microestacas verticais, concebidas para absorver e transferir as cargas verticais para o substrato competente, caracterizado por valores de NSPT superiores a 60 pancadas (ZG4). Estas microestacas foram, em geral, materializadas por tubos de aço ØN80 (API 5A) com seção Ø127,0×9mm, implantados pelo exterior e o mais próximo possível das faces da parede de contenção e ligados aos painéis de betão armado através de cachorros metálicos. Os comprimentos totais destes elementos foram definidos entre 10 m e 13 m, em função da geometria dos alçados, com um comprimento mínimo de selagem de 5,0 m. A selagem foi executada pelo sistema IRS, recorrendo a obturador duplo e válvulas anti-retorno, em furos com diâmetro mínimo de 8" (200mm).

Numa primeira fase, foram executados os painéis primários, com cerca de 2,0 m de comprimento, de forma a permitir a mobilização do efeito de arco entre painéis adjacentes. Após a betonagem integral destes elementos, procedeu-se à escavação e execução do painel secundário, com comprimento aproximado de 4,0 m. Este procedimento construtivo visou garantir a estabilidade local do maciço durante todas as fases da obra.

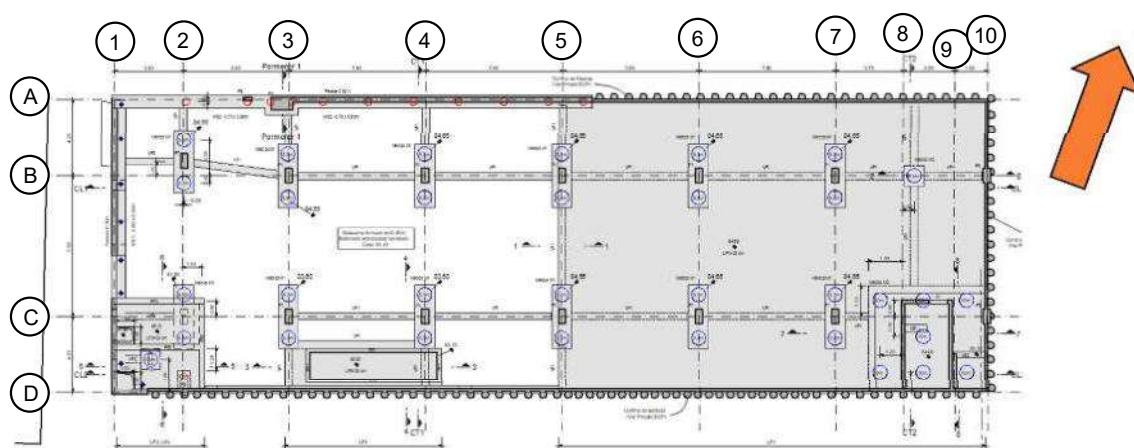
No alçado DEF, foi ainda executada, por painéis, uma parede tradicional em betão armado com espessura de 0,30 m.

### **3.3. Fundações da Estrutura**

A solução de fundações da estrutura interior foi definida com o objetivo de assegurar uma transmissão eficaz e segura das solicitações da superestrutura ao terreno competente, atendendo às condições geotécnicas identificadas e aos condicionamentos construtivos do local. Em particular, considerou-se a existência de uma camada de aterro com espessuras muito variáveis, em cerca de metade da área de implantação do edifício, o que inviabilizou a adoção de soluções de fundação superficial generalizada. Neste contexto, optou-se pela adoção de um sistema de fundações indiretas, recorrendo a estacas de betão armado com diâmetros de Ø400mm e Ø800mm, encabeçadas por

maciços. Estes maciços asseguram a ligação estrutural entre os elementos verticais da superestrutura e as estacas, garantindo a correta distribuição das cargas e o adequado funcionamento global do sistema de fundações. Na zona de maior camada de aterro, de forma a controlar os assentamentos gerais do pavimento e ao mesmo tempo travar horizontalmente a cortina de estacas na zona da sua maior altura, foi definida a execução de uma laje estrutural com 0,25m. Não obstante, por forma a minimizar o risco de assentamentos diferenciais entre elementos estruturais, foram executadas vigas de fundação a interligar todos os maciços.

A planta de fundações da solução adotada é apresentada na Figura 5. O tapete drenante foi executado diretamente sobre o terreno existente devidamente compactado entre os eixos 1 e 5 e sobre a laje de fundação entre os eixos 5 e 10. O tapete drenante foi constituído por uma camada de enrocamento com 30 cm de espessura, sobre a qual foi executado um massame corrente com 15 cm de espessura, dotado de 2 armaduras AQ50 para limitar a fendilhação e controlar a abertura máxima das fendas. Foi ainda executada uma junta de separação ao longo do eixo 5, bem como na ligação do massame aos elementos verticais da estrutura, de modo a melhor acomodar eventuais deformações diferenciais.



#### 4. MODELOS DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO

O comportamento das estruturas de contenção periférica, em termos de esforços e de deformações, foi analisado, para todas as fases construtivas, através do programa de elementos finitos *Plaxis 2D*, vocacionado para o efeito. Para a concretização da análise, procedeu-se à parametrização dos materiais do local com base nos dados da campanha de prospeção geológica e geotécnica previamente realizada. Na modelação dos solos, adotaram-se os parâmetros indicados no Quadro 1. A análise desenvolvida consistiu no estudo de três seções apresentadas na Figura 6, consideradas como representativas e mais condicionantes da solução, com o objetivo de avaliar as deformações, estados de tensão e a estabilidade dos terrenos a conter. Através desta análise foram determinados os esforços na parede de contenção e avaliados os valores das cargas a que os travamentos da mesma estariam sujeitos, nomeadamente ancoragens e escoras.

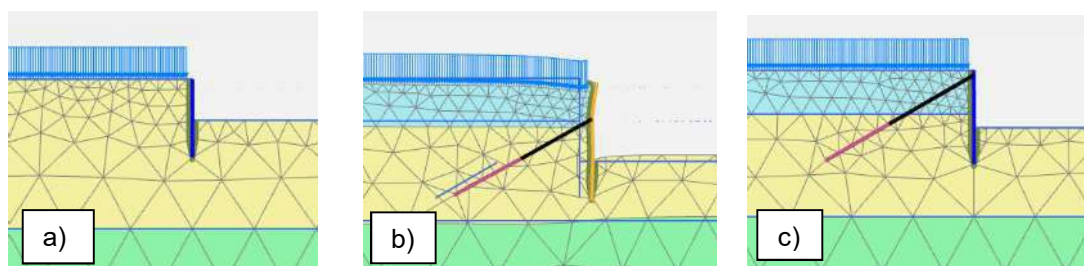


Figura 6 - Malha de elementos finitos desenvolvida no software Plaxis 2D: a) Alçado AB cortina de estacas zona sem travamentos; b) Alçado CD cortina de estacas zona com travamentos na viga de distribuição; c) Corte tipo cortina de estacas zona com travamentos na viga de coroamento.

Na modelação desenvolvida, simulou-se o comportamento dos terrenos através do modelo constitutivo, Hardening Soil adotando os parâmetros geotécnicos indicados no Quadro 1. A cortina de estacas e a parede de contenção foram modeladas através de elementos do tipo “plate”, com comportamento elástico, enquanto as ancoragens foram modeladas através de elementos tipo tirante “node-to-node anchor”, tendo os respetivos comprimentos de selagem sido modelados com recurso a elementos do tipo “embedded beam row”, indicado no Quadro 2.

Não obstante, elementos secundários, como vigas de coroamento e de distribuição, foram analisados com base em modelos simplificados, recorrendo, para tal, aos conceitos associados à teoria das peças lineares (Hibbeler, 2017), bem como a modelos de escoras e tirantes (Schlaich et al., 1987).

Quadro 2 - Valores considerados dos parâmetros adotados na modelação da cortina de estacas e das ancoragens.

Elemento	Modelo constitutivo	EA [kN/m]	EI [kNm <sup>2</sup> /m]
Cortina de estacas Ø400mm/0,80m	Elástico	5 183 628	51 836
Cortina de estacas Ø400mm/0,60m	Elástico	6 911 504	69 115
Ancoragens (6 cordões)	Elástico	147 000	-

## 5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Tendo por base o enquadramento da obra, e conforme prática corrente neste tipo de intervenções, foi implementado um Plano de Instrumentação e Observação (PIO), com o objetivo de gestão do risco associado à realização dos trabalhos de escavação e contenção periférica. No enquadramento descrito, foram instalados os seguintes aparelhos, definindo, sempre que possível, seções de instrumentação:

- 5 alvos topográficos, distribuídos pelos vários alçados da contenção periférica;
- 3 alvos topográficos, distribuídos pelo edifício vizinho existente a preservar a Sul (perto do alçado CD);
- 1 inclinómetro junto à fachada dos edifícios a preservar na Travessa do Bahuto (alçado CD);
- 1 célula de carga junto à fachada dos edifícios a preservar na Travessa do Bahuto (alçado CD).

Com base na modelação realizada através do programa de elementos finitos citado, foram definidos os critérios de alerta e de alarme para todos os aparelhos e para todas

as estruturas e infraestruturas monitorizadas. Foram igualmente definidas medidas de reforço, caso os referidos critérios viessem a ser ultrapassados.

Apresenta-se na Figura 7 a localização dos alvos topográficos e o sismógrafo colocados nas estruturas vizinhas, assim como os alvos topográficos, o inclinómetro e a célula de carga nos alçados da contenção. Apresenta-se também em seguida, na Figura 8 as leituras da instrumentação da obra e os critérios de alerta e alarme adotados.

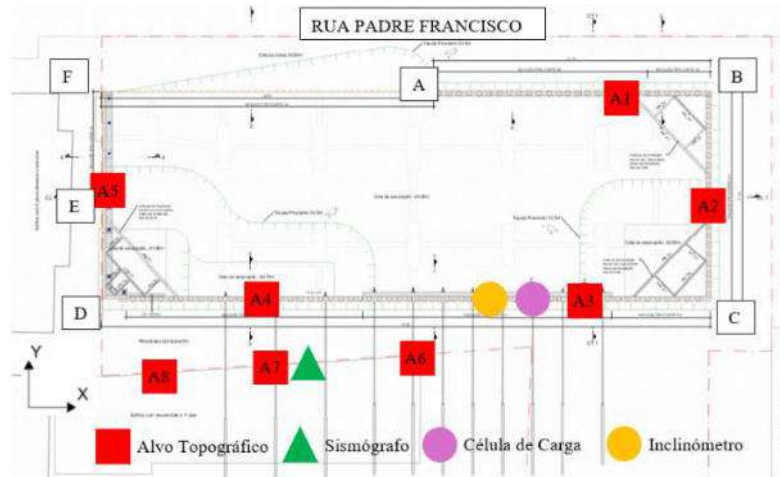


Figura 7 - Planta de instrumentação legendada.

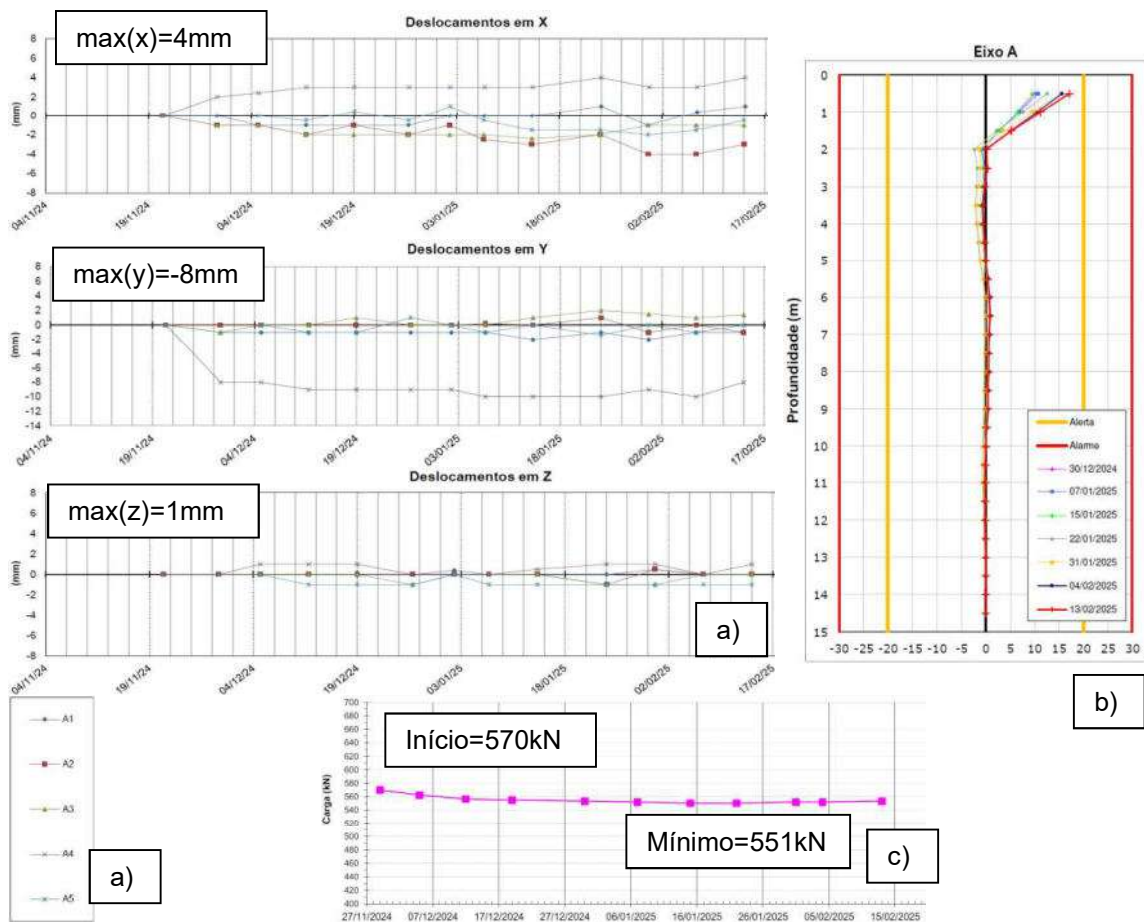


Figura 8 - Instrumentação de: a) alvos topográficos no interior da contenção; inclinómetro com limite de alerta (amarelo) e alarme (vermelho); c) células de carga.

Na Quadro 3 foram verificados os alvos topográficos, a célula de carga e o inclinómetro, concluído que nenhum aparelho registou algum caso de alerta.

Quadro 3 - Verificação de critérios de alerta e alarme definidos em projeto.

	Caso mais Crítico	Critério de Alerta	Critério de Alarme
Deslocamento Horizontal (X,Y)	8mm	20mm	30mm
Vertical (Z)	1mm	10mm	15mm
Célula de Carga	551kN	<540kN ou >660kN	<510kN ou >690kN

Para além da análise e monitorização realizada á estrutura de contenção periférica, foram ainda realizados ensaios sónicos de integridade nas 45 estacas implantadas em projeto de forma a verificar a existência de alguma anomalia nas mesmas como: fratura, diminuição acentuada de diâmetro, vazios importantes, etc. Este obteve um resultado satisfatório em todas as estacas.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em síntese, as soluções adotadas para a escavação e contenção periférica permitiram responder de forma eficaz aos constrangimentos impostos pelo contexto urbano, assegurando a estabilidade da escavação e o controlo dos deslocamentos e deformações ao longo das diferentes fases construtivas. A utilização de uma cortina de estacas moldadas em betão armado e pontualmente uma solução do tipo "Berlim Definitivo", com travamento provisório adequado e travamento definitivo garantido pela estrutura interior, revelou-se determinante para garantir condições de segurança, boa funcionalidade e previsibilidade do comportamento do sistema solo-estrutura.

Paralelamente a implementação de um plano de instrumentação e observação permitiu acompanhar de forma contínua a resposta da contenção periférica, do maciço e da envolvente edificada, validando os pressupostos de projeto e possibilitando a deteção atempada de eventuais desvios face ao comportamento esperado. Este acompanhamento revelou-se fundamental para a gestão do risco ao longo da execução, reforçando a importância de uma abordagem integrada entre conceção, execução faseada e monitorização em obras de escavação em meio urbano consolidado.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos diversos intervenientes a autorização para a redação e publicação do presente artigo, salientando que as soluções adotadas resultaram de um trabalho de equipa desenvolvido no âmbito da conceção e execução da obra.

## REFERÊNCIAS

- Bustamante, M. e Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul de tirants et des micro-pieux injectés. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Ministère de l'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris, n.º 140, pp. 75–92.
- Hibbeler, R. C. (2017). Structural Analysis. 10th ed., Pearson, Harlow, England.
- LNEG – Laboratório Nacional de Energia e Geologia. Carta Geológica de Portugal, escala 1:50 000, folha 34 – Lisboa.
- Schlaich, J., Schäfer, K. e Jennewein, M. (1987). Toward a Consistent Design of Structural Concrete. PCI Journal, 32(3), pp. 74–150.

## **SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA: CASO EMPREENHIMENTO 24 DE JULHO**

Domingues, Manuel, JETsj Geotecnia, Lda, *Lisboa, Portugal*, [mdomingues@jetsj.com](mailto:mdomingues@jetsj.com)\*  
Justiniano, Ricardo, JETsj Geotecnia, Lda, *Lisboa, Portugal*, [rjustiniano@jetsj.com](mailto:rjustiniano@jetsj.com)

### **RESUMO**

Este artigo apresenta as soluções de escavação e contenção periférica, realizada no âmbito de um empreendimento localizado na Av.24 de Julho em Lisboa. A obra é referente à construção de um edifício de habitação com três pisos enterrados, em meio urbano. O lote encontra-se condicionado por construções vizinhas, pela necessidade de recalçamento de fachadas, por condicionamentos arquitetónicos e pelo nível freático elevado. Para a execução da estrutura dos pisos enterrados, foi utilizada a técnica de “Muros de Berlim Definitivo” complementados pela execução de colunas de calda de cimento até ao maciço rochoso. Os painéis encontram-se travados horizontalmente no primeiro nível de escavação por ancoragens provisórias, enquanto nos níveis inferiores o travamento é materializado por mini bandas de lajes, escoradas nos seus bordos. Uma vez que a obra esteve parada durante 3 anos, foi necessário realizar novas ancoragens provisórias. No âmbito do presente projeto foi desenvolvido um plano de instrumentação e observação de forma a mitigar os riscos geotécnicos e confirmar os pressupostos de projeto.

### **ABSTRACT**

This article presents the excavation and peripheric retaining walls solutions implemented for a project located on Avenida 24 de Julho in Lisbon. The project involves the construction of a three-story underground residential building in an urban area. The site is constrained by neighboring buildings, the need for facade reinforcement, architectural constraints, and a high-water table. For the construction of the underground floors, the "Definitive Berlin Wall" technique was used, complemented by the construction of cement grout columns down to the bedrock. The panels are horizontally braced at the first excavation level by temporary anchors, while at the lower levels the bracing is achieved by mini-strip slabs, supported at their edges. Since the work was halted for three years, it was necessary to install new temporary anchors. Within the scope of this project, an instrumentation and observation plan was developed to mitigate geotechnical risks and confirm the design assumptions.

## 1. INTRODUÇÃO

No presente artigo descreve-se a solução de escavação e contenção periférica desenvolvida para a execução de 3 pisos enterrados do edifício sito em execução entre a Avenida 24 de Julho, a Rua das Janelas Verdes e a Calçada Ribeiro Santos, em Lisboa, na freguesia da Misericórdia, e cujo promotor é “PRIMEPORTUGAL”, correspondendo a uma profundidade de escavação máxima de 7.50 m.

O edifício apresenta uma área em planta de 450m<sup>2</sup> com 6 pisos elevados, piso térreo e 3 pisos enterrados, destinado a habitação. No local existia um edifício de habitação, que foi demolido, com exceção da fachada principal da Avenida 24 de Julho.

Na Figura 1, é possível identificar a implantação da obra, bem como os condicionamentos da mesma, destacando-se os edifícios envolventes.



Figura 1 - Localização do limite do lote em estudo (imagem retirada do Google Maps).

Na Figura 2 é possível identificar a fachada a preservar.



Figura 2 - Fachada a preservar (imagem fotografada no local).

## 2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

### 2.1. Condicionamentos de natureza construtiva

Atendendo à necessidade de preservar a integridade da fachada do edifício existente no local, bem como o troço de parede no tardo do mesmo edifício, considerou-se fundamental que a intervenção fosse efetuada de modo que o seu impacto na estabilidade e na aparência das estruturas vizinhas fosse minimizado. No mesmo enquadramento, foi igualmente importante a adoção de soluções construtivas compatíveis com o recurso a equipamentos adequados aos espaços e acessos disponíveis e que permitissem a execução dos trabalhos, limitando a ocorrência de vibrações e de ruídos no âmbito da escavação e contenção periférica.

### 2.2. Condicionamentos geológico-geotécnicos e hidrogeológicos

O local em estudo enquadra-se numa zona de contacto entre o Complexo Vulcânico de Lisboa com intercalações vulcano-sedimentares ( $\beta'$ ) e os Calcários cristalizados com rudistas e calcários apinhados com *Neolobites vibrayeanus* ( $C_c^3$ ), de idade Cretácia, conforme se encontra representado na Figura seguinte.

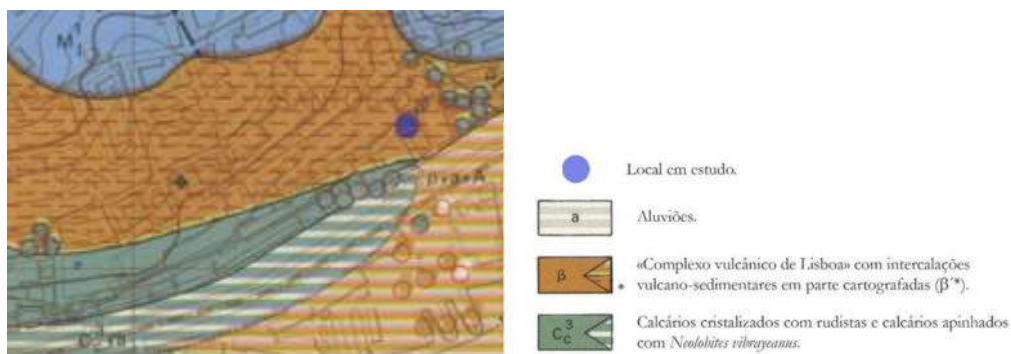


Figura 3 - Enquadramento do local em estudo na Folha 3 da Carta Geológica de Lisboa (Almeida, 1985)

As Figuras seguintes apresentam os resultados dos ensaios SPT e as unidades litológicas detetadas em função da profundidade de cada furo de sondagem, respetivamente.

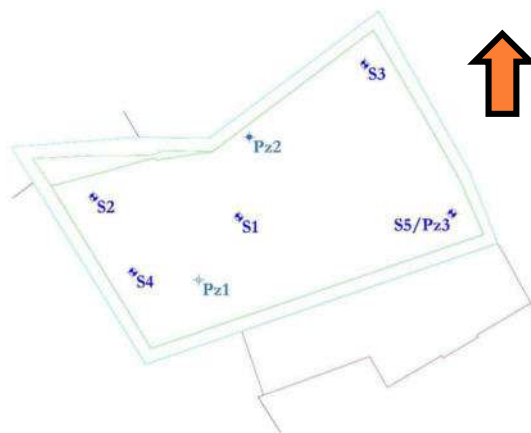


Figura 4 - Representação gráfica dos resultados dos ensaios SPT em profundidade: à esquerda em função do furo de sondagem, e à direita em função das unidades litológicas.

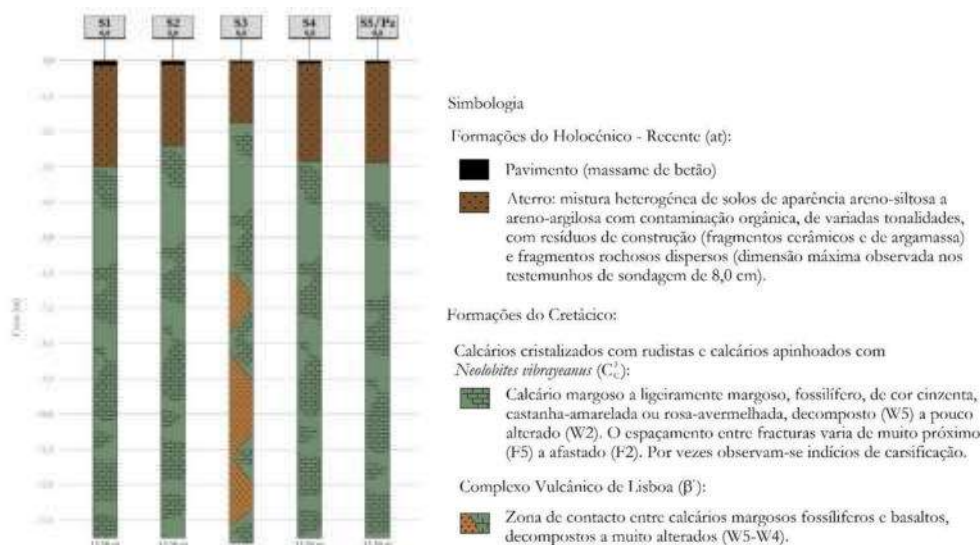


Figura 5 - Unidades litológicas observadas nos furos de sondagem

Com base nas informações disponibilizadas pelos ensaios realizados, considerou-se o zonamento geológico e os valores estimados dos parâmetros geotécnicos descritos no Quadro 1 e 2, estando entre parênteses os valores admitidos para cada zonamento geológico.

Quadro 1 – Valores estimados dos parâmetros geomecânicos para cada zona geotécnica (maciços terrosos).

Zona Geotécnica	Formações	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$E'$ [MPa]
ZG6	Aterro heterogêneo de origem não seletiva, com contaminação orgânica	19 (18)	26 (26)	7 (5)	5 (5)

Quadro 2 – Valores estimados dos parâmetros geomecânicos para cada zona geotécnica (maciços rochosos).

Zona Geotécnica	Formações	RMR	$\gamma_{mr}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'_{mr}$ [°]	$c'_{mr}$ [MPa]	$E'_{mr}$ [GPa]
ZG5	Calcário margoso a ligeiramente margoso e basaltos	15 a 23	22 a 24 (24)	23 a 26 (26)	0,16 a 0,97 (0,16)	0,3 a 1,3 (0,08)
ZG4	Calcário margoso a ligeiramente margoso	20 a 25	24 a 25 (25)	25 a 28 (28)	0,70 a 1,69 (0,75)	0,8 a 3,6 (0,1)
ZG3	Calcário margoso a ligeiramente margoso	35 a 45	30 a 70	26 a 31	1,16 a 3,49	2,3 a 4,3
ZG2	Calcário margoso a ligeiramente margoso	44 a 52	40 a 100 (26)	26 a 31 (31)	1,55 a 4,98 (1,55)	2,7 a 7,1 (0,12)
ZG1	Calcário margoso a ligeiramente margoso	60 a 74	100 a 200	28 a 36	4,23 a 14,22	5,6 a 17,8

Nos primeiros 3,0m de escavação, foi intercetada a camada de depósito de aterro. Subjacentemente à camada de aterro, foi intersetada a camada de calcário margoso a ligeiramente margoso e basaltos, com uma espessura de 1,5m, cujas suas propriedades foram melhorando em profundidade, intercetando-se a camada de calcário margoso a

ligeiramente margoso, encontrando-se as fundações das paredes de contenção periférica na zona geotécnica ZG2.

### 3. SOLUÇÃO ADOTADA

#### 3.1. Considerações gerais

Na conceção das soluções preconizadas no âmbito do presente Projeto procurou-se, para além da necessária contenção dos terrenos a escavar, respeitar os seguintes pressupostos de base:

- Controlar as deformações nos terrenos, estruturas e infraestruturas envolventes à escavação;
- Garantir a menor interferência possível com todas as estruturas e infraestruturas adjacentes, assim como das demais construções e infraestruturas vizinhas, nomeadamente a galeria;
- Procurar garantir facilidade, rapidez e segurança de execução;
- Definir soluções com o menor custo associado possível, integrando para tal, e sempre que viável, os elementos necessários para a fase provisória na solução da fase definitiva.

Atendendo aos principais condicionamentos existentes e aos pressupostos de base, optou-se por propor e conceber uma solução de contenção periférica, com recurso à tecnologia de execução do tipo “Berlim Definitivo”, travada através de uma mini-banda de laje, escoramentos metálicos e ancoragens provisórias (Carvalho e Pinto, 2019 e Tomásio e Pinto, 2019). Previamente ao início dos trabalhos de escavação e atendendo às fracas características dos depósitos de aterro superficiais, propôs-se a execução de colunas de calda de cimento, tendo-se também proposto o reforço da estrutura de suporte da fachada existente.

Este tipo de solução apresenta a vantagem de permitir executar, durante a escavação, a parede definitiva e uma parte da laje definitiva, podendo o número de travamentos serem redefinidos em fase de obra, tendo em conta as reais características dos terrenos escavados, assim como dos resultados do Plano de Instrumentação e Observação proposto.

A Figura 5 apresenta a planta de dimensionamento da contenção periférica com os três tipos de travamentos (ancoragens, escoras metálicas e mini-banda de laje).

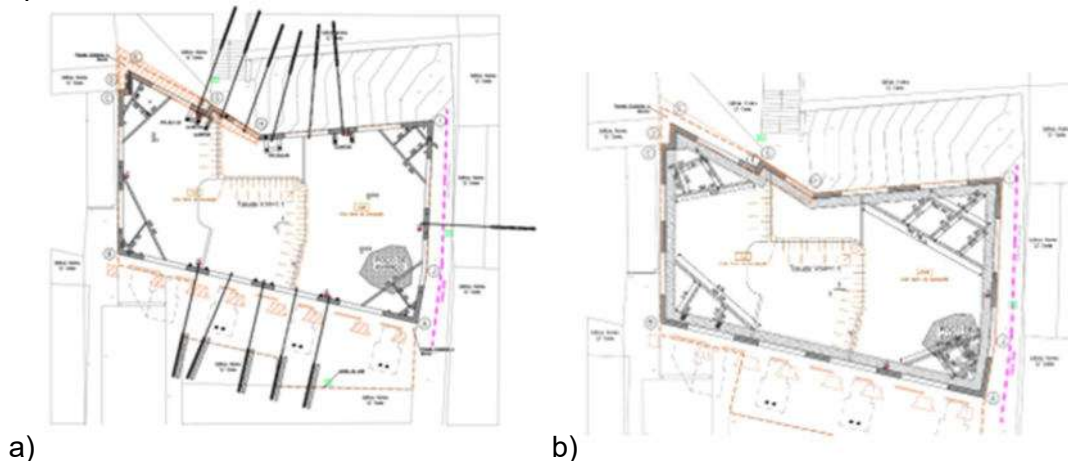


Figura 6 - Planta de e contenção periférica a) primeiro nível de escavação b) níveis inferiores.

### 3.2. Colunas de calda de cimento

Foram executadas em todos os alçados colunas de calda de cimento com 300mm de diâmetro e secantes, sendo assim o afastamento entre eixos de 0,30m. As colunas de calda de cimento, sempre que possível foram executadas na vertical até se atingir uma profundidade de 1.0m sob a zona geotécnica ZG6, correspondendo à camada de aterro, possuindo assim um encastramento de 1.0 na zona geotécnica ZG5.

### 3.3. Contenção tipo “Berlim Definitivo”

A tecnologia de construção da parede de contenção do tipo “Berlim Definitivo” proposta e executada consistiu, basicamente, na construção faseada de cima para baixo de painéis de betão armado que apoiam em microestacas verticais com a secção tubular. Estes elementos foram colocados no interior de furos de 200mm e 210mm de diâmetro, selados através de sistema apropriado no comprimento correspondente ao bolbo de selagem, localizado abaixo da cota do fundo de escavação, e no substrato competente. Os painéis foram betonados diretamente contra o terreno/colunas de calda de cimento, possuindo uma espessura de 30cm ao longo do perímetro de escavação, garantindo-se a sua estabilidade em fase provisória com a utilização de escoras metálicas, ancoragens e mini-banda de laje. Em fase definitiva a sua estabilidade será garantida pela estrutura das lajes dos pisos enterrados.

As microestacas N-80 (API5A) tubulares com secção variável Ø127x9mm (furação 200mm) e Ø139,7x12,5mm (furação 210mm) e uniões exteriores, dispuseram-se com um afastamento variável em planta, localizando-se em cada extremidade dos painéis primários. O comprimento das microestacas é variável em planta consoante a geometria dos alçados, mas possuindo um comprimento mínimo de bolbo de selagem igual a 4m. A selagem das microestacas foi executada através do sistema IRS (Bustamante e Doix, 1985), recorrendo a obturador duplo e a válvulas anti-retorno, no substrato competente com  $N_{spt}$  superior a 60 pancadas. Devido aos condicionamentos em obra, não sendo possível executar as microestacas por baixo das paredes a preservar, e consequentemente no interior da parede de contenção periférica foi necessário garantir a transmissão dos esforços verticais para a microestaca, sendo necessário executar cachorros metálicos, materializados por perfis UNP 240, e cachorros em betão armado.

Como referido anteriormente, o travamento horizontal provisório do berlim definitivo foi executado com recurso a ancoragens, mini-banda de laje e escoras metálicas. O travamento do primeiro nível de escavação foi realizado com recurso a ancoragens com um pré-esforço de 600kN constituídas por 5 cordões de 0.6”, inclinadas a 35° com a horizontal, um comprimento mínimo de bolbo de selagem de 6.0m e um afastamento de 3.0m em furos de 200mm. O travamento dos seguintes pisos enterrados foi realizado com recurso a mini-banda de laje, com espessura de 25cm correspondente à laje definitiva e uma largura de 1.40m, travadas com recurso a escoras metálicas HEB 240 e IPE 200. A Figura 6 capturada no decorrer dos trabalhos em obra, assinala alguns dos elementos referidos anteriormente.



Figura 7 - Foto capturada no decorrer dos trabalhos em obra, com a identificação dos elementos mais relevantes

#### 4. DIMENSIONAMENTO

Para se analisar o comportamento das estruturas de contenção periférica, em termos de esforços nos elementos e deformações, utilizou-se o programa de elementos finitos Plaxis 2D, onde se teve em consideração o faseamento construtivo. Através da análise do relatório geológico e geotécnico existente, foi possível fazer uma caracterização dos materiais existentes no local, sendo assim possível criar o modelo no programa referido, obtendo assim os esforços para a última fase de escavação bem como os deslocamentos horizontais. As figuras seguintes apresentam o modelo da contenção periférica realizado utilizando o programa Plaxis 2D e os deslocamentos horizontais obtidos para a última fase de escavação, respetivamente.

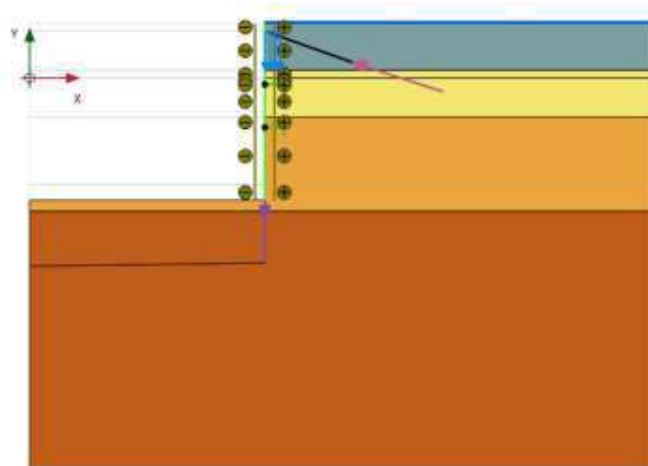


Figura 8 - Modelo da contenção periférica efetuado no programa Plaxis 2D

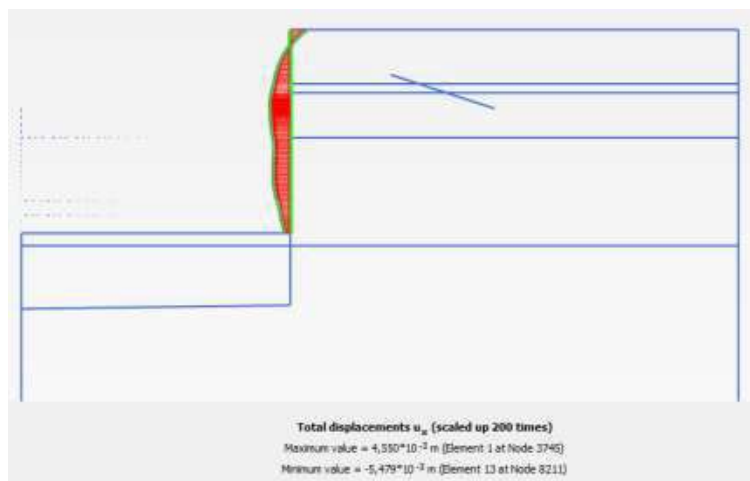


Figura 9 - Deslocamentos horizontais obtidos para a última fase de escavação

A análise realizada consistiu no estudo do comportamento da contenção periférica, para as principais fases de escavação, tendo-se modelado a secção tipo mais representativa das condições vizinhas e das condições geológicas e geotécnicas. Com a modelação realizada, foi possível avaliar e determinar os esforços atuantes na estrutura de contenção periférica, deformações da própria estrutura e estruturas vizinhas, estado de tensão e a estabilidade dos solos contidos.

Em complemento, em fase de obra foi materializado um plano de instrumentação e observação como ferramenta para mitigar riscos e validar os pressupostos de projeto. Em função dos resultados obtidos, foram realizadas retro análises para recalibração dos modelos, tendo em consideração o comportamento real verificado *in situ*.

## 5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

No âmbito do presente projeto foi definido um Plano de Instrumentação e Observação (PIO), com o objetivo de gestão do risco associado à realização dos trabalhos de escavação e contenção periférica. No enquadramento, foram instalados os seguintes aparelhos:

- 30 alvos topográficos, distribuídos pelos vários alçados da contenção periférica e pelas estruturas vizinhas;
- Sismógrafo;
- Piezómetro;

Com base na modelação realizada através do programa de elementos finitos citado anteriormente, foram definidos os critérios de alerta e de alarme para todos os aparelhos e para todas as estruturas e infraestruturas monitorizadas, tendo-se considerado para o critério de alerta um deslocamento máximo de 10mm na direção horizontal e vertical, e para o critério de alarme considerou-se um deslocamento máximo de 15mm na direção horizontal e vertical. Foram igualmente definidas medidas de reforço, caso os referidos critérios viessem a ser ultrapassados. Apresenta-se na Figura 9 a localização dos alvos topográficos colocados na fachada a preservar e nas estruturas vizinhas.

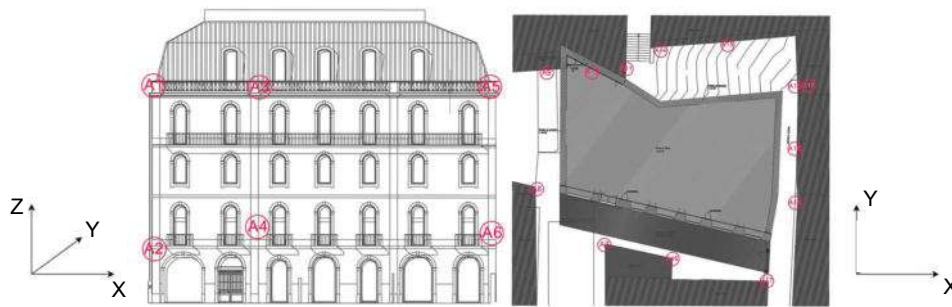


Figura 10 - Posicionamentos dos alvos topográficos.

Apresenta-se também em seguida, nas Figuras 10 a 12 as leituras dos vários alvos ao longo da obra, assim como os critérios de alerta e alarme adotados.



Figura 11 – Deslocamentos em X.

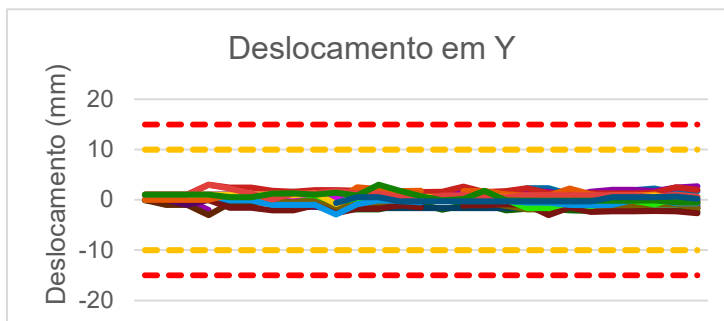


Figura 12 – Deslocamentos em Y.

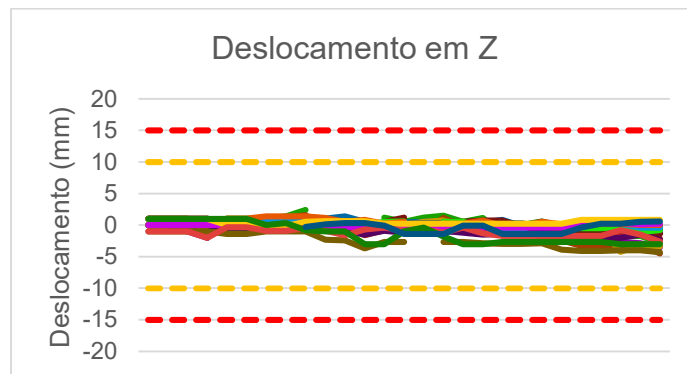


Figura 13 - Deslocamentos em Z.

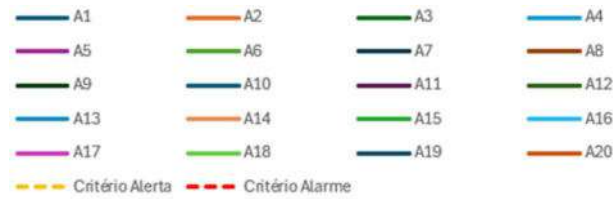


Figura 14 - Legenda dos gráficos de deslocamentos.

Os resultados obtidos permitiram comprovar a adequação das soluções implementadas e dos parâmetros geomecânicos considerados na modelação das soluções.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo expõe as soluções e medidas adotadas no âmbito da execução de uma escavação e contenção periférica, em meio urbano, fortemente condicionada pela vizinhança, pelo cenário geológico e pelas restrições de estaleiro, que condicionaram a evolução dos trabalhos. Neste contexto, é importante salientar a importância do Plano de Instrumentação e Observação na gestão do comportamento da contenção periférica e das estruturas e infraestruturas vizinhas, confirmando-se como uma ferramenta indispensável numa obra com as características da presente.

## AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à empresa “PRIMEPORTUGAL” e ao dono de obra pela autorização para a redação e publicação do presente artigo. Consideram ainda importante sublinhar que as soluções implementadas resultaram de um trabalho de equipa das várias entidades envolvidas.

## REFERÊNCIAS

- Bustamante, M. e Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Ministère de L'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris. n°140, pp.75-92.
- Carvalho, C. e Pinto, A. (2019). AR53 – Ground Improvement and Earth Retaining Solutions in Lisbon Downtown. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Reykjavik, Iceland. Discussion Section D3-6 (Preservation of Historic Sites). ISBN 978-9935-9436-1-3.
- Tomásio, R. e Pinto, A. (2019). Retaining Wall Solutions for Underground Extension of Hospital da Luz in Lisbon – Portugal. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Reykjavik, Iceland. Discussion Section D5-5 (Soil Structure). ISBN 978-9935-9436-1-3
- ALMEIDA, M. F. (1985). Carta Geológica do Concelho de Lisboa na escala 1:10 000. Folha 3. Serviços Geológicos de Portugal.
- ENGCEO (2019). Relatório Geológico-Geotécnico – Edifício de Habitação Coletiva, Avenida 24 de Julho, nº70 a 70F – Lisboa.

## DESEMPENHO DE MICROESTACA À TRACÇÃO POR MEIO DE PROVA DE CARGA E SIMULAÇÃO NUMÉRICA

### TENSILE BEHAVIOUR OF A MICROPILE BASED ON LOAD TEST AND NUMERICAL SIMULATION

Paludeto, Thaís Maria Leite, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, tpaludeto@jetsj.com\**  
Henriques, André, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, ahenriques@jetsj.com*

*\*autor para correspondência*

#### RESUMO

O artigo apresenta a análise do comportamento à tração de uma microestaca com 23 m de comprimento e furação de 250 mm de diâmetro, executada em Felgueiras, no distrito do Porto. A microestaca foi executada com tubo metálico de classe N80 (127 × 10 mm) e um comprimento de selagem de 5 m, com injeção do tipo IRS, conforme adotado nas estacas de fundação da torre da linha elétrica. A microestaca foi instrumentada com *strain gauges* ao longo do comprimento de selagem e submetida a uma prova de carga estática à tração, com o objetivo de avaliar o seu desempenho global e a transferência de carga em profundidade. Os resultados experimentais são apresentados sob a forma de curvas carga–deslocamento. Adicionalmente, foi desenvolvida a modelação numérica da prova de carga no software PLAXIS 3D, recorrendo a modelos constitutivos avançados para a representação do comportamento não linear do solo e da interação solo–estrutura. A análise numérica permitiu reproduzir o comportamento observado em ensaio, bem como avaliar a influência da definição dos parâmetros do solo, obtidos a partir de ensaios in situ, na simulação da resposta da microestaca, destacando o potencial da modelação numérica como ferramenta complementar na interpretação de provas de carga.

#### ABSTRACT

This paper presents the analysis of the tensile behaviour of a micropile with a length of 23 m and a borehole diameter of 250 mm, constructed in Felgueiras, in the Porto district. The micropile was executed using an N80 steel tube (127 × 10 mm) with a bonded length of 5 m, employing IRS-type grouting, as adopted for the foundation piles of an overhead power transmission tower. The micropile was instrumented with strain gauges along the bonded length and subjected to a static tensile load test, aiming to evaluate its global performance and the load transfer mechanism with depth. The experimental results are presented in the form of load–displacement curves. In addition, a numerical simulation of the load test was carried out using the PLAXIS 3D software, adopting advanced constitutive models to represent the nonlinear soil behaviour and the soil–structure interaction. The numerical analysis successfully reproduced the behaviour observed in the field test and allowed the assessment of the influence of soil parameter definition, derived from in situ tests, on the simulated micropile response, highlighting the potential of numerical modelling as a complementary tool for the interpretation of load tests.

## 1. INTRODUÇÃO

A definição da capacidade de carga é um aspecto básico para análise e projeto de fundações profundas. A execução de uma prova de carga é a forma mais confiável para determinar a capacidade de carga de uma fundação profunda. (Fellenius, 2004; Fellenius, 2021).

O objetivo para a realização de uma prova de carga abrange aspectos técnicos e económicos. A prova de carga, principalmente quando instrumentadas em profundidades, permite a verificação do desempenho da fundação o que traz segurança para um dimensionamento de uma fundação mais econômica. (Carvalho e Albuquerque, 2024).

No entanto, uma prova de carga pode ser representada por um modelo matemático e solucionado por meio de um método numérico, como o método de elementos finitos (Sirois e Grilli, 2015). A modelagem e a simulação numérica são ferramentas que têm sido cada vez mais empregadas na engenharia geotécnica, com um desenvolvimento acelerado nos últimos anos com o avanço das técnicas computacionais (Zhang et al, 2013).

Dessa forma, a modelagem de problemas geotécnicos tem desempenhado papel cada vez mais importante na obtenção de uma melhor compreensão do comportamento dos geomateriais e geoestruturas e na garantia da segurança e sustentabilidade de projetos complexos de geotecnia (Zhang et al, 2013).

## 2. CARACTERIZAÇÃO GERAL DA OBRA

No presente trabalho são apresentadas as análises dos resultados da prova de carga à tração, a fim de avaliar o desempenho da microestaca definida em projeto para fundação do poste 5 pertencente à linha , a qual permite a ligação da Central Solar Fotovoltaica de Felgueiras (CSF Felgueiras) com a subestação de Sousa (SE Sousa), denominada de LN60 kV 1552 CSF Felgueiras – SE Sousa, cuja localização é apresentada na Figura 1.

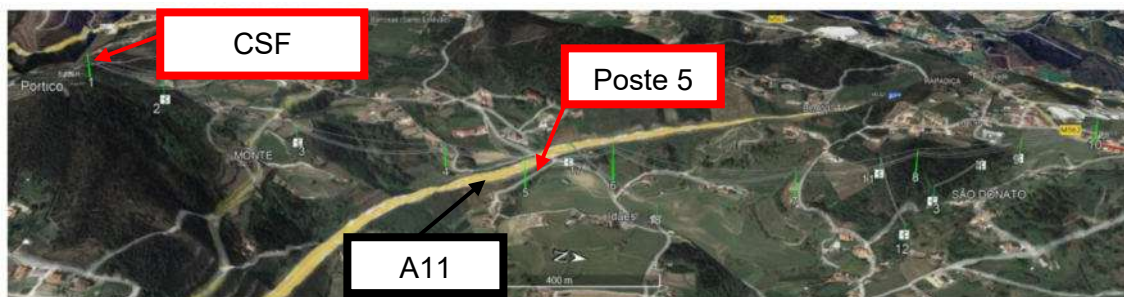


Figura 1 - Planta de localização do poste 5 pertencente à Linha LN60 kV 1552 CSF Felgueiras – SE Sousa (Google Earth)

## 3. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O local em estudo insere-se na Carta Geológica de Portugal, folha 09-B, na escala 1:50 000, cujo extrato está apresentado na

Figura 2. No local em estudo, por análise da Carta Geológica de Portugal e pelas informações de campo e da prospecção geológica, foi identificado a seguinte unidade geológica: Granitóides Hercínicos. A unidade geológica é composta por Granodiorito de Felgueiras. Em termos hidrogeológicos, próximo do poste 5, o nível freático foi identificado à profundidade de aproximadamente 2,85 m.

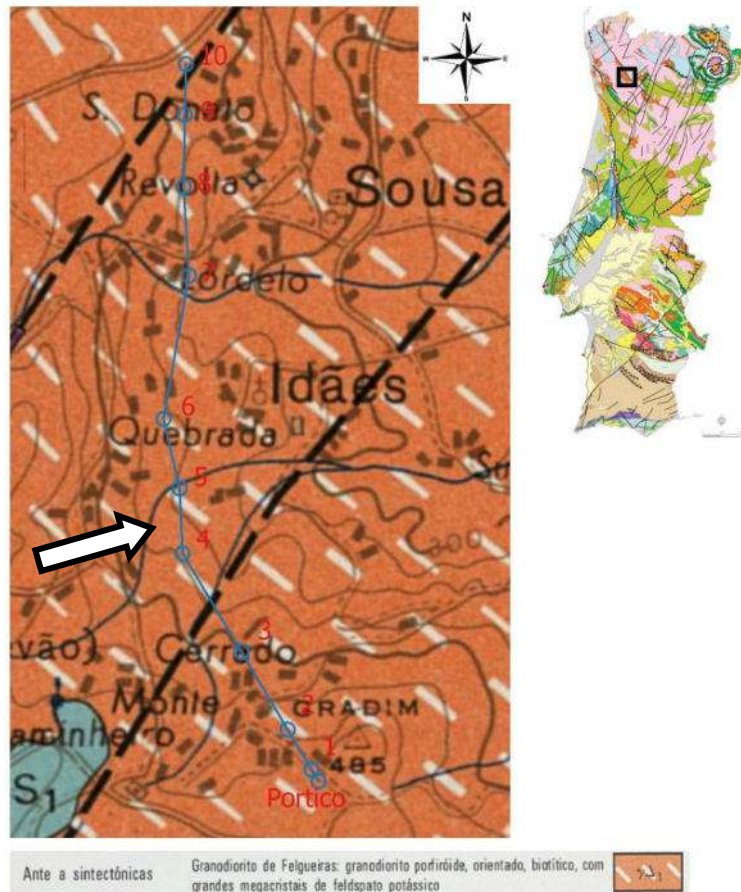


Figura 2 - Extrato da folha 09-B da Carta Geológica de Portugal. publicada à escala 1:50 000 com localização do traçado da linha.

Antes da execução da microestaca e preparação do ensaio de carga foi executada uma sondagem (SPT) no local de implantação do ensaio a fim de verificar o perfil do subsolo e validar o dimensionamento do ensaio. Tendo por base os resultados obtidos na sondagem realizada, bem como pela informação bibliográfica disponível, individualizaram-se as unidades lito-estratigráficas assinaladas na Quadro 1.

Quadro 1 – Unidades lito-estratigráficas.

IDADE	FORMAÇÕES	LITOLOGIA
	Aluvião	Silte argiloso
Hercínico	Granodioritos de Felgueiras	Granodiorito decomposto, recuperado como areia de grão médio a grosseiro

A partir do resultado da sondagem, foram definidas três zonas geotécnicas. A ZG3, até à profundidade de 4,5 m, corresponde a materiais de aterro e aluviões superficiais pouco compactos, com valores de  $N_{SPT}$  entre 5 e 12. Subjacente, a ZG2 apresenta

cerca de 13,5 m de espessura e é constituída por granodioritos decompostos sob a forma de argilas siltosas, com valores de  $N_{SPT}$  entre 12 e 36. A ZG1 surge a partir dos 18 m de profundidade, sendo composta por granodioritos decompostos sob a forma de areias médias a grossas, com  $N_{SPT}$  de 60 pancadas

Os parâmetros geotécnicos de cada zona, definidos a partir de correlações com os valores de  $N_{SPT}$ , encontram-se apresentados no Quadro 2 e foram utilizados na definição do modelo numérico.

Quadro 2 – Valores dos parâmetros geomecânicos estimados das zonas geotécnicas intercetadas na zona em estudo.

Zona Geotécnica	Litologia	$N_{SPT}$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	E [MPa]
ZG3	Aluvião silto-argiloso	5-12	16	-	20	5
ZG2	Granodiorito decomposto Argilas siltosas	12-36	19	5	35	20
ZG1	Granodiorito decomposto Areia de grão médio a grosso	60	21	30	38	70

#### 4. MICROESTACA DO ENSAIO

A microestaca definida em projeto é constituída por um tubo de aço N80 (API 5A), com diâmetro  $\phi$  127 × 10 mm, ligado por uniões exteriores, apresentando 18,0 m de comprimento livre e 5,0 m de comprimento de selagem, totalmente inserido na zona geotécnica ZG1. A execução foi realizada em furo de  $\phi$  250 mm de diâmetro, recorrendo à técnica de injeção IRS. Para a realização do ensaio, a microestaca foi reforçada internamente com um varão GEWI de  $\phi$  63,5 mm.

No bolbo de selagem da estaca foram instalados em 3 níveis de *strain gauges* para leituras de deformação do tubo da microestaca em resposta a força aplicada no decorrer do ensaio. Os *strain gauges* foram instalados no todo da micro estaca e foram fixados com abraçadeiras de *nylon*, conforme apresentado na Figura 3.



Figura 3 – Instalação da instrumentação

Ao longo do comprimento livre, a microestaca foi entubada de modo a eliminar o atrito lateral da calda de cimento durante o ensaio, assegurando que a carga fosse integralmente mobilizada no bolbo de selagem. Na Figura 4 apresenta, em corte, o perfil do

subsolo, a microestaca ensaiada e os três níveis de instrumentação ao longo do bolbo de selagem.

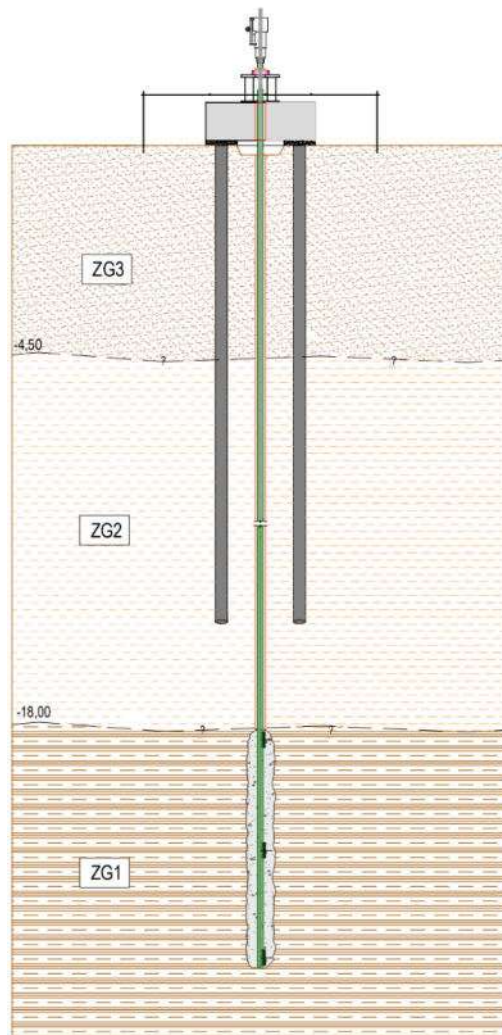


Figura 4 – Perfil do subsolo e microestaca a ser ensaiada

## 5. PROVA DE CARGA À TRAÇÃO

### 5.1. Sistema de reação

A estrutura de reação é constituída por um maciço de betão armado pré-fabricado (2,3 × 2,3 × 0,8 m), com um furo central de 200 mm para passagem da barra GEWI e ligação ao macaco hidráulico, dimensionado para uma carga máxima de 1400 kN, conforme apresentado na Figura 5.

Devido a baixa capacidade de carga do solo superficial de apoio do maciço, com tensão máxima admissível estimada de 50 kPa, optou-se pela execução de 8 colunas de calda de cimento com  $\phi 250\text{mm}$  de diâmetro e com 10,00m de profundidade, para melhoramento do solo superficial, e assim, viabilizar a utilização do maciço pré-fabricado disponível pela empresa executora do ensaio.



Figura 5 – Sistema de reação da prova de carga

Foram instalados seis defletómetros: TD1 e TD2 para medição dos deslocamentos da microestaca e TD3 a TD6 para controlo dos deslocamentos do maciço de reação. Adicionalmente, foram implantados alvos topográficos na estrutura de referência e no maciço, para verificação do nivelamento e estabilidade durante o ensaio. Na Figura 6 é possível observar a vista em planta e em alçado do maciço de reação com a localização esquemática dos extensómetros, respetivamente.

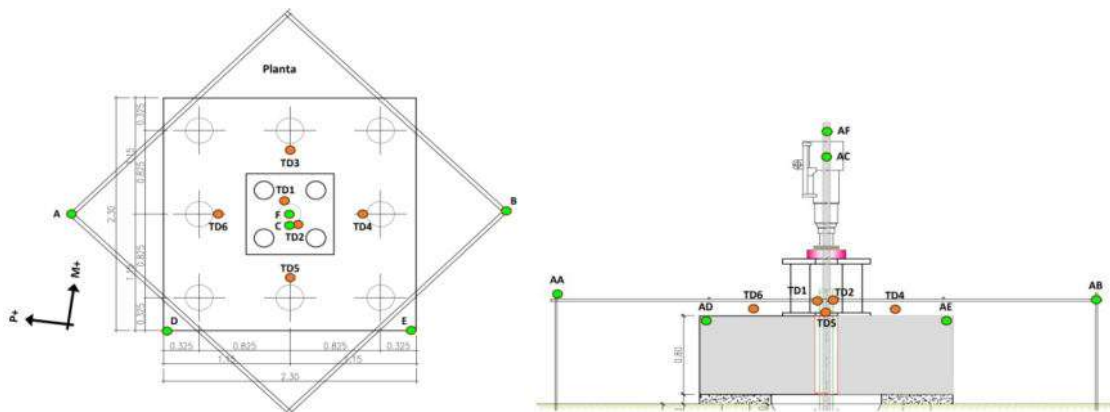


Figura 6 – Vista em planta e alçado do maciço de reação do ensaio de carga e localização esquemática dos extensómetros e alvos topográficos

## 5.2. Prova de carga à tração

A microestaca foi ensaiada até à carga teórica de rotura ( $P_r = 1400 \text{ kN}$ ), através de seis ciclos de carga e descarga, com leituras em patamares durante ambas as fases. Nos patamares de carga máxima, foi realizado um patamar de fluência, com leituras a carga constante.

Na Figura 7 apresentam-se as curvas carga–deslocamento para cada ciclo de carregamento. Observa-se que a microestaca apresentou um comportamento predominantemente elástico.

temente elástico, sem evidência de rotura ou perda brusca de rigidez. Este comportamento indica que a resistência de aderência ao longo do bolbo não foi plenamente mobilizada, sugerindo que a carga máxima aplicada se manteve inferior à capacidade última do sistema.

Com o aumento dos patamares de carga, verifica-se um ligeiro deslocamento das curvas para a direita, evidenciando a ocorrência de deformações residuais após cada ciclo de descarga. A relação aproximadamente linear entre carga e deslocamento até níveis elevados de carregamento confirma o bom desempenho estrutural e geotécnico da microestaca.

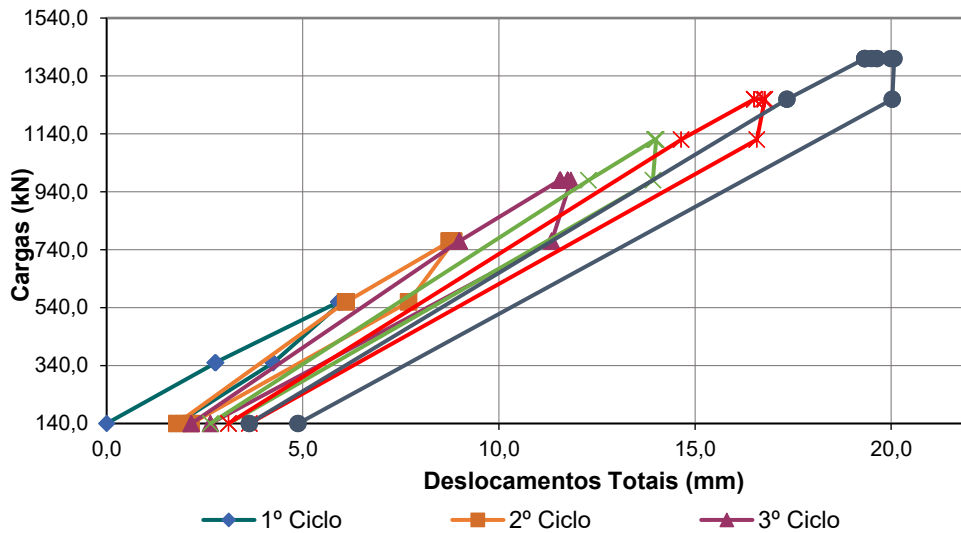


Figura 7 – Gráfico: Curvas carga-deslocamento

Na Figura 8 apresentam-se os coeficientes de fluência por patamar. Até ao 4.º nível de carga, os deslocamentos estabilizam, com taxas inferiores a 0,3 mm/h. A partir do 5.º patamar, observa-se um aumento progressivo da fluência, indicando reacomodações no sistema solo–microestaca e refletindo-se em acréscimos de deformação residual. Este comportamento sugere a mobilização progressiva da interface solo–calda de cimento, com desenvolvimento de deformações plásticas localizadas.

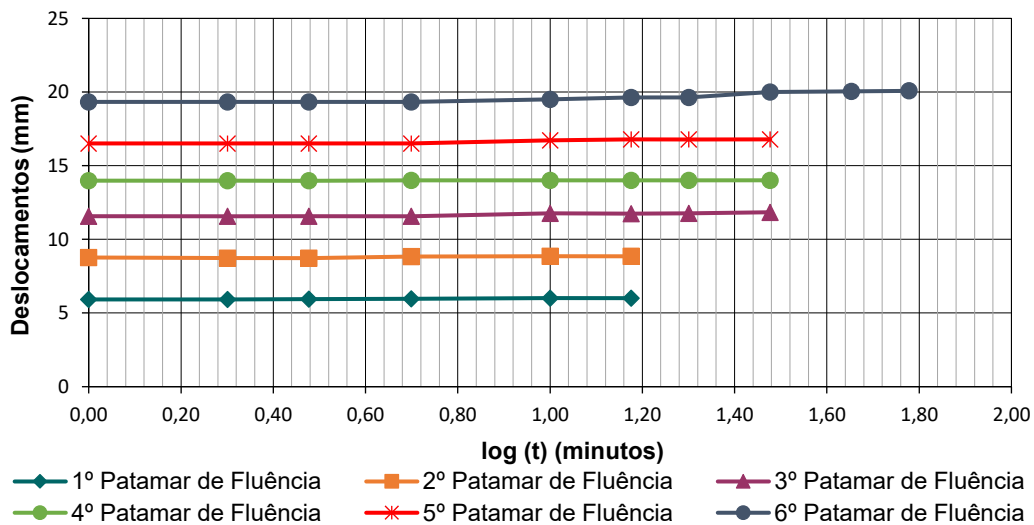


Figura 8 – Gráfico: Coeficientes de fluência por patamar

Na Figura 9 apresentam-se os deslocamentos obtidos por monitorização óptica 3D. Os alvos na estrutura de referência (AA e AB) mantiveram deslocamentos praticamente nulos em todas as direções, confirmando a estabilidade e nivelamento do ensaio.

No maciço de reação (AD e AE), os deslocamentos foram também desprezáveis nas direções horizontais (M e P), não se registando movimentos laterais (Figura 9a e 9b). Contudo, na direção vertical (Figura 9c), observou-se diferença entre as leituras, indicando a ocorrência de assentamento diferencial. O alvo instalado no macaco (AC) apresentou igualmente deslocamentos praticamente nulos e constantes nas direções M e P (Figura 9a e 9b), confirmando a ausência de deslocamentos horizontais do sistema de reação.

Os strain gauges instalados no bolbo de selagem não apresentaram resposta, tendo ocorrido perda prematura de sinal, provavelmente associada ao método de instalação. Esta limitação inviabilizou a avaliação da transferência de carga em profundidade; ainda assim, destaca-se o potencial deste tipo de instrumentação na estimativa da distribuição de tensões ao longo da interface solo–microestaca, desde que asseguradas condições adequadas de instalação.

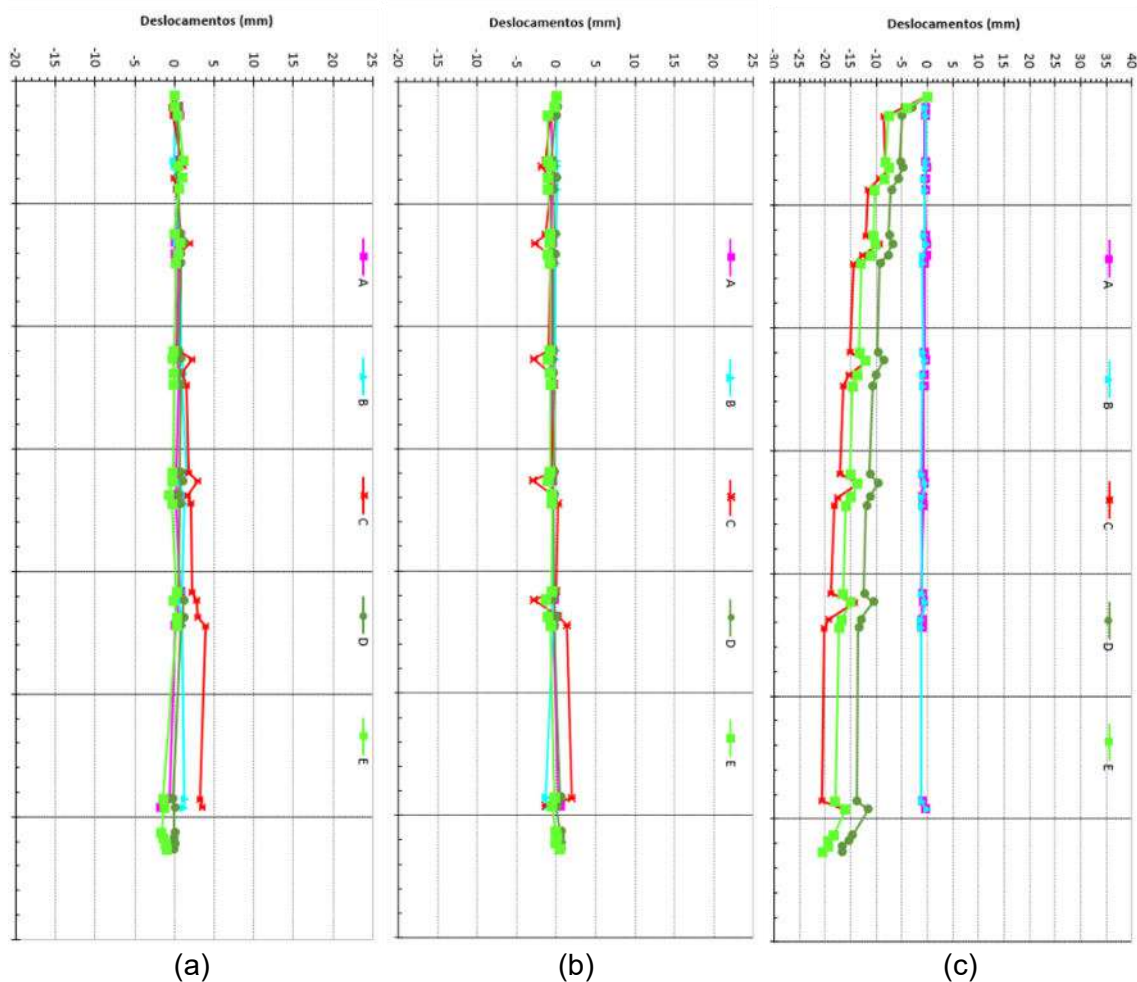


Figura 9 – Gráfico: Monitorização óptica 3D dos alvos

(a) Deslocamentos em M (b) Deslocamentos em P (c) Deslocamentos em z

## 6. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PROVA DE CARGA – PLAXIS 3D

A prova de carga à tração apresentada foi simulada numericamente recorrendo ao software PLAXIS 3D, com o objetivo de reproduzir a resposta carga–deslocamento observada experimentalmente, incluindo o comportamento sob carregamento cíclico.

O solo foi modelado com o modelo constitutivo Hardening Soil Small Strain (HSsmall), o qual permite uma representação mais realista da rigidez do solo a pequenas deformações, particularmente relevante na fase inicial do carregamento. Os parâmetros geotécnicos foram estimados com base em correlações empíricas com os valores de  $N_{SPT}$ . Ainda assim, a comparação entre os resultados experimentais e numéricos permitiu aferir a adequação global destes parâmetros na reprodução da resposta carga–deslocamento.

A utilização do HSsmall revelou-se essencial para a correta reprodução da rigidez inicial do sistema, uma vez que modelos constitutivos mais simples tendem a subestimar a rigidez a pequenas deformações, conduzindo a deslocamentos excessivos para níveis de carga reduzidos.

O comprimento livre da microestaca foi modelado com elementos *node-to-node anchor*, impedindo a mobilização de atrito lateral, enquanto o bolbo de selagem foi representado por elementos *Embedded Beam*. Estes permitem representar a interação solo–estrutura e a mobilização da resistência de fuste. A rigidez axial dos elementos foi definida com base nas propriedades geométricas e mecânicas do conjunto aço–calda de cimento.

O carregamento foi aplicado de forma faseada, reproduzindo os ciclos de carga e descarga realizados experimentalmente, garantindo a continuidade do estado de tensões e deformações no solo entre ciclos.

Na Figura 10a e Figura 10b apresentam-se, respetivamente, o modelo adotado e a malha de elementos finitos. Na Figura 10c ilustram-se os deslocamentos e a mobilização de carga ao longo do bolbo de selagem, evidenciando a transferência de esforços para o terreno envolvente. Na Figura 10d apresentam-se os pontos plásticos, que correspondem a zonas do modelo onde o critério de cedência do solo é atingido, indicando a ocorrência de deformações irreversíveis e permitindo identificar as regiões de maior sollicitação e possível plastificação.

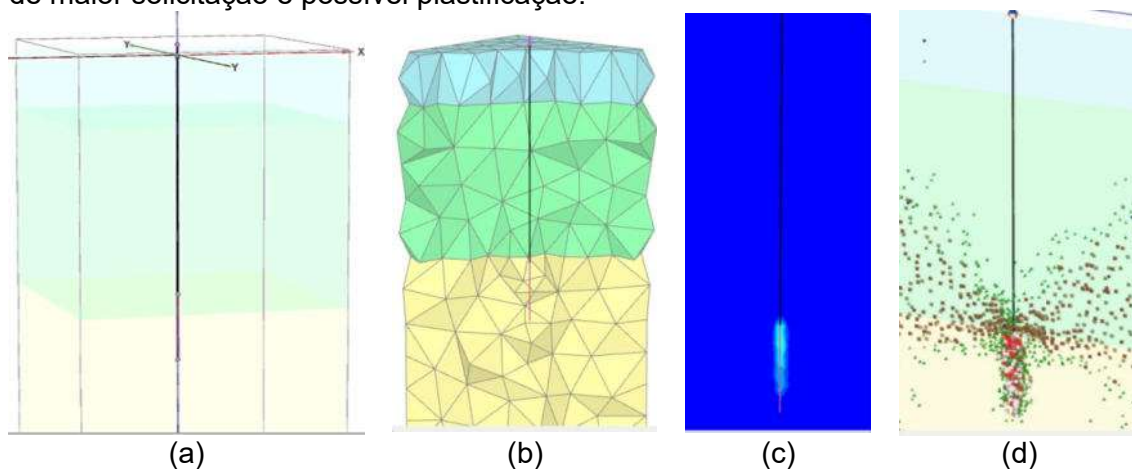


Figura 10 – Modelo Plaxis 3D (a) Modelagem dos elementos; (b) Malha de elementos finitos; (c) Deslocamentos e mobilização da carga no bolbo de selagem; (d) Pontos Plásticos

Na Figura 11 estão apresentadas as curvas carga-deslocamento obtidas na modelagem numérica no plaxis 3D, para cada ciclo de carga e Figura 12 estão apresentadas as curvas carga-deslocamento obtidas na prova de carga experimental.

A comparação entre os resultados numéricos e experimentais evidenciou boa concordância ao nível da rigidez inicial e da inclinação média das curvas, sendo igualmente captada a tendência de acumulação de deslocamentos residuais, ainda que com valores ligeiramente inferiores aos observados em campo.

Esta diferença é atribuída às limitações do PLAXIS 3D, que não incorpora modelos constitutivos cíclicos específicos para a degradação progressiva da aderência solo–microestaca, sendo a resposta cíclica obtida essencialmente resultante da plasticidade acumulada do solo e do comportamento não linear da interação solo–estrutura.

Embora o problema apresente natureza essencialmente axissimétrica, passível de análise em modelo 2D com menor custo computacional, a abordagem tridimensional permitiu maior flexibilidade na representação do sistema. Ainda assim, a modelação revelou-se adequada para a análise do comportamento global da microestaca, constituindo uma aproximação tecnicamente fundamentada da resposta observada.

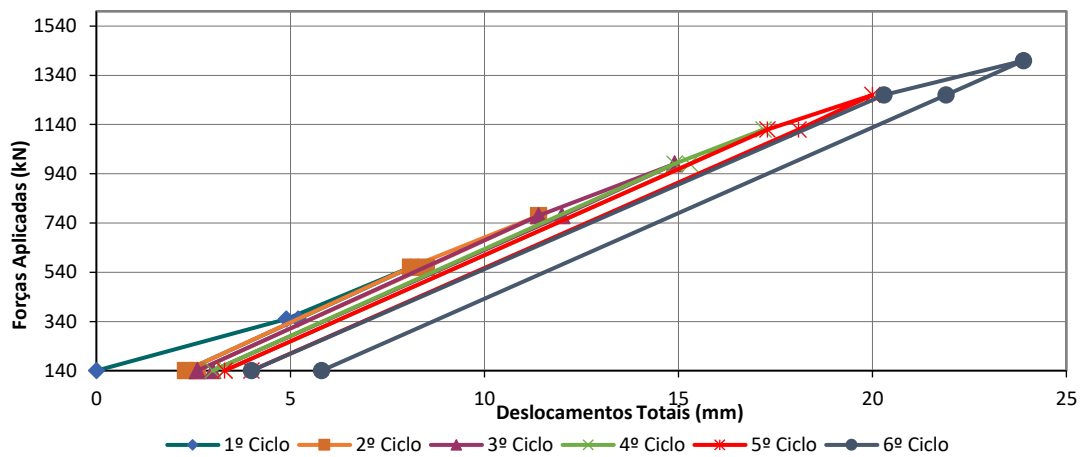


Figura 11 – Gráfico: Curvas carga-deslocamento – Plaxis 3D

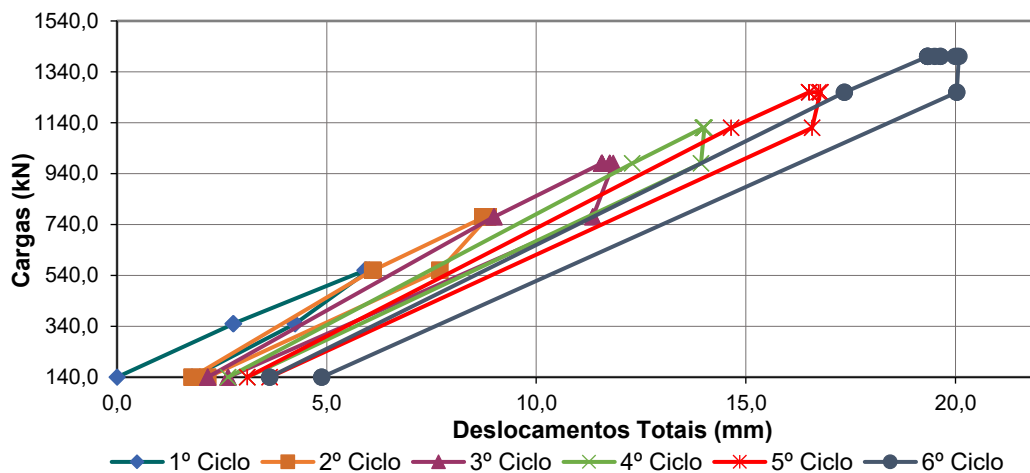


Figura 12 – Gráfico: Curvas carga-deslocamento – Prova de Carga

## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A interpretação dos resultados do ensaio evidenciou um desempenho satisfatório do bolbo de selagem durante os quatro primeiros ciclos de carregamento, com taxas de fluência reduzidas e inferiores ao limite de 0,3 mm/h. A partir do quinto patamar de carga, observou-se um aumento progressivo da fluência e da deformação residual, indicando o início de reacomodações do sistema solo–microestaca. Os resultados sugerem que os ciclos de carga poderiam ter sido prolongados até à completa estabilização das leituras, permitindo uma avaliação mais rigorosa da dissipação da fluência.

O comportamento global da microestaca manteve-se compatível com o esperado, verificando-se um aumento gradual da fluência, sugerindo o início de plastificação para níveis de carga mais elevados, sem evidência de rutura nítida ou perda abrupta de rigidez. Os deslocamentos registados foram consistentes com o desempenho exigido para microestacas submetidas a esforços de tração.

A instrumentação com *strain gauges* ao longo do bolbo de selagem não permitiu a análise da transferência de carga em profundidade, devido à perda de leitura dos sensores, provavelmente associada ao método de instalação. Esta limitação evidencia o elevado potencial deste tipo de ensaio instrumentado e reforça a necessidade de adoção de métodos de instalação mais robustos.

A modelação numérica da prova de carga, realizada no software PLAXIS 3D, permitiu reproduzir de forma satisfatória o comportamento global observado no ensaio, em particular a resposta carga–deslocamento. Os resultados numéricos evidenciaram ainda a sensibilidade da resposta do modelo à definição dos parâmetros geotécnicos, obtidos por correlações com ensaios *in situ*, reforçando o potencial da modelação numérica como ferramenta complementar na interpretação de provas de carga estática em microestacas.

Embora o problema apresente características essencialmente axissimétricas, passíveis de análise em modelo 2D com menor custo computacional, a utilização de um modelo tridimensional permitiu maior flexibilidade na representação do sistema. Ainda assim, a comparação entre abordagens 2D e 3D constitui um desenvolvimento relevante para trabalhos futuros. Os resultados obtidos reforçam a importância da integração entre ensaios de campo e modelação numérica na avaliação do comportamento de microestacas à tração.

## AGRADECIMENTOS

À DrillGo – Geotecnia e Obras Subterrâneas, empresa executora do ensaio, e à EDP, pelo fornecimento dos dados e resultados da prova de carga instrumentada, fundamentais para o desenvolvimento deste artigo.

## REFERÊNCIAS

Carvalho, D. e Albuquerque, P. J. R. (2023). Prova de carga estática em fundações: realização – interpretação – projeto – resultados. Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP).

- CEN (2003). *Execution of special geotechnical works — Micropiles (prEN 14199:2001 Final draft)*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- Fellenius, B. H. (2021). *Basics of foundation design — a textbook*. Electronic edition. Disponível em: [www.fellenius.net](http://www.fellenius.net). Acesso em: [data do último acesso], 534 p.
- Fellenius, B. H. (2004). Unified design of piled foundations with emphasis on settlement analysis. *Honoring George G. Goble — Current Practice and Future Trends in Deep Foundations*. Geo-Institute Geo-TRANS Conference, Los Angeles, USA, pp. 253–275.
- IPQ (2009). *NP EN 1997-1:2008 — Eurocódigo 7: Projeto geotécnico — Parte 1: Regras gerais*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.
- IPQ (2016). *NP EN 1537:2016 — Execução de trabalhos geotécnicos especiais — Tirantes (ancoragens)*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.
- Sirois, F. e Grilli, F. (2015). Potential and limits of numerical modelling for supporting the development of HTS devices. *Superconductor Science and Technology*, v. 28, n. 043002.
- Zhang, G., Fu, P. e Liang, F. (2013). Mathematical and numerical modelling in geotechnical engineering. *Journal of Applied Mathematics*, v. 2013, n. 123485, p.1.

**SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM EDIFÍCIO  
RESIDENCIAL, EM ALMADA  
EXCAVATION AND RETAINING SYSTEMS FOR A RESIDENTIAL BUILDING  
IN ALMADA**

Ana Maria Pauseiro, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, apauseiro@jetsj.com\**

Ricardo Justiniano, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, rjustiniano@jetsj.com*

*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

O presente artigo descreve a execução de uma escavação e contenção periférica associada a um empreendimento residencial, com três caves parcialmente enterradas, localizado em Almada, inserido em meio urbano densamente consolidado. As soluções adotadas foram condicionadas pela configuração arquitetónica do edifício, pela proximidade de construções envolventes e pelas características geológicas e geotécnicas do local. Numa fase inicial, o projeto previa a adoção de soluções de contenção periférica baseadas na tecnologia de “Berlim Definitivo” no alçado Poente, complementadas com escavação em talude nos alçados Norte e Nascente. Contudo, em virtude da execução da obra ter decorrido durante um período de maior pluviosidade, procedeu-se à revisão do projeto, tendo sido abandonada a solução de escavação em talude e adotada, em alternativa, uma solução de cortina de estacas. As paredes de contenção do tipo “Berlim Definitivo” são verticalmente suportadas por microestacas tubulares do tipo N-80 API e horizontalmente travadas por ancoragens e escoras metálicas de canto provisórias. A cortina de estacas é constituída por estacas de betão armado com diâmetro de 500 mm, espaçadas de 0,5 m, intercaladas com estacas plásticas, travadas por ancoragens e escoras metálicas de canto provisórias. No âmbito da intervenção, foi implementado um plano de instrumentação e observação, concebido como ferramenta proativa para a monitorização do comportamento da contenção e para a validação dos pressupostos de projeto.

**ABSTRACT**

This paper presents the excavation and earth-retaining solutions adopted for a residential development with three basement levels, located in Almada, Portugal, within a densely urbanised environment. The design and construction were constrained by the building’s architectural layout, the proximity of surrounding structures, and the local geological and geotechnical conditions. Initially, the project envisaged the “Permanent Berlin Wall” technique complemented by sloped excavation. However, due to construction occurring during a period of heavy rainfall, the design was revised, eliminating the sloped excavation and adopting an anchored bored pile retaining wall instead. The Berlin-type retaining walls are vertically supported by tubular N-80 API micropiles and laterally restrained by temporary ground anchors and/or steel struts. The bored pile retaining wall consists of reinforced concrete piles with a diameter of 500 mm, spaced at 0.5 m, alternating with plain piles, and is laterally stabilized by temporary anchors and struts. A comprehensive instrumentation and monitoring programme was implemented to proactively evaluate the structural and geotechnical behaviour of the excavation and retaining systems, validating the design assumptions and ensuring the safety of the surrounding structures.



A análise das leituras dos níveis de água realizadas durante a execução das sondagens e as leituras do nível de água nos piezômetros instalados, levaram a considerar que o nível freático estabilizado está entre as cotas 81,3 m e 78,7 m.

No que toca ao zonamento geotécnico, foram identificadas quatro zonas geotécnicas (ZG1 a ZG4) com características geomecânicas distintas:

- ZG4: Aterros e depósitos de cobertura, com espessuras entre 1,4 e 1,5 m, presentes em todas as sondagens. Não foram realizados ensaios SPT nesta zona;
- ZG3: Argilas siltosas e siltes ligeiramente arenosos, com espessuras entre 1,5 e 3,0 m. Valores de NSPT entre 14 e 27 pancadas, sendo mais frequentes entre 16 e 26;
- ZG2 (subdividida em ZG2A e ZG2B):
  - ZG2B: Siltes ligeiramente arenosos e argilosos e argilas siltosas, com espessuras de 1,5 a 6 m e NSPT entre 30 e 49 pancadas;
  - ZG2A: Siltes e argilas siltosas, por vezes ligeiramente arenosos ou com intercalações fossilíferas, com espessuras de 1,5 a 3 m e NSPT superiores a 50 pancadas;
- ZG1: Siltes e argilas siltosas, com espessuras de 1,5 a 5 m e NSPT sempre superiores a 60 pancadas, correspondendo à melhor qualidade geomecânica.

A **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** apresenta os parâmetros geomecânicos característicos das zonas geotécnicas definidas.

Quadro 1 - Caracterização geomecânica das quatro zonas geotécnicas (ZG4-ZG1)

Zona Geotécnica	Litologia	Estratigrafia	N <sub>SPT</sub>	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$E'$ (MPa)
ZG4	Aterros/depósitos cobertura	Holocénico		14-16	14-18	-	2-5
ZG3	Argilas siltosas	Miocénico (Argila de Xabregas (M <sub>XA</sub> ))	14-27 (16-26)*	15	30-32	17-22	12-33
	Silte por vezes ligeiramente argiloso			17-19	25-30	5-10	20-40
ZG2B	Siltes por vezes ligeiramente arenosos e argilosos		30-49 (31-47)*	20-22	25-32	10-20	45-70
	Argilas siltosas			21-22	32-35	20-50	22-50
ZG2A	Siltes por vezes ligeiramente arenosos e argilosos		>50 (53-55)*	21-22	32-35	20-40	50-75
	Argilas siltosas			22-23	32-37	25-70	35-40
ZG1	Argilas siltosas		>60	22-24	35-38	80-100	45-60
	Silte por vezes ligeiramente arenosos e argilosos			21-22	28-35	20-30	50-120

### 3. SOLUÇÕES PROPOSTAS

#### 3.1. Considerações gerais

No âmbito da contenção periférica, na frente Poente, onde a escavação em talude se encontrava inviabilizada em virtude da coincidência da implantação do muro com o limite do lote, foi adotada a solução de contenção do tipo “Berlim Definitivo”. Adicionalmente, nos alçados Norte e Nascente, foi implementada uma cortina de estacas ancorada e escorada, incorporada em fase de revisão de projeto, em resposta às condições de instabilidade observadas na escavação em talude após períodos de elevada pluviosidade, com o objetivo de garantir a estabilidade provisória da escavação face ao talude existente. Esta é composta por dois níveis de ancoragens, um na viga de coroamento de betão armado e outra na viga de distribuição metálica provisória.

A solução adotada encontra-se representada na Figura 2.

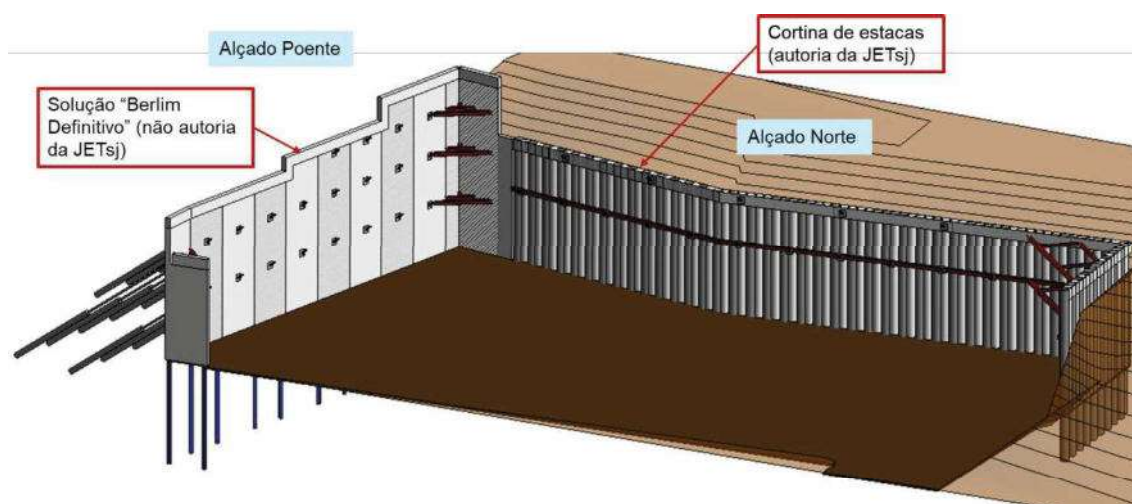


Figura 2 – Representação 3D da solução de escavação e contenção periférica adotada

#### 3.2. Parede de contenção tipo “Berlim Definitivo”

Como já referido anteriormente, a contenção periférica foi efetuada através da tecnologia denominada de “Berlim Definitivo”. Esta tecnologia consistiu na execução faseada, de cima para baixo, de painéis (primários e secundários) de betão armado, com 0,30 m de espessura, que apoiam verticalmente em microestacas tubulares do tipo N-80 API. Os painéis foram horizontalmente suportados, durante a fase provisória, com ancoragens ou escoras metálicas de canto, dispostas em dois ou três níveis de travamento, em função da profundidade de escavação. Na fase definitiva, a estabilidade da contenção foi garantida pelo travamento horizontal proporcionado pelas lajes dos pisos -2, -1 e 0.

A Figura 3a apresenta a vista geral da parede de contenção tipo “Berlim Definitivo”, enquanto a Figura 3b evidencia o detalhe do travamento horizontal provisório, assegurado por escoras de canto e ancoragens.



Figura 3 – Parede de contenção do tipo “Berlim Definitivo” em obra: (a) vista geral da solução; (b) pormenor de travamento horizontal provisório – escoras de canto e ancoragens

### 3.3. Cortina de estacas

Complementarmente, foi executada uma cortina de estacas em betão armado, com 500 mm de diâmetro, 8 m de comprimento e 2,8 m de ficha abaixo do fundo de escavação, com um afastamento de 1 m, complementadas por estacas plásticas do mesmo diâmetro, com 5,2 m de comprimento.

A estabilidade provisória foi assegurada por dois níveis de ancoragens e/ou escoras de canto, tendo a distribuição dos esforços sido realizada através de uma viga de coroamento em betão armado e de uma viga de distribuição metálica. As ancoragens apresentavam uma inclinação de 30°, 5 cordões 0.6", com carga de pré-esforço de 500kN, 9 m de comprimento livre e 5 m de selagem, executada através do sistema IRS (Bustamante e Doix, 1985), utilizando obturador duplo e válvulas anti-retorno. Para além disso, a furação mínima foi de 200 mm e o afastamento médio entre as ancoragens, em planta, foi de 3 m. Os escoramentos de canto foram constituídos por perfis metálicos HEB200 S275JR e IPE120 S275JR, assegurando a adequada transmissão dos esforços e a estabilidade provisória da solução.



Figura 4 – Cortina de estacas em fase de execução da obra: (a) pormenor da execução do muro; (b) aterro a tardoz do muro realizado e início da escavação

Após a execução da viga de coroamento, em betão armado, da cortina de estacas, e antes de iniciar a escavação, procedeu-se à execução de um muro tradicional em betão armado, que permitiu a realização do aterro do remanescente do talude. A Figura 4a

apresenta o pormenor de execução do muro tradicional sobre a viga de coroamento, realizado antes da execução do aterro do restante talude. A Figura 4b ilustra a cortina de estacas durante a fase de escavação, ou seja, subsequentemente à conclusão do aterro atrás do muro, incluindo o início da instalação da viga de distribuição metálica.

Na fase definitiva, a estabilidade foi garantida pelas lajes dos pisos enterrados, tendo-se procedido à desativação das ancoragens e escoras provisórias após conclusão da estrutura enterrada.

Para o dimensionamento dos elementos estruturais, a estrutura foi analisada através de modelos de elementos finitos. O dimensionamento das paredes de contenção contemplou as fases provisória e definitiva, recorrendo, no caso da cortina de estacas, ao programa de elementos finitos *PLAXIS 2D*, no qual foram consideradas todas as fases construtivas relevantes. O modelo numérico desenvolvido para a simulação da solução adotada encontra-se representado na Figura 5.

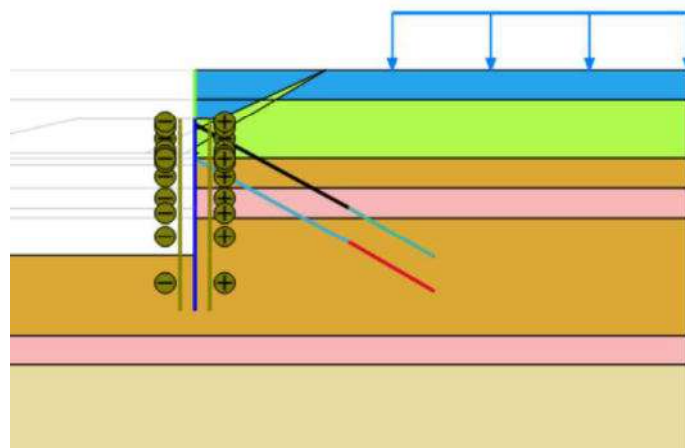


Figura 5 – Representação do modelo *PLAXIS 2D* adotado para a análise da cortina de estacas

Os esforços de dimensionamento foram obtidos a partir das envolventes dos diagramas resultantes das combinações de ações mais condicionantes, servindo de base às verificações estruturais efetuadas.

#### 4. EXECUÇÃO DAS SOLUÇÕES PROPOSTAS

Na sequência do enquadramento apresentado nos capítulos anteriores, a execução da escavação e da contenção periférica decorreu de forma faseada, acompanhando a evolução dos trabalhos em obra e as condicionantes geotécnicas observadas durante a escavação.

Numa fase inicial, os trabalhos desenvolveram-se de acordo com a solução prevista no projeto original (da qual a JETsj não é autora), tendo sido executada uma parede de contenção do tipo Berlim Definitivo, associada a uma escavação em talude com declive 1:1. Contudo, com o avanço da escavação — quando esta atingiu aproximadamente metade da altura prevista — e na sequência de períodos de elevada pluviosidade, verificou-se que a escavação em talude apresentava condições de instabilidade, incompatíveis com os requisitos de segurança exigidos para a obra. Face a este cenário, a JETsj procedeu à revisão da solução construtiva, tendo sido abandonada a escavação

em talude e adotada, em alternativa, uma solução complementar de contenção através de uma cortina de estacas.

Para viabilizar a execução da nova solução de contenção, foi necessário proceder ao aterro de cerca de 2 m, com o objetivo de criar uma plataforma de trabalho em condições de segurança, permitindo a execução da cortina de estacas ao longo do perímetro inicialmente previsto para a escavação em talude.

Após o aterro e a criação da plataforma de trabalho, procedeu-se à execução da cortina de estacas, de acordo com a Norma EN 1536 (CEN, 2010), com diâmetro de 500 mm e espaçadas de 0,5 m (havendo intercalação entre estacas plásticas e armadas). Concluída a execução das estacas, foi realizado o 1º nível de travamento, correspondente à viga de coroamento, incluindo a execução das respetivas ancoragens pré-esforçadas, seguindo os requisitos estabelecidos na Norma EN 1537 (CEN, 2013). Seguidamente, procedeu-se à betonagem da viga de coroamento em betão armado, assegurando a solidarização do sistema de contenção e a adequada transmissão dos esforços.

No seguimento da conclusão da viga de coroamento, foi executado um muro tradicional sobre a viga, permitindo o aterro da parte remanescente do talude a tardo do muro, antes do início da escavação (Figura 6a).

A escavação passou então a ser realizada de forma faseada, com a instalação progressiva dos sistemas de estabilização provisória. Estes incluíram a execução de ancoragens pré-esforçadas ao nível do 2º travamento, bem como a instalação de uma viga de distribuição metálica e de escoras metálicas de canto (Figura 6b), garantindo a estabilidade da contenção ao longo das diferentes fases construtivas.



Figura 6 – Execução da cortina de estacas: (a) muro tradicional sobre a viga de coroamento; (b) viga de distribuição metálica e escoramentos metálicos de canto

À medida que a escavação foi atingindo as cotas finais estabelecidas, procedeu-se à execução das lajes dos pisos enterrados, que passaram progressivamente a assegurar o travamento horizontal definitivo das estruturas de contenção. Este processo permitiu a desativação faseada dos sistemas provisórios de travamento (escoramentos de canto, ancoragens pré-esforçadas e viga de distribuição metálica), à medida que a estrutura definitiva assumia o seu papel resistente. A Figura 7 expõe a solução final de contenção periférica após a escavação da altura total definida no projeto e após a execução da laje de fundo.



Figura 7 – Solução final adotada após escavação da altura total definida em projeto (“Berlim Definitivo” e Cortina de Estacas)

## 5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

A monitorização visa avaliar as condições de segurança em obra e validar as hipóteses de cálculo adotadas em projeto, permitindo a deteção atempada de comportamentos anómalos e a eventual implementação de medidas corretivas. Neste contexto, foi adotado um plano de instrumentação e observação ajustável consoante as particularidades que venham a surgir em fase de execução.

Os parâmetros de controlo considerados no plano de instrumentação e observação são os seguintes:

- Deformação horizontal da parede, nomeadamente abaixo da cota de escavação;
- Deformação horizontal do terreno no extradorso da contenção;
- Assentamentos/rotações dos taludes, muros e/ou edifícios limítrofes;
- Variação da carga nas ancoragens;
- Nível de água no interior do maciço a conter.

Atendendo aos parâmetros de controlo preconizados anteriormente, os equipamentos de observação a considerar em obra foram: células de carga, alvos topográficos, inclinómetros e piezómetros.

Os níveis de alerta e de alarme definidos para os alvos topográficos foram de 25 mm e 30 mm, respetivamente. Na Figura 8, apresentam-se os deslocamentos planimétricos registados na última leitura dos alvos topográficos instalados, durante a monitorização da obra, discriminados por eixo: a Figura 8a indica os deslocamentos na direção x, a Figura 8b apresenta os deslocamentos na direção y e a Figura 8c os deslocamentos na direção z.

Como é possível observar, os deslocamentos registados em todas as direções não apresentaram variações significativas ao longo do período de monitorização, permanecendo consistentemente abaixo dos níveis de alerta e de alarme previamente estabelecidos. Estes resultados permitem concluir que a estabilidade estrutural foi mantida durante a execução da obra, não se verificando movimentos significativos que pudessem comprometer a segurança ou a integridade da estrutura.

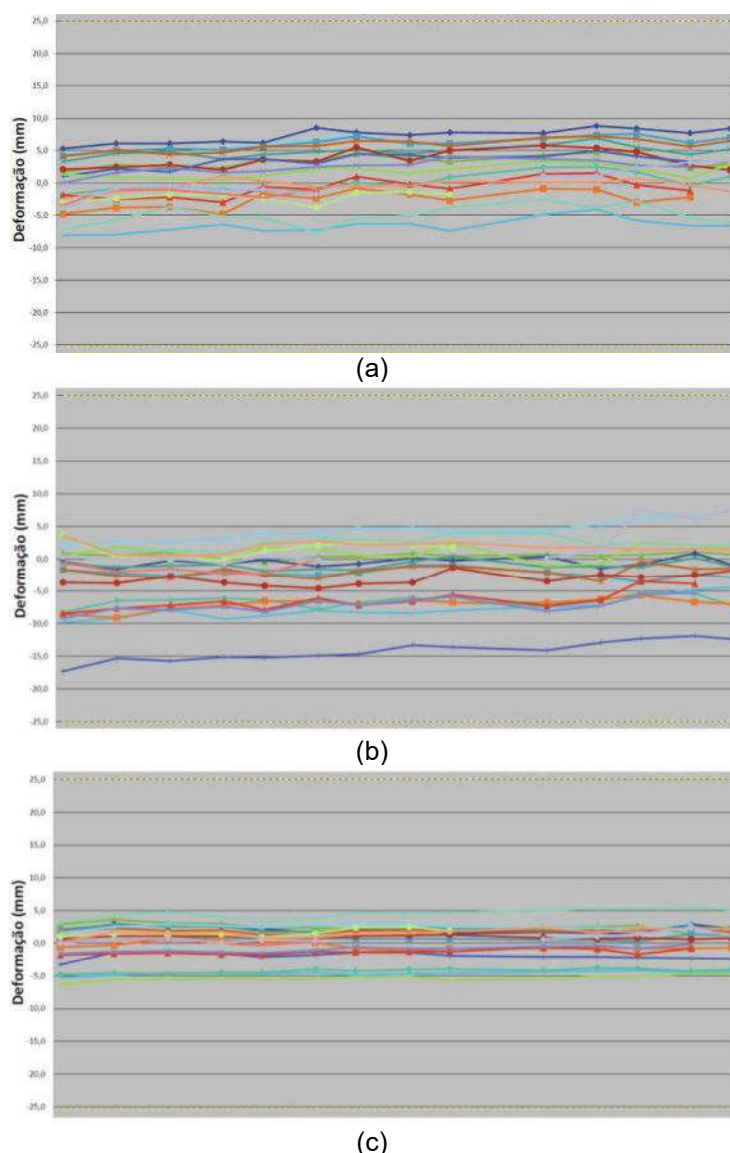


Figura 8 – Deslocamentos planimétricos medidos a partir dos alvos topográficos: (a) direção x; (b) direção y e (c) direção z

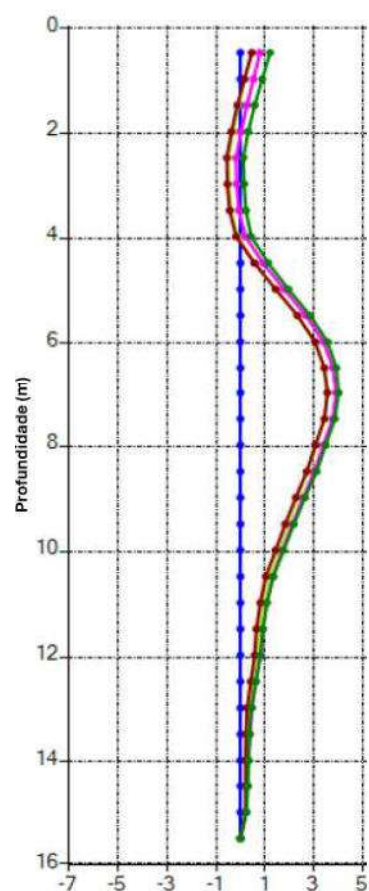


Figura 9 – Deslocamentos perpendiculares ao plano de contenção registados pelos inclinómetros

A monitorização inclinométrica, ilustrada na Figura 9, revelou deslocamentos perpendiculares ao plano de contenção entre os 4,5 m e os 11 m de profundidade, associados às operações de escavação e pré-esforço de ancoragens. O deslocamento máximo acumulado atingiu 4,0 mm aos 7 m de profundidade, valor reduzido e compatível com o comportamento expectável para este tipo de contenção, tendo os incrementos semanais nas últimas campanhas sido residuais, o que indicia estabilização estrutural.

Relativamente à monitorização piezométrica, esta evidenciou uma descida muito pouco significativa do nível freático ao longo do período de escavação. Os valores registados não suscitaram preocupações relativamente à estabilidade dos terrenos envolventes, mantendo-se dentro de limites considerados aceitáveis face à profundidade de escavação.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A intervenção realizada para a escavação e contenção periférica do edifício residencial em Almada evidenciou a importância das soluções, adaptadas às condições geotécnicas e ao contexto urbano densamente consolidado. O projeto inicial previa a execução de escavações em talude, complementadas por muros tradicionais e tecnologia “Berlim Definitivo”. Contudo, devido a períodos de elevada pluviosidade e às características do terreno, procedeu-se a uma revisão de projeto, adotando-se uma solução de cortina de estacas, ancorada e escorada, nos Alçados Norte e Nascente, juntamente com a tecnologia “Berlim Definitivo” no alçado Poente, para garantir a estabilidade provisória da escavação.

O plano de instrumentação e monitorização implementado revelou-se fundamental para validar as hipóteses de projeto e acompanhar o comportamento da escavação. De acordo com os relatórios de monitorização, os deslocamentos registados em todas as direções mantiveram-se consistentemente abaixo dos níveis de alerta e de alarme definidos, não apresentando variações significativas ao longo do período de execução. Estes resultados confirmam que a estabilidade estrutural foi mantida e que não se verificaram movimentos que pudessem comprometer a segurança ou integridade das construções adjacentes.

Este projeto evidencia que a flexibilidade, a adaptação das soluções de contenção às condições locais e a monitorização constituem uma abordagem segura e eficaz para escavações em meio urbano densamente consolidado.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono de Obra, ao Empreiteiro e à Fiscalização a colaboração e o apoio prestados, fundamentais para a execução e conclusão com sucesso do projeto, assim como a autorização concedida para a redação e publicação do presente artigo.

## REFERÊNCIAS

- Bustamante, M. e Doix, B. (1985). *Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Ministère de L'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris. n°140, pp.75-92.
- CEN (2010) *EN 1536: Execution of special geotechnical works – Bored piles*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- CEN (2013) *EN 1537: Execution of special geotechnical works – Ground anchors*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

**SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO DE PLATAFORMA NO TOPO DA  
ENCOSTA DE SANTA CATARINA, EM SANTARÉM**  
**STABILIZATION SOLUTIONS FOR THE PLATFORM LOCATED AT THE  
CREST OF THE SANTA CATARINA SLOPE, SANTARÉM**

Braz, Inês, *JETSj Geotecnia Lda, Lisboa, Portugal, ibraz@jetsj.com\**

Pinto, Alexandre, *JETSj Geotecnia Lda, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com*

*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

O presente artigo descreve o projeto de estabilização da plataforma onde se localiza a Estação Elevatória de Santa Catarina, em Santarém, motivado pela deteção de movimentos no talude a norte e por patologias nas estruturas existentes. A caracterização geotécnica revelou a presença de aterros heterogéneos, materiais com baixa compacidade e alguns vazios em profundidade, associados à dissolução de camadas carbonatadas ou ao arrastamento de finos. Com base em análises numéricas e retroanálises realizadas, concluiu-se que a superfície de deslizamento crítica se desenvolvia nos materiais de aterro, exigindo a implementação de uma estrutura de contenção. A solução concebida inclui uma cortina de estacas moldadas de 600 mm de diâmetro, travada por contrafortes e complementada por uma parede de ferro, garantindo a estabilidade global da plataforma e das infraestruturas da estação.

**ABSTRACT**

This article presents the stabilization design of the platform supporting the Santa Catarina Pumping Station, located in Santarém, which was prompted by the detection of movements along the northern slope and the appearance of structural pathologies in the existing facilities. The geotechnical characterization identified the presence of heterogeneous fills, low-density materials, and localized voids at depth, associated with the dissolution of carbonate layers and/or the washout of fine particles. Based on numerical analyses and back-analyses, it was concluded that the critical slip surface developed within the fill materials, thus requiring the implementation of a retaining structure. The adopted solution comprises a retaining wall formed by 600 mm diameter bored piles, supported by counterforts and complemented by a facing wall, ensuring the overall stability of both the platform and the pumping station infrastructure.

**1. INTRODUÇÃO**

Infraestruturas hidráulicas críticas, como estações elevatórias e reservatórios de abastecimento de água, são frequentemente implantadas em topos de encostas devido às elevadas cotas altimétricas. A ocorrência de mecanismos de instabilidade nestes contextos pode comprometer a segurança estrutural e a operacionalidade das instalações.

O presente artigo descreve o estudo geotécnico, a retroanálise numérica e a solução de estabilização desenvolvida para a plataforma onde se localiza a Estação Elevatória de Santa Catarina, em Santarém. A necessidade de intervenção surgiu na sequência

da identificação de fissuras significativas na crista do talude Norte e de patologias estruturais no corpo principal da estação.

O objetivo principal do artigo consiste na identificação do mecanismo de instabilidade instalado e na conceção de uma solução que garantisse a estabilidade global da plataforma, salvaguardando as infraestruturas existentes.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

### 2.1 Campanha de Prospeção

Para a caracterização das condições geológicas e geotécnicas do local foi realizada uma campanha de prospeção constituída por sondagens à rotação com realização de ensaios SPT e por poços de reconhecimento das fundações dos reservatórios existentes. As sondagens e poços referidos encontram-se identificados na Figura 1.



Figura 1 - Localização dos ensaios de campo.

Durante os trabalhos de prospeção foram identificados vazios subterrâneos. No caso da sondagem S3, foi detetado um vazio com expressão vertical de cerca de 1,9 m. No poço PP2 identificou-se uma cavidade com extensão horizontal aproximada de 2,5 m sob a estrutura existente. Considera-se que estas locas poderão estar associadas à dissolução de camadas carbonatadas e/ou ao arrastamento de finos por percolação de água. Face a esta situação, foi recomendada a realização de ensaios geofísicos complementares para avaliação da eventual extensão do fenómeno noutras zonas da plataforma.

Os resultados da prospeção geofísica evidenciam uma baixa resistividade generalizada em todos os perfis, associada a elevados teores de água no subsolo, situação provavelmente intensificada pela pluviosidade significativa que antecedeu o estudo. A título de exemplo apresenta-se um perfil de resistividade elétrica na Figura 2.

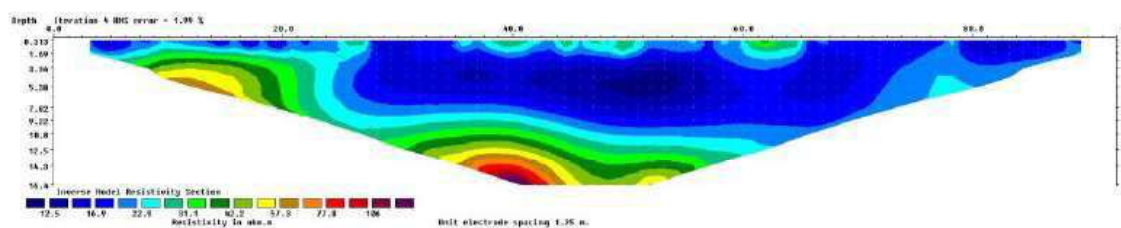


Figura 2 - Perfil de resistividade elétrica.

Este comportamento é compatível com a saturação de materiais argilosos e areias finas, nos quais a água atua como condutor iônico, indicando a presença de um maciço terroso globalmente muito húmido até às profundidades investigadas. Os ligeiros aumentos de resistividade observados em alguns perfis em profundidade sugerem variações litológicas, possivelmente relacionadas com materiais mais granulares ou intercalações líticas. De forma geral, os resultados apontam para a existência de circulação e acumulação de água, tanto superficial como em profundidade, incluindo anomalias localizadas associadas a possíveis infiltrações a partir de depósitos de água existentes. Não foram identificadas evidências claras da presença de cavidades nas profundidades analisadas, embora não se possa excluir a sua eventual ocorrência a níveis mais profundos.

## 2.2 Zonamento Geotécnico

Com base nos resultados obtidos nas sondagens foram definidas quatro zonas geotécnicas distintas (ZG1 a ZG4), diferenciadas segundo as suas características geomecânicas.

- A zona ZG4 corresponde aos materiais superficiais, incluindo pavimentos, terra vegetal e aterros heterogêneos, com valores de NSPT compreendidos entre 3 e 13 pancadas, evidenciando fraca compactação e comportamento condicionado.
- A zona ZG3 é constituída por argilas silto-arenosas e areias finas a médias, apresentando valores de NSPT entre 9 e 28 pancadas.
- A zona ZG2 inclui argilas silto-arenosas e areias médias a grosseiras, com valores de NSPT entre 30 e 49 pancadas.
- A zona ZG1 corresponde a areias médias a grosseiras, ligeiramente silto-argilosas, com valores de NSPT superiores a 50 pancadas.

Este enquadramento revelou que a plataforma apresenta uma espessura significativa de aterros com comportamento geotécnico desfavorável.

Na Figura 3 apresenta-se o perfil geológico-geotécnico mais condicionante, cujos parâmetros geomecânicos se apresentam na Figura 4.

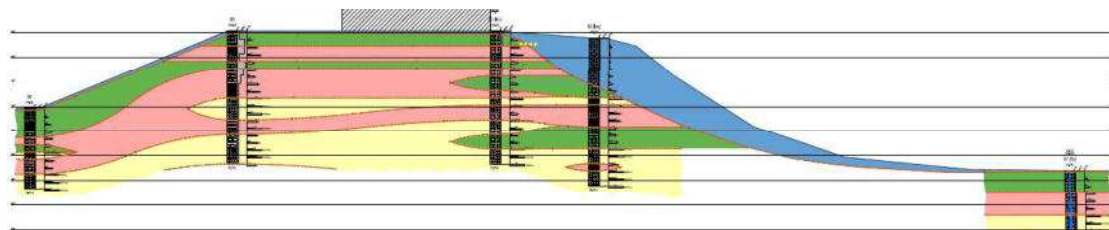


Figura 3 - Perfil geológico-geotécnico.

Zona Geotécnica	Descrição	NSPT	Peso específico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ângulo de atrito interno $\phi$ (°)	Coesão $C'$ (KPa)	Módulo de deformabilidade $E'$ (MPa)
ZG4	Aterros heterogêneos descomprimidos, Terra vegetal	3 a 13	16	5 - 10	-	-
ZG3	Argila silty, por vezes algo argilosa	20 a 28	16 - 18	0 - 5	10 - 15	12 - 20
	Areias de grão fino a médio, por vezes grosseiro	9 a 11	15 - 16	10 - 15	-	12 - 15
ZG2	Argila silty-arenosa	30 a 47	20 - 21	5 - 10	15 - 25	20 - 40
	Areias de grão fino a médio, por vezes grosseiro	31 a 49	19 - 21	28 - 35	0 - 2	45 - 80
	Silt arenoso, por vezes argiloso	39 a 49	18 - 19	25 - 30	0 - 5	20 - 40
ZG1	Areias de grão médio a grosseiro, ligeiramente silty-argilosa	>60	21 - 22	35 - 40	5 - 10	75 - 100

Figura 4 - Parâmetros geomecânicos dos vários zonamentos geotécnicos.

### 3. SITUAÇÃO EXISTENTE E MECANISMO DE INSTABILIDADE

#### 3.1 Evidências de Instabilidade

A inspeção visual do local permitiu identificar fendas de tração significativas no arruamento que circunda os reservatórios, na crista do talude Norte. Observou-se igualmente assentamento diferencial na plataforma e fissuração no corpo principal da Estação Elevatória. Na Figura 5 e na Figura 6 são visíveis as patologias referidas.



Figura 5 - Patologias visíveis na zona de acesso aos reservatórios.



Figura 6 - Fendas de tração na crista do talude.

A progressão das fissuras na direção das fundações dos reservatórios indicava um mecanismo de instabilidade em evolução, com potencial risco para a integridade das infraestruturas.

#### 3.2 Retroanálise da Situação Atual

Foi realizada uma retroanálise com recurso ao programa de elementos finitos PLAXIS 2D, utilizando o modelo constitutivo Hardening Soil para simulação do comportamento dos terrenos. Na Figura 7 apresenta-se o modelo desenvolvido.

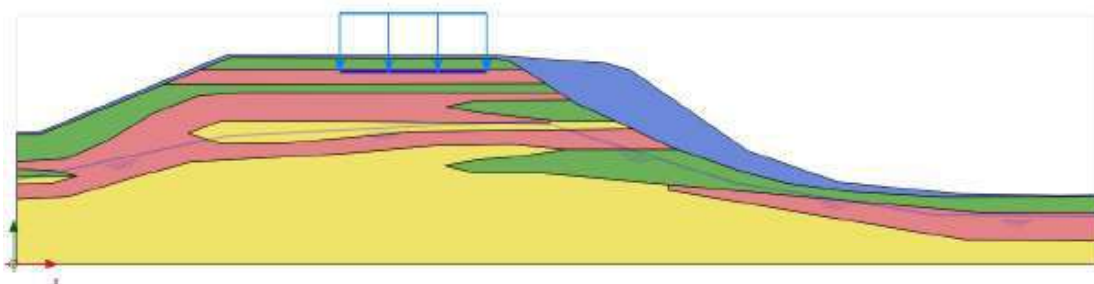


Figura 7 - Modelo 2D - Plaxis 2D.

O objetivo da retroanálise consistiu na calibração dos parâmetros geotécnicos de forma a reproduzir o comportamento observado in situ. Para tal, não foram aplicados coeficientes parciais de segurança, uma vez que se pretendeu representar a situação real existente.

A análise confirmou que a superfície crítica de deslizamento se desenvolve predominantemente no interior dos materiais de aterro. A mobilização deste volume de solo compromete a estabilidade da plataforma onde se localizam os reservatórios. Na Figura 8 apresenta-se a superfície de rotura com menor fator de segurança.

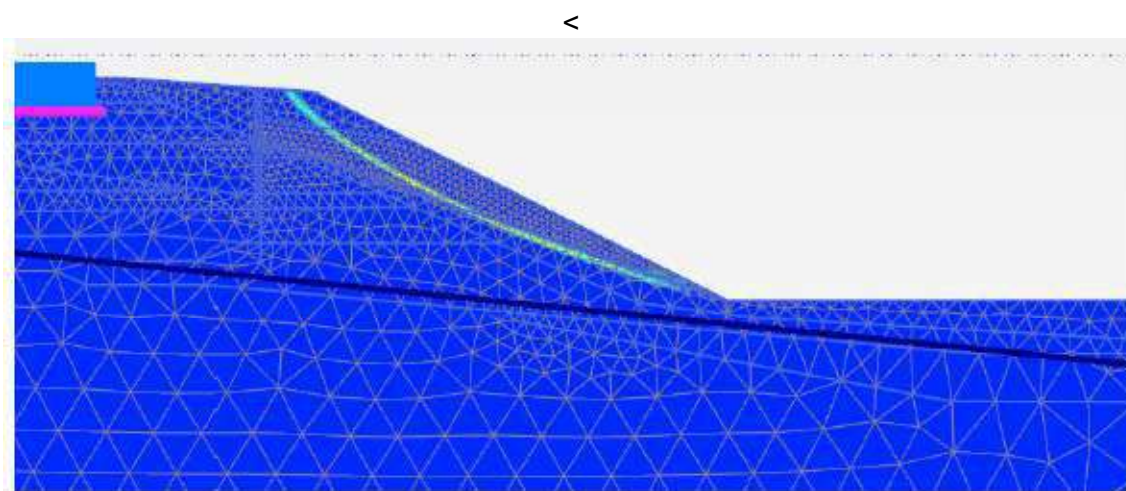


Figura 8 - Superfície de rotura prevista.

Sem qualquer intervenção, seria expectável o agravamento progressivo da situação, especialmente sob condições de pluviosidade intensa, devido à infiltração de água através das fissuras existentes e à possível evolução dos vazios identificados.

## 4. SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO PROPOSTA

### 4.1 Conceito Geral

A solução adotada teve como objetivo principal garantir a estabilidade da plataforma onde se encontram implantadas as infraestruturas da Estação Elevatória, impedindo a mobilização da superfície de rotura identificada.

A abordagem selecionada baseou-se na execução de uma estrutura de contenção capaz de estabilizar a plataforma, mesmo no cenário de eventual deslizamento do aterro localizado a jusante da cortina.

A solução consiste na execução de uma cortina de estacas moldadas em betão armado, com diâmetro de 600 mm e espaçamento de 0,80 m entre eixos, implantada junto ao muro existente na crista do talude Norte. O comprimento das estacas varia entre 13 m e 20 m, garantindo um encastramento mínimo de 7 m em terrenos competentes e geologicamente estáveis.

Devido à existência de condutas no tardo da cortina, foi adotado um sistema de travamento horizontal através de contrafortes, constituídos por estacas moldadas secantes, a cada 6,4 m. As estacas associadas aos contrafortes apresentam comprimento adicional de cerca de 5 m relativamente às estacas da cortina principal, assegurando estabilidade mesmo no cenário de deslizamento da massa de aterro localizada na frente da estrutura. Na Figura 9 apresenta-se um corte onde é visível a profundidade da cortina de estacas e a sua posição relativa em relação ao talude. Na Figura 10 apresenta-se uma vista 3D da solução proposta e a Figura 11 mostra a solução já executada. Na figura 12 apresenta-se a cortina de estacas parcialmente executada.

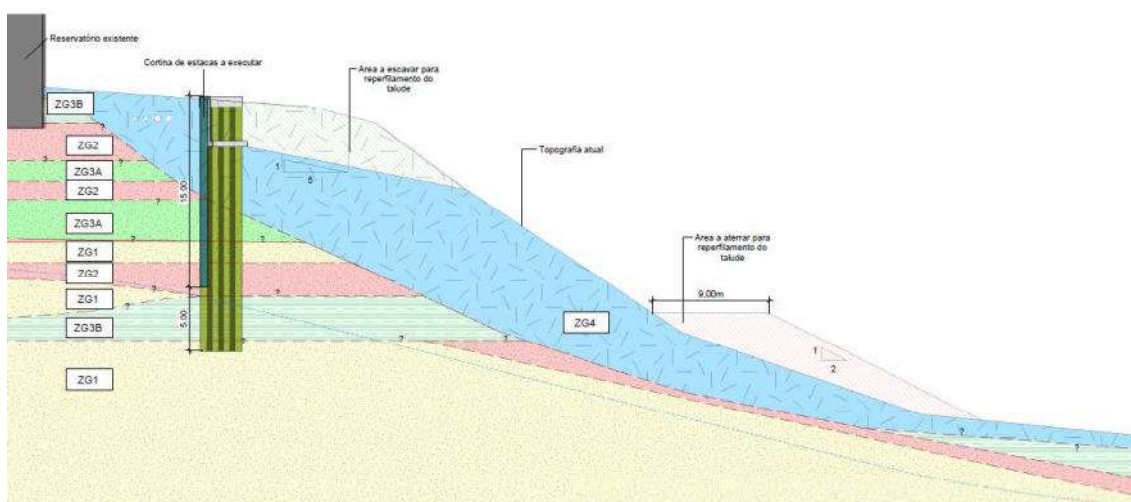


Figura 9 - Solução de estabilização da encosta.

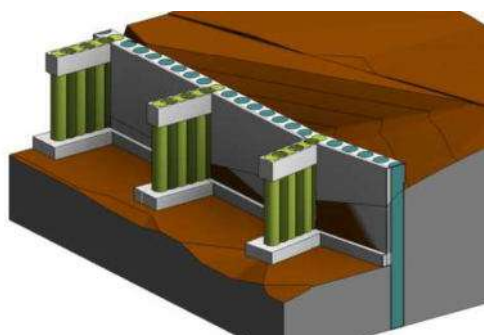


Figura 10 - Vista 3D da cortina de estacas com contrafortes.



Figura 11 - Fotografia da cortina de estacas com contrafortes, executada.



Figura 12 - Cortina de estacas parcialmente executada.

As análises realizadas demonstraram que, para as combinações regulamentares de ações, a plataforma situada no tardoz da cortina tem um fator de segurança adequado.

Na frente da cortina foi prevista a execução de uma parede de forro com 20 cm de espessura, com o objetivo de conter o aterro existente após o reperfilamento do talude e execução de banqueteta. Na Figura 11 apresenta-se a planta com a localização da cortina de estacas. Na Figura 14, Figura 15, Figura 16 e Figura 17 apresentam-se várias imagens da execução dos diversos trabalhos.

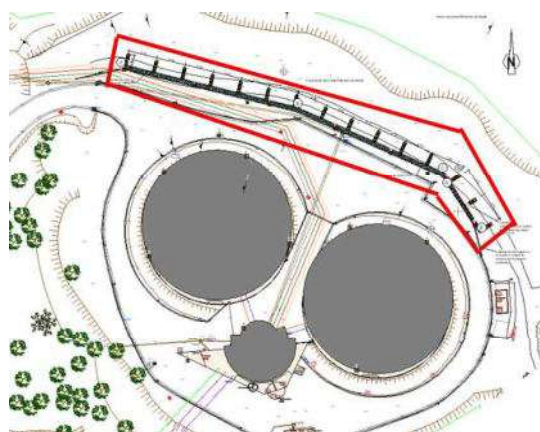


Figura 13 - Localização da cortina de estacas.



Figura 14 – Execução das estacas.



Figura 15 -Preparação para execução da viga de distribuição.



Figura 16 – Montagem de armaduras da viga de distribuição.



Figura 17 – Preparação da cofragem para betonagem da viga de distribuição.

## 5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Foi definido um plano de instrumentação e observação (Figura 18) com o objetivo de monitorizar o comportamento da estrutura durante e após a execução dos trabalhos. As grandezas a medir incluem deslocamentos horizontais do talude, deslocamentos horizontais e verticais da cortina e deslocamentos nas infraestruturas existentes. Para tal, foi prevista a instalação de inclinómetros para monitorização de deslocamentos horizontais e de alvos topográficos para controlo de deformações na cortina e nas estruturas dos reservatórios (Figura 19);

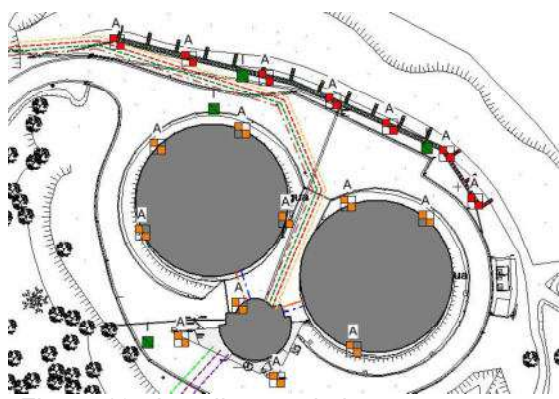


Figura 18 - Localização da instrumentação.



Figura 19 – Alvo topográfico.

## 6. CONCLUSÕES

O estudo realizado permitiu concluir que a instabilidade identificada se desenvolve predominantemente nos materiais de aterro constituintes da plataforma, tendo a retroanálise numérica sido determinante para a calibração dos parâmetros geotécnicos e para a compreensão do respetivo mecanismo de rotura. A solução adotada, baseada na execução de uma cortina de estacas moldadas travada por contrafortes, revela-se eficaz para a estabilização da plataforma, assegurando fatores de segurança compatíveis com os requisitos regulamentares. A instrumentação prevista permitirá acompanhar o comportamento da estrutura e mitigar riscos tanto durante a fase de execução como em exploração, evidenciando a importância da integração entre investigação geotécnica, modelação numérica e monitorização na gestão de infraestruturas implantadas em contextos geotécnicos desfavoráveis.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono de Obra a autorização para a publicação do presente artigo.

## REFERÊNCIAS

Carvalho, C. e Pinto, A. (2019). AR53 – Ground Improvement and Earth Retaining Solutions in Lisbon Downtown. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Reykjavik, Iceland. Discussion Section D3-6 (Preservation of Historic Sites). ISBN 978-9935-9436-1-3.

**SOLUÇÕES DE ATERROS DE AGREGADOS LEVES SOBRE SOLOS MOLES**  
**LIGHTWEIGHT AGGREGATE EMBANKMENT SOLUTIONS OVER SOFT SOILS**

Braz, Inês, *JETSj Geotecnia Lda, Lisboa, Portugal, ibraz@jetsj.com\**  
Pinto, Alexandre, *JETSj Geotecnia Lda, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com*  
Fernandes, Ana, *Leca Portugal S.A., Coimbra, Portugal, anaraquel.fernandes@saint-gobain.com*

*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

O presente trabalho descreve a solução adotada para as fundações dos arruamentos a executar na Plataforma n.º 1 da Plataforma Logística Lisboa Norte (PLLN), situada na margem direita do rio Tejo, em Lisboa. A área de intervenção insere-se no contexto geotécnico do Baixo Tejo, caracterizado pela presença de espessas formações aluvionares, compostas essencialmente por solos argilo-lodosos de baixa resistência e reduzida rigidez, com espessuras que podem atingir cerca de 25 m. Perante estas condições, e considerando as limitações impostas às deformações admissíveis dos pavimentos, tornou-se essencial adotar uma solução que limitasse o acréscimo de tensões verticais transmitidas aos solos moles, garantindo simultaneamente o cumprimento das cotas de projeto. Optou-se, assim, pela execução de aterros constituídos por agregados leves de argila expandida, utilizados como material de fundação dos arruamentos. A aplicação deste tipo de material revelou-se particularmente vantajosa por permitir uma redução significativa das tensões induzidas nos estratos compressíveis, melhorar as condições de drenagem e contribuir para a sustentabilidade global da obra.

**ABSTRACT**

This work describes the solution adopted for the foundations of the roadways to be constructed on Platform No. 1 of the Plataforma Logística Lisboa Norte (PLLN), located on the right bank of the Tagus River, in Lisbon. The intervention area is set within the geotechnical context of the Lower Tagus basin, characterized by the presence of thick alluvial formations, mainly composed of low-strength, low-stiffness clayey-silty soils, with thicknesses reaching approximately 25 m. Given these conditions, and considering the limitations imposed on the allowable deformations, it became essential to adopt a solution capable of limiting the increase in vertical stresses transmitted to the soft soils, while simultaneously ensuring compliance with the design levels. The selected solution consisted of embankments made of lightweight expanded clay aggregates, used as foundation material for the roadways. The application of this type of material proved particularly advantageous, as it allowed a significant reduction in the stresses induced in the compressible strata, improved drainage conditions, and contributed to the overall sustainability of the project.

## 1. INTRODUÇÃO

O crescimento contínuo das atividades logísticas, aliado à progressiva redução de áreas disponíveis para edificação, tem conduzido à ocupação de terrenos com condições geotécnicas pouco favoráveis. Esta realidade obriga frequentemente ao desenvolvimento de soluções de engenharia específicas, capazes de responder a contextos de fundação exigentes.

A intervenção desenvolveu-se na Plataforma 1 da Plataforma Logística Lisboa Norte, situada em Castanheira do Ribatejo, no concelho de Vila Franca de Xira (Figura 1).

A implantação dos arruamentos implicou a elevação das cotas altimétricas existentes, com a execução de aterros que atingem alturas da ordem dos 2 m, sobre depósitos aluvionares caracterizados por baixa resistência, reduzida rigidez e elevada compressibilidade. Perante este enquadramento, foi concebida uma solução baseada em aterros de compensação com recurso a agregados leves de argila expandida, permitindo limitar o aumento das tensões efetivas transmitidas aos solos moles e, conseqüentemente, mitigar os assentamentos expectáveis.



Figura 1 - Vista aérea do local de intervenção (imagem retiradas do Google Earth).

## 2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

### 2.1. Condicionamentos geológicos e geotécnicos

Sob o ponto de vista geológico, a área em análise integra formações aluvionares e aterros de idade Holocénica. Tal como referido, o local desenvolve-se na margem direita do rio Tejo, enquadrando-se no domínio sedimentar do Baixo Tejo, caracterizado por extensos depósitos aluvionares, antigos terraços fluviais e, em níveis mais profundos, por formações pertencentes ao Miocénico.

A informação recolhida ao longo das diferentes campanhas de prospeção geológica e geotécnica permitiu definir um modelo estratigráfico local onde se identifica, à

superfície, uma camada de aterro, sobrejacente às principais unidades geológicas, descritas genericamente das cotas mais elevadas para as mais profundas:

- Depósitos aluvionares, predominantemente constituídos por lodos e argilas lodosas de tonalidade cinzento-escuro, por vezes com fração arenosa fina, fragmentos de conchas e matéria vegetal. Estes níveis surgem frequentemente intercalados com camadas areno-lodosas, podendo incluir frações arenosas mais grosseiras e seixo fino quartzoso.
- Depósitos coluvionares, associados a processos de erosão superficial e movimentos de vertente relacionados com a margem jurássica. A sua configuração estrutural é também influenciada pela tectónica regional, marcada pela presença de falhas normais e inversas. Ocorrem igualmente argilas arenosas e areias argilosas médias a grosseiras, com seixo e calhau de natureza predominantemente siliciosa ou carbonatada, alternando com níveis mais finos, siltosos ou argilosos.
- Depósitos arenosos e cascalheiras do Quaternário, compostos por areias argilosas médias a grosseiras, de tonalidades cinzentas a cinzento-amareladas, com seixos maioritariamente quartzosos. Integram ainda areias médias a grosseiras com frações siltosas ou argilosas, bem como níveis de cascalheira intercalados, contendo seixos e calhaus rolados a sub-rolados de natureza siliciosa e carbonatada.
- Depósitos de areias médias, ligeiramente argilosas, de coloração castanho-esbranquiçada a cinzento-esbranquiçada, atribuídos ao Miocénico.

Entre 2006 e 2023 foram realizadas várias campanhas de reconhecimento geotécnico, incluindo sondagens à rotação com ensaios SPT, ensaios CPTU, ensaios de molinete, ensaios pressiométricos, ensaios de permeabilidade do tipo Lefranc e diversos ensaios laboratoriais, nomeadamente edométricos. O conjunto destes resultados constituiu a base para o dimensionamento da solução adotada.

Na Figura 2 apresenta-se a localização dos principais trabalhos de prospeção, distinguindo-se os ensaios executados em 2006 daqueles realizados no âmbito do desenvolvimento do projeto em 2023. A Figura 3 ilustra um dos perfis geológico-geotécnicos obtidos, evidenciando a significativa espessura dos níveis lodosos identificados (ZG2).

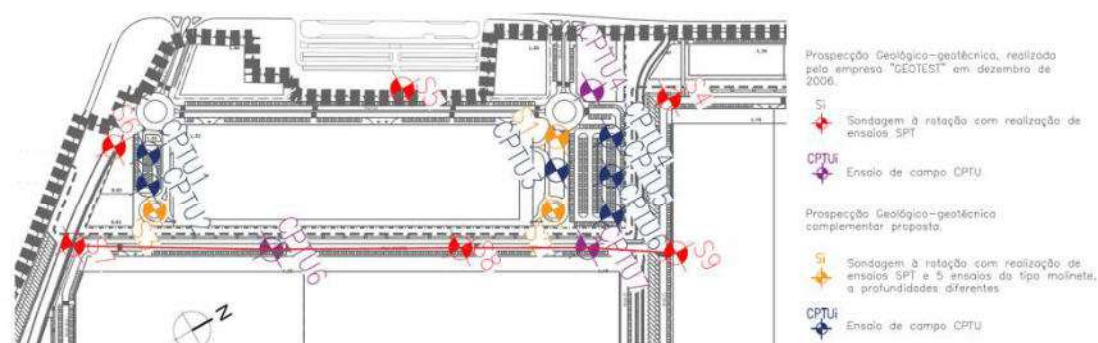


Figura 2 - Localização dos ensaios de campo realizados.

Conforme evidenciado nos perfis geotécnicos, sob uma camada de aterro com espessura média da ordem dos 2 m desenvolve-se um nível significativo de depósitos aluvionares, predominantemente constituídos por lodos e argilas lodosas de elevada plasticidade, cuja espessura média ronda os 17 m. Estes materiais apresentam

comportamento marcadamente compressível e baixa resistência. Subjacente a este conjunto identificam-se formações coluvionares compostas essencialmente por argilas arenosas, com espessura média aproximada de 15 m. O nível freático encontra-se diretamente condicionado pelo regime hídrico do rio Tejo, sendo influenciado tanto por flutuações sazonais como pelos ciclos diários de maré característicos do estuário. De um modo geral, o nível freático situa-se próximo da interface entre o terreno natural e os aterros superficiais existentes.

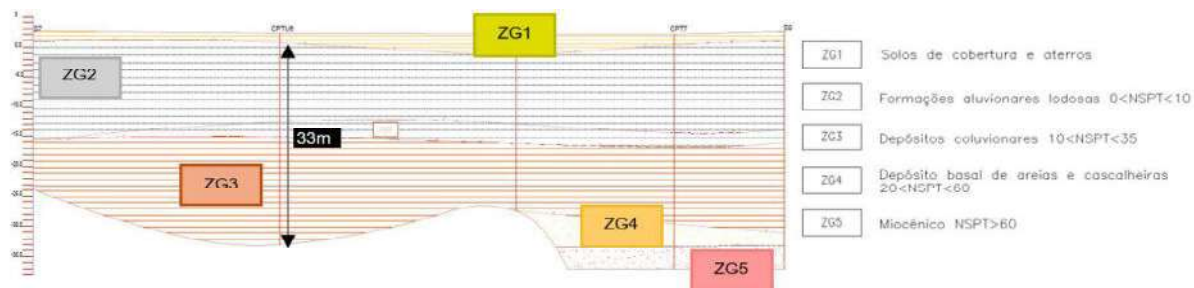


Figura 3 - Perfil geológico e geotécnico tipo.

## 2.2. Condicionamentos relativos ao prazo de execução dos trabalhos

Na fase de estudo de alternativas foi equacionada a execução de aterros de pré-carga, complementados com a instalação de geodrenos verticais, prevendo-se um período mínimo da ordem dos 6 meses para que se desenvolvesse a consolidação primária dos níveis lodosos. Contudo, mesmo com esta abordagem, a avaliação do desempenho dos solos aluvionares, traduzida nos assentamentos observados durante a fase de pré-carga, implicaria sempre algum grau de incerteza quanto ao tempo efetivamente necessário para atingir a estabilização pretendida. Tal circunstância poderia comprometer o cumprimento do cronograma estabelecido pelo Dono de Obra.

Atendendo a esta condicionante temporal, foi adotada uma solução alternativa baseada em aterros de compensação com recurso a agregados leves de argila expandida, cuja conceção e fundamentação se descrevem de seguida.

## 3. SOLUÇÕES PROPOSTAS

Atendendo ao contexto geológico, geotécnico e hidrogeológico do local, bem como à necessidade de assegurar um comportamento satisfatório das infraestruturas durante a fase de exploração, foi definida, sempre que tecnicamente justificado, uma solução baseada em aterros de compensação com agregados leves de argila expandida, com peso volúmico máximo da ordem dos 5 kN/m<sup>3</sup>, conforme indicado no Manual técnico GeoLeca. Estes materiais foram aplicados sob a camada de agregados britados de granulometria extensa (ABGE) que constitui a fundação dos pavimentos, passando o conjunto a desempenhar a função estrutural de suporte do pavimento.

Com o objetivo de reduzir a probabilidade de assentamentos diferenciais, particularmente nas zonas destinadas à circulação de veículos pesados, previu-se que, nos locais onde fosse necessário elevar as cotas dos arruamentos por imposição da cota de cheia do rio Tejo, se procedesse previamente a uma escavação de cerca de 0,60 m. Esta medida visou uniformizar o incremento de tensões transmitido aos depósitos aluvionares subjacentes, uma vez que a espessura da camada de ABGE diferia entre as áreas de tráfego ligeiro e pesado.

Assim, o aterro em agregados leves foi dimensionado para atingir cotas situadas aproximadamente 0,32 m e 0,46 m abaixo da cota final do pavimento, para zonas de veículos ligeiros e pesados, respetivamente, permitindo que a camada estrutural de fundação do pavimento fosse constituída em ABGE. A espessura total dos aterros variou, deste modo, entre cerca de 1,0 m e 2,5 m.

Com vista à homogeneização dos assentamentos a médio e longo prazo, todo o volume de agregados leves foi envolvido e confinado por um geocompósito composto por geotêxtil de separação e geogrelha de reforço em polipropileno, caracterizado por elevada resistência mecânica e baixa deformabilidade.

Na Figura 4 apresenta-se, a título ilustrativo, um esquema representativo da solução adotada.

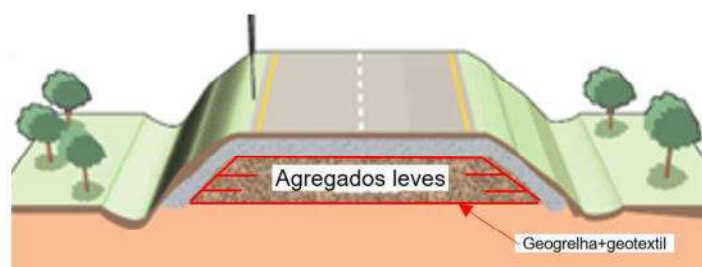


Figura 4 - Esquema ilustrativo da solução de aterro de compensação proposta.

Para além dos benefícios associados ao desempenho estrutural e à otimização do dimensionamento, a incorporação de agregados leves de argila expandida apresenta igualmente vantagens relevantes do ponto de vista ambiental, destacando-se:

- A sua origem em matérias-primas naturais amplamente disponíveis, o que contribui para reduzir a extração e o consumo de agregados convencionais não renováveis, como areias e britas;
- De acordo com a European Expanded Clay Association (EXCA) (2015), o processo produtivo apresenta menores necessidades energéticas quando comparado com o fabrico de agregados tradicionais, nomeadamente a brita, traduzindo-se numa redução do consumo global de energia e das emissões associadas;
- A possibilidade de reutilização e reciclagem após o fim da vida útil da infraestrutura, permitindo a sua remoção e reaproveitamento noutras aplicações, com consequente diminuição da produção de resíduos e da deposição em aterro.

## 4. DIMENSIONAMENTO

### 4.1. Ações

As ações consideradas correspondem às solicitações verticais, devidas ao peso próprio do material que constitui os aterros definitivos, tendo-se considerado para os mesmos um peso específico de  $5 \text{ kN/m}^3$ , para o aterro de agregados leves, e  $18 \text{ kN/m}^3$ , para o aterro em ABGE.

Adicionalmente, considerou-se uma sobrecarga de  $2,5 \text{ kN/m}^2$ , correspondente a veículos ligeiros e de  $5 \text{ kN/m}^2$ , a veículos pesados, de modo a analisar a influência que a carga teria nos assentamentos esperados.

## 4.2. Metodologia de cálculo

No estudo da estimativa dos assentamentos, admitiu-se a ocorrência de um efeito de melhoramento prévio das características mecânicas dos solos coesivos por consolidação. A consolidação dos solos de fundação é obtida dado o efeito drenado do excesso de pressões neutras, associada ao incremento de tensão efetiva a transmitir ao terreno devido ao peso próprio dos aterros a executar em cada frente de trabalho e às sobrecargas de utilização.

O assentamento total do solo compressível por incremento de tensão efetiva vertical pode ser calculado através da Equação (1):

$$S_T = S_0 + S_C + S_{fl} \quad (1)$$

em que:

- $s_0$  - corresponde ao assentamento imediato, produzido durante a construção em condições não drenadas, portanto sem variação de volume;
- $s_c$  - representa o assentamento primário, decorrente da expulsão da água devido à dissipação do excesso de pressões neutras, aquando do desenvolvimento do processo de consolidação;
- $s_{fl}$  - refere-se ao assentamento secundário, corresponde à prossecução da deformação do solo após conclusão da consolidação primária, correspondente à consolidação secundária ou por fluência.

Para o problema em estudo, foi necessário contabilizar os assentamentos imediatos e por consolidação primária, uma vez que, devido ao pequeno incremento de tensão, não se consideram relevantes os assentamentos por fluência das camadas compressíveis.

### 4.2.1. Assentamento imediato

O valor do assentamento imediato pode ser estimado, adotando, simplificada, para o solo de fundação, um comportamento elástico linear isotrópico a volume constante (coeficiente de Poisson,  $\nu$ , igual a 0,5) e escolhendo criteriosamente o módulo de deformabilidade em condições não drenadas,  $E_u$ .

Para este efeito recorreu-se à Equação (2):

$$S_0 = \frac{\sigma B}{E_u} (1 - \nu^2) I \quad (2)$$

em que  $\sigma$  é o incremento de tensão vertical aplicada,  $B$  é a largura da área carregada,  $E_u$  é o módulo de deformabilidade em condições não drenadas e  $I$  é um fator adimensional, dependente da geometria da área carregada.

### 4.2.2. Assentamento por consolidação primária ou hidrodinâmica

A metodologia de cálculo dos assentamentos por consolidação primária, ou hidrodinâmica, contemplou a aplicação da teoria da consolidação unidimensional de Terzaghi, associada a uma distribuição bidimensional das cargas transmitidas ao terreno. Segundo a teoria da consolidação unidimensional de Terzaghi, os assentamentos por consolidação primária são diferidos no tempo, sendo este dependente da forma como o excesso de pressão neutra é dissipada. Este fenómeno depende de 3 fatores: i) a permeabilidade do solo; ii) a deformabilidade do solo; iii) o percurso de drenagem, associado à dissipação do excesso de pressões neutras.

Tendo por base os resultados de ensaios edométricos realizados nos materiais lodosos presentes nos lotes adjacentes, foram diferenciadas várias camadas compressíveis e estimou-se o assentamento por consolidação hidrodinâmica através da Equação (3).

$$S_{c,i} = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot h \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \quad (3)$$

Em que  $S_{c,i}$  é o assentamento em cada uma das camadas,  $h$  é a espessura da camada,  $C_c$  é o índice de compressibilidade,  $e_0$  é o índice de vazios antes do início do processo de consolidação primária,  $\sigma'_{v0}$  é a tensão efetiva inicial e  $\sigma'_{vf}$  é a tensão efetiva estimada após o processo de consolidação.

#### 4.2.3. Estimativa do tempo de consolidação primária

A estimativa da duração do processo de consolidação primária vertical, passou, em primeiro lugar, pelo cálculo do fator tempo ( $T_v$ ) através da Equação (4):

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} \cdot t \quad (4)$$

em que,  $C_v$  é o coeficiente de consolidação vertical,  $H$  a distância de drenagem e  $t$  o tempo. A distância de drenagem foi tomada igual à espessura da camada de solos compressíveis.

#### 4.2.4. Estimativa dos assentamentos

Numa fase preliminar, foi assumida como hipótese base a execução de uma pré-escavação generalizada na área de intervenção, com o objetivo de compensar, tanto quanto possível, o acréscimo de carga associado aos aterros projetados. Pretendia-se, desta forma, limitar o aumento de tensões efetivas no solo de fundação e, conseqüentemente, reduzir os assentamentos expectáveis a médio e longo prazo. Contudo, após a avaliação económica desta alternativa, procedeu-se à realização de diversas análises comparativas de assentamentos para diferentes configurações de solução, procurando identificar um equilíbrio entre viabilidade financeira e cumprimento dos valores máximos admissíveis de deformação.

No âmbito dessas análises foram consideradas quatro situações distintas: i) zonas onde se previa alteamento de cota para tráfego de veículos pesados; ii) zonas com alteamento destinado a tráfego ligeiro; iii) zonas sem necessidade de alteamento, sujeitas a tráfego pesado; e iv) zonas sem alteamento, sujeitas a tráfego ligeiro. Nas duas últimas apenas foi contabilizada a sobrecarga associada ao tráfego. Na Figura 5 apresentam-se os 4 casos estudados e na Figura 6 apresenta a delimitação das diferentes áreas consideradas.

Para as zonas (i) e (iii), os assentamentos diferenciais estimados revelaram-se praticamente desprezáveis. Tal resulta do princípio adotado para estas áreas, que consistiu na execução de uma escavação prévia destinada a permitir a implementação de um aterro de compensação com agregados leves de argila expandida. Esta abordagem teve como objetivo limitar o acréscimo de tensões efetivas nos depósitos aluvionares e, por essa via, reduzir os assentamentos futuros.

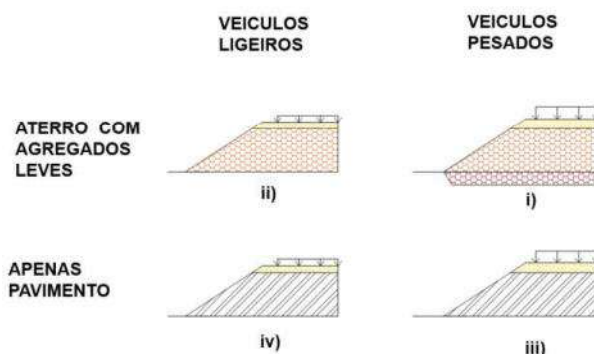


Figura 5 - Situações analisadas.

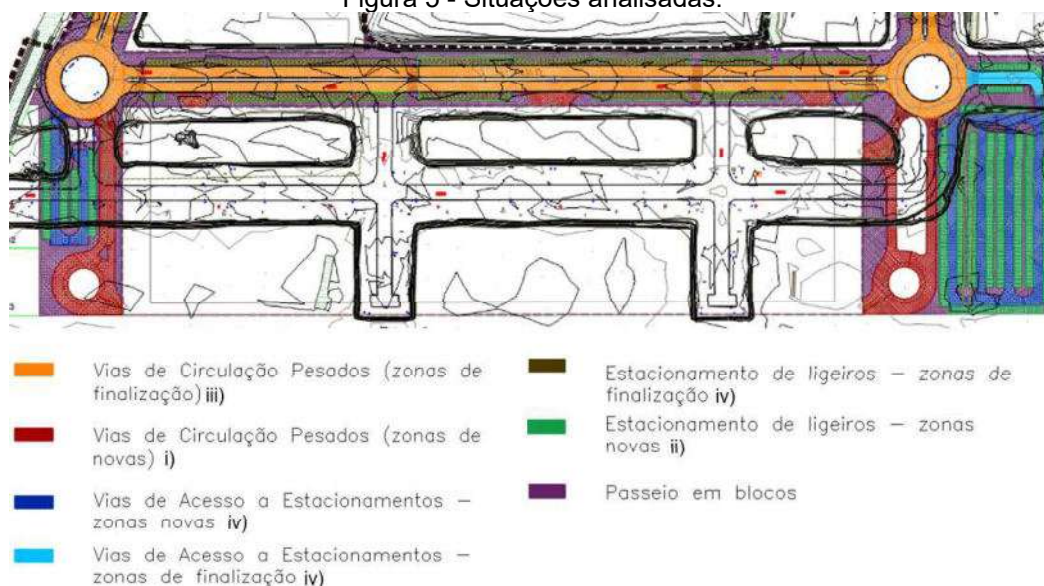


Figura 6 - Identificação das várias zonas analisadas.

No gráfico apresentado na Figura 7 não foi considerada a sobrecarga associada ao tráfego rodoviário, dado tratar-se de uma ação variável e não permanente. Das várias iterações efetuadas, apresentam-se os resultados correspondentes à solução final adotada, que contempla a escavação de 0,60 m exclusivamente nas zonas destinadas à circulação de veículos pesados e onde se verifica a necessidade de alteamento da cota do terreno, isto é, na zona (i). Considerando que a circulação de pesados constitui a situação mais exigente do ponto de vista de deformações admissíveis, a solução de pré-escavação foi restringida a estes troços, com o objetivo de promover uma maior uniformidade dos assentamentos ao longo dos respetivos arruamentos.

Observa-se que, na zona (i), correspondente à circulação de veículos pesados, os assentamentos estimados são muito semelhantes quer nos troços onde foi necessário executar aterros com espessura média da ordem dos 2 m, quer nos troços onde não se verificou necessidade de alteamento zona (iii). Para estas áreas, os assentamentos previstos situam-se em aproximadamente 7 cm ao fim de 5 anos.

Relativamente às zonas (ii) e (iv), destinadas à circulação de veículos leves, os assentamentos estimados apresentam maior variabilidade, oscilando entre cerca de 5 cm e 13 cm. Atendendo aos critérios de racionalidade económica estabelecidos pelo Dono de Obra, não foi considerada a execução de pré-escavação nestas zonas. Face à incerteza associada ao tempo de permanência dos veículos e à elevada sensibilidade dos depósitos aluvionares a incrementos de tensão efetiva, procedeu-se

ainda à estimativa dos assentamentos considerando a sobrecarga induzida pelo tráfego.



Figura 7 - Evolução dos assentamentos ao longo do tempo para as soluções adotadas, sem sobrecarga rodoviária.

Relativamente às zonas (ii) e (iv), destinadas à circulação de veículos ligeiros, os assentamentos estimados apresentam maior variabilidade, oscilando entre cerca de 5 cm e 13 cm. Atendendo aos critérios de racionalidade económica estabelecidos pelo Dono de Obra, não foi considerada a execução de pré-escavação nestas zonas. Face à incerteza associada ao tempo de permanência dos veículos e à elevada sensibilidade dos depósitos aluvionares a incrementos de tensão efetiva, procedeu-se ainda à estimativa dos assentamentos considerando a sobrecarga induzida pelo tráfego.

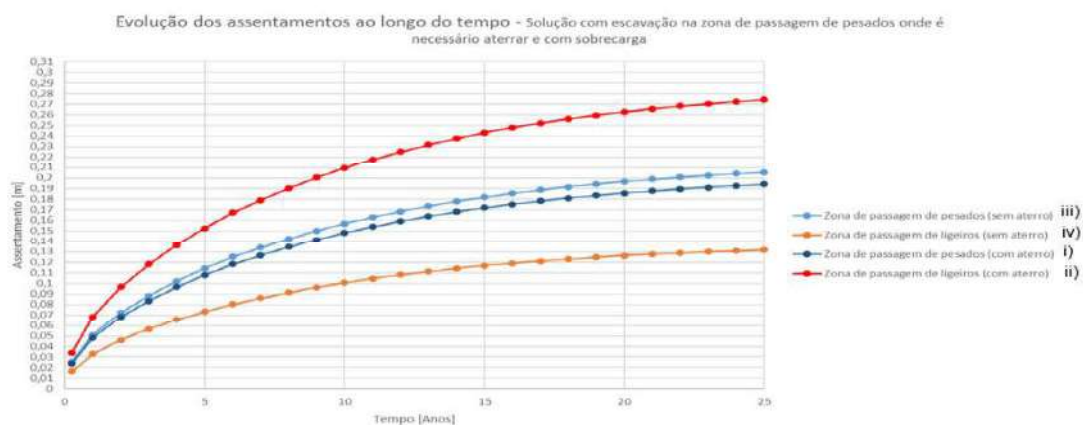


Figura 8 - Evolução dos assentamentos ao longo do tempo para a solução adotada, com sobrecarga rodoviária.

Tendo em conta a sobrecarga associada à circulação de veículos, estimam-se, ao fim de 5 anos, assentamentos máximos da ordem dos 11 cm nas zonas (i) e (iii), correspondentes ao tráfego de veículos pesados. Para as zonas destinadas à circulação de veículos ligeiros, os valores previstos variam entre aproximadamente 7 cm na zona (iv) e 15 cm na zona (ii), conforme ilustrado na Figura 8. Para efeitos comparativos, apresenta-se ainda na Figura 8 a estimativa de assentamentos correspondente a uma solução alternativa baseada em aterros convencionais.

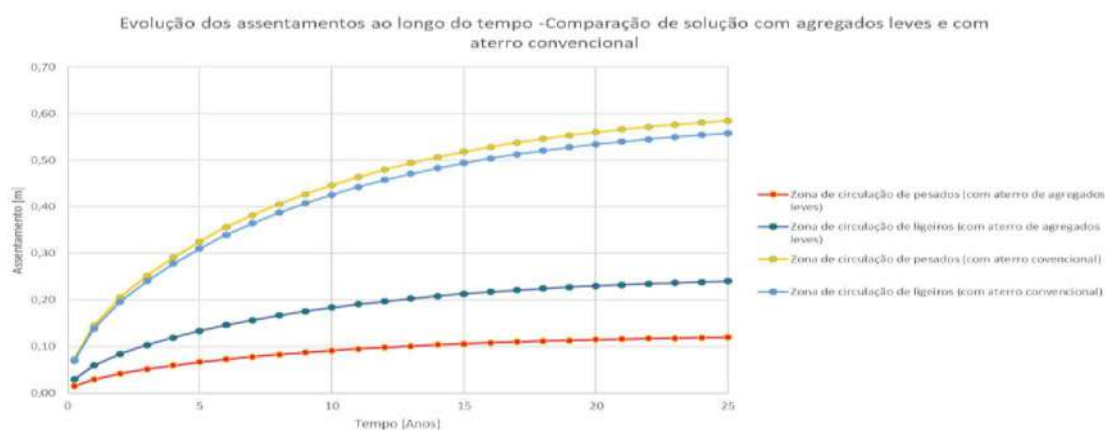


Figura 9 - Evolução dos assentamentos ao longo do tempo para a solução com aterro convencional e para aterro constituído por agregados leves.

Verifica-se que, caso o alteamento das cotas tivesse sido executado com recurso a aterros convencionais, os assentamentos estimados atingiriam valores da ordem dos 30 cm ao fim de 5 anos, aproximadamente três vezes superiores aos obtidos para a solução adotada com aterros de compensação em agregados leves de argila expandida.

Nas Figuras 10, Figura 11 e Figura 12 apresentam-se registos fotográficos da fase de execução, evidenciando, respetivamente, a aplicação dos agregados leves sobre as geogrelhas de reforço e confinamento e a colocação da camada de ABGE sobre o aterro. A Figura 13 ilustra em maior detalhe o agregado leve de argila expandida, bem como a malha da geogrelha de reforço instalada sobre o geotêxtil de separação.



Figura 10 - Colocação dos agregados leves sobre geocompósito.



Figura 11 – Vista global da colocação da camada de ABGE sobre o aterro de agregados leves. Imagem fornecida pela LECA Portugal S.A.

A compactação dos agregados leves assume particular relevância neste tipo de solução, sendo o seu procedimento substancialmente distinto da compactação de solos tradicionais. A ação dos equipamentos deve ser cuidadosamente controlada, uma vez que tensões de contacto excessivas podem provocar a fragmentação dos

agregados de argila expandida. Por essa razão, recomenda-se que a tensão transmitida não ultrapasse aproximadamente 50 kPa.



Figura 12 - Colocação da geogrelha com geotêxtil sobre os agregados leves e aplicação de camada de ABGE.

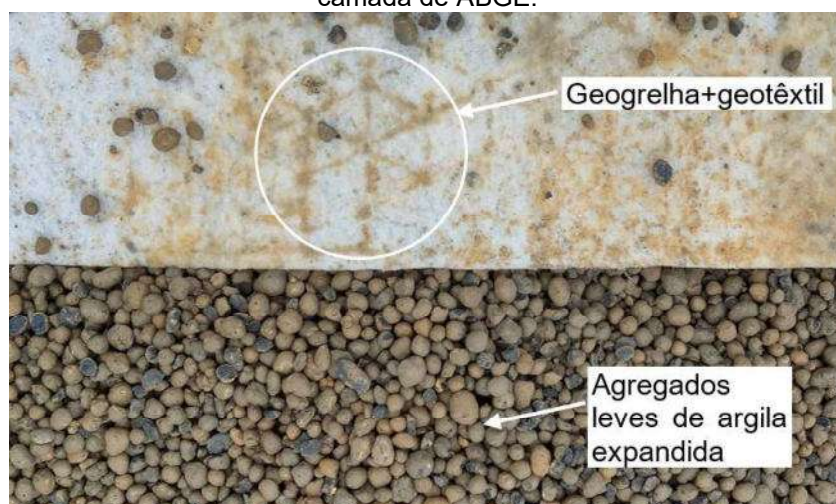


Figura 13 – Vista dos agregados leves antes de serem confinados superiormente pelo geocompósito.

Com o objetivo de avaliar a deformabilidade do aterro executado e confirmar a sua aptidão como camada de fundação dos pavimentos, foram realizados ensaios de carga em placa. Os resultados obtidos indicaram valores de módulo de deformabilidade  $EV_2$  compreendidos entre 70 MPa e 80 MPa, superiores ao valor mínimo especificado de 60 MPa, cumprindo assim o critério de aceitação definido em fase de projeto.

## 5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

O Plano de Instrumentação e Observação, teve como objetivo permitir confirmar, em tempo útil, os pressupostos de projeto e, em consequência, comprovar o adequado desempenho da solução implementada.

Para medir e acompanhar a evolução das principais grandezas foram instalados 3 piezômetros de corda vibrante para medição das pressões neutras, instalados no interior dos furos para a execução dos ensaios SPT, 9 marcas topográficas apoiadas em placas de nivelamento para medição da amplitude dos assentamentos.

Na Figura 14 apresenta-se a localização dos vários dispositivos instalados.

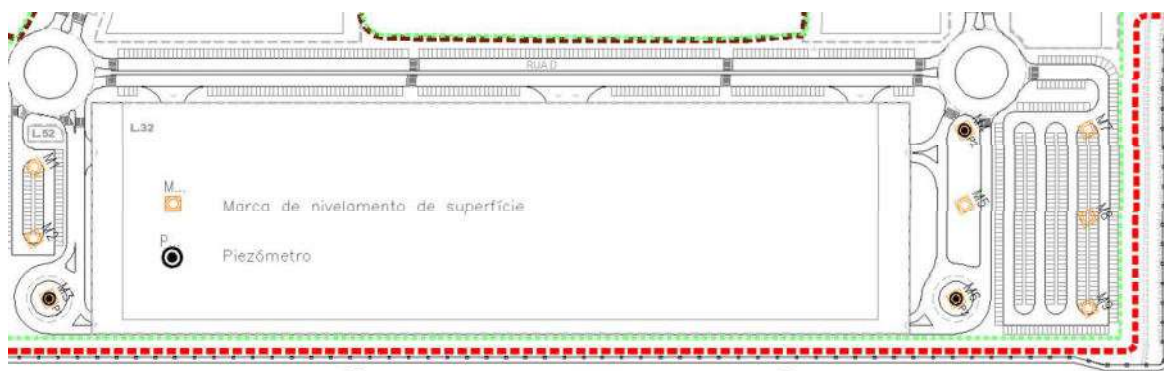


Figura 14 - Localização da instrumentação.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considera-se que a solução estudada e implementada atendeu aos principais requisitos de projeto, uma vez que a mesma permitiu a mitigação dos assentamentos diferenciais, principalmente na zona (i), em que ocorreu o alteamento de cotas associado ao tráfego de pesados (caso mais gravoso). A escavação de 0,60 m, assim como a colocação da geogrelha, associada à utilização de um aterro de compensação com recurso a agregados leves de argila expandida, com uma altura máxima de 2 m, permitiu que os assentamentos diferenciais estimados fossem residuais, associados a um assentamento total estimado, ao fim de 5 anos, de aproximadamente 7 cm, valor aceite pelo Dono de Obra. Com uma solução convencional seriam esperados assentamentos diferenciais na ordem dos 20 cm, o que teria determinado o recurso a soluções mais onerosas em termos económicos e de prazos de execução, como seria a consolidação forçada por geodrenos associada a aterros de pré-carga. Deste modo, utilizando para o aterro um material de peso reduzido e de elevada permeabilidade (argila expandida) devidamente confinado por geocompósito de reforço, conseguiu-se reduzir consideravelmente o incremento de tensões efetivas nos materiais aluvionares de fundação, minimizando, em consequência, os assentamentos totais e, sobretudo, diferenciais estimados.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Merlin Properties a autorização para a redação e apresentação do presente artigo. Destacam ainda o facto de os trabalhos em obra terem sido realizadas pela empresa Carbonell Figueras. A fiscalização dos mesmos trabalhos foi assegurada pela empresa Tecnoplano.

## REFERÊNCIAS

- European Expanded Clay Association (EXCA). (2015). Building our future with expanded clay. Disponível no site <https://www.exca.eu/wp-content/uploads/2015/03/Building-our-future-with-expanded-clay.pdf>, acedido em 11/04/2024.
- Manual técnico GeoLeca, Weber Saint-Gobain, disponível no site <https://www.leca.pt/produtos/agregados/geo-leca>, acedido em 11/04/2024.

## **NOVA LINHA RUBI DO METRO DO PORTO: SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA PARA A CONSTRUÇÃO DA ESTAÇÃO DEVESAS**

### **THE NEW RUBY LINE OF PORTO METRO: EXCAVATION AND RETAINING STRUCTURES FOR DEVESAS STATION**

Paludeto, Thaís Maria Leite, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, tpaludeto@jetsj.com\**

Henriques, André, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, ahenriques@jetsj.com*

Tomásio, Rui, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, rtomasio@jetsj.com*

Duarte, Filipa, *Quadrante, Lisboa, Portugal, fduarte@qd-eng.com*

Pereira, António, *Quadrante, Lisboa, Portugal, apereira@qd-eng.com*

*\*autor para correspondência*

#### **RESUMO**

Este artigo apresenta as soluções geotécnicas adotadas para a escavação e contenção periférica da nova estação de Devesas, integrada na nova Linha Rubi do Metro do Porto, que ligará Casa da Música a Santo Ovídio. A escavação, com profundidades compreendidas entre 15 m e 24 m, desenvolve-se em terrenos heterogêneos, incluindo aterros variegados, granitos e formações migmatíticas, e encontra-se condicionada pela proximidade de edifícios existentes, arruamentos e pela Linha Ferroviária do Norte, condicionamentos que impõe requisitos exigentes em termos de estabilidade e controlo de deformações. A solução de contenção periférica é assegurada maioritariamente por uma cortina de estacas em betão armado, com diâmetro de 800 mm, travada provisoriamente por ancoragens e escoras metálicas, em função da geometria e profundidade da escavação. Em zonas com restrições de acesso ou condicionamentos à execução de estacas, foram implementados muros de Berlim definitivos, igualmente suportados por ancoragens e escoramentos metálicos. O dimensionamento das soluções baseou-se em modelação numérica com recurso ao método dos elementos finitos, considerando a sequência construtiva faseada e critérios rigorosos de controlo de deformações, de modo a minimizar os efeitos induzidos nas estruturas vizinhas. São apresentados os resultados das análises numéricas, nomeadamente deslocamentos horizontais e verticais, bem como a sua comparação com os limites admissíveis definidos em projeto. Complementarmente, é descrito o plano de instrumentação e observação implementado em obra, incluindo o controlo de deslocamentos, níveis freáticos e esforços nas ancoragens, permitindo validar o comportamento real da escavação face às previsões de projeto.

#### **ABSTRACT**

This paper presents the geotechnical solutions developed for the excavation and retaining of the new Devesas Station, part of Porto Metro's Ruby Line, which will connect Casa da Música to Santo Ovídio. The excavation, with depths ranging from 15 m to 24 m, is carried out in heterogeneous ground conditions, including fill deposits, granitic formations, and migmatitic rocks, and is constrained by the proximity of existing buildings, road infrastructure, and the Northern Railway Line, imposing demanding requirements of stability and deformation control. The perimeter retaining structures is mainly ensured by a reinforced concrete bored pile wall with a diameter of 800 mm, temporarily supported by ground anchors and steel struts, depending on the geometry

and depth of the excavation. In areas with restricted access or limitations to pile execution, permanent Berlin-type wall solutions were implemented, also supported by anchors and steel struts. The design of the proposed solutions was based on numerical modelling using the finite element method, considering the staged construction sequence and strict deformation control criteria, to minimise the effects induced on adjacent structures. The results of the numerical analyses are presented, namely horizontal and vertical displacements, together with their comparison with the admissible limits defined in the design. In addition, the instrumentation and monitoring plan implemented on site is described, including the control of displacements, groundwater levels, and anchor forces, allowing the validation of the actual excavation behaviour against the design predictions.

## **1. INTRODUÇÃO**

As escavações de grande profundidade em meio urbano representam um dos maiores desafios da engenharia geotécnica contemporânea, exigindo soluções de contenção e suporte de escavações que garantam tanto a estabilidade do maciço como a segurança das infraestruturas adjacentes e do meio urbano envolvente. Estas intervenções são particularmente críticas em projetos de infraestruturas de transporte subterrâneo — como estações de metro — onde a profundidade de escavação, a variabilidade litológica e os condicionamentos de vizinhança impõem restrições geotécnicas e construtivas complexas (Fernandes et al., 2024).

A técnica de cortina de estacas em betão armado e elementos de travamento, como ancoragens ou escoras metálicas, constitui uma solução consolidada para a contenção de escavações profundas em solos e rochas, sobretudo quando se buscam respostas estruturalmente robustas e com boa capacidade de controlo de deslocamentos laterais sem comprometer a integridade de edificações, redes de transporte ou infraestruturas técnicas (Fernandes et al., 2024).

No contexto específico das linhas de metro e sistemas de transporte subterrâneo, as soluções geotécnicas adotadas devem, para além de responder às condicionantes de profundidade e geologia, integrar planos de instrumentação e observação que permitam validar o desempenho real da estrutura de suporte face aos critérios definidos em projeto e assegurar uma resposta eficaz a imprevistos durante a execução (Hwang e Moh, 2017).

É neste enquadramento técnico e de boas práticas de engenharia que o presente artigo aborda a conceção, execução e monitorização das soluções de escavação e contenção periférica adotadas para a estação de Devesas da nova Linha Rubi do Metro do Porto, incluindo a adaptação de técnicas clássicas às exigências locais de vizinhança e geologia.

## **2. LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA OBRA**

As soluções para escavação e contenção periférica referem-se à construção da nova estação de Metro de Devesas, localizada entre o PK 4+172.460 e PK 4+256.110, da nova Linha Rubi, ligando a Casa da Música a Santo Ovídio, para o Metro do Porto S.A. Na Figura 1 apresenta-se a área de implantação da nova estação (a laranja) e a zona a ser intervencionada (a vermelho).



Figura 1 – Localização em Planta

### 3. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A área em estudo encontra-se caracterizada geologicamente à escala 1:50 000 na carta geológica do distrito do Porto e, na respetiva nota explicativa da folha 09-C. De acordo com estes elementos, o dispositivo geológico estabelecido na área em estudo caracteriza-se por formações do Complexo Xisto-Gnáissico-Migmatítico ( $X_{yz}$ ), na qual se destacam os migmatitos, gnaisses, micaxistos e xistos luxentes.

A prospeção geotécnica disponibilizada pelo Metro do Porto (sondagens SNLG17, S22 e S124 e perfil de refração sísmica PS8(2005)), revelou um cenário geológico marcado por uma zona de contato litológico. Do lado Poente, prevalecem os granitos decompostos a medianamente alterados, enquanto do lado Nascente ocorrem as fácies migmatíticas, decompostas a medianamente alteradas do Complexo Xisto-Gnáissico-Migmatítico. A transição entre as duas unidades é brusca e associada a um horizonte profundo de alteração, conforme apresentado na Figura 2.

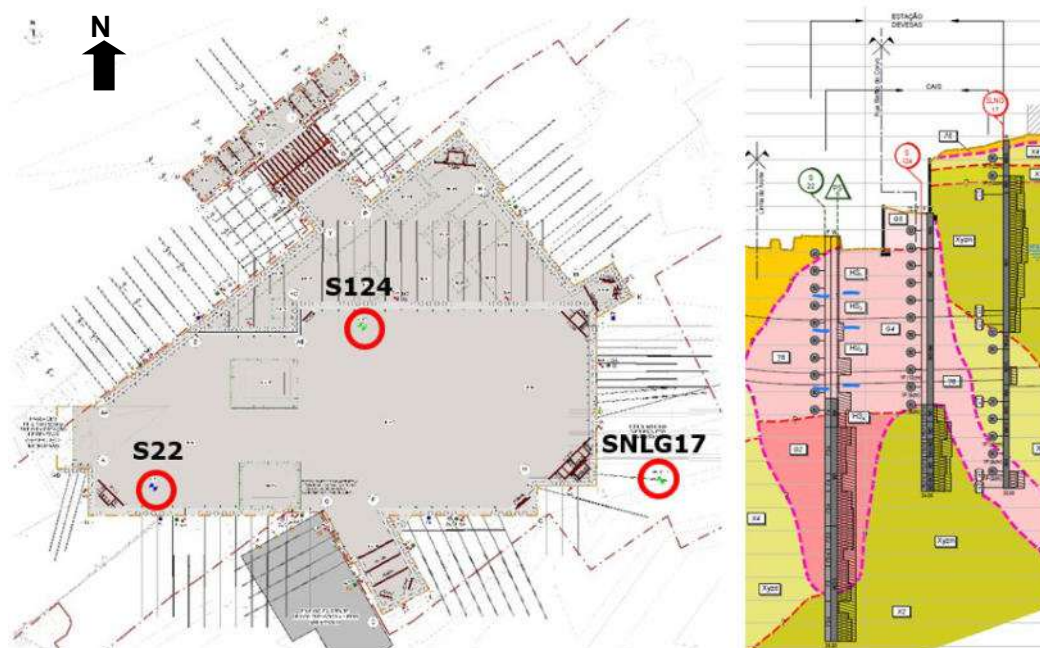


Figura 2 – Planta de localização das sondagens e perfil geológico-geotécnico

O perfil geotécnico caracteriza-se pela presença de aterros superficiais heterogéneos, de origem antrópica e espessura variável. Em profundidade, estes materiais evoluem para solos residuais e maciços com diferentes graus de alteração, desde rocha decomposta (W5) até rocha medianamente alterada (W3), definindo um perfil típico de alteração granítica, marcado por contactos litológicos abruptos que condicionam o comportamento geotécnico do maciço.

A caracterização dos materiais baseou-se na interpretação de sondagens e ensaios laboratoriais, evidenciando elevada variabilidade dos parâmetros mecânicos, sobretudo nos materiais mais alterados e nos solos residuais. Assim, os parâmetros adotados na modelação numérica, apresentados nos Quadro 1, Quadro 2 e Quadro 3, foram definidos, distinguindo os materiais mais deformáveis dos níveis rochosos mais rígidos, permitindo reproduzir adequadamente o comportamento da escavação e a distribuição das deformações.

Quadro 1 – Zonamento Geotécnico/Geomecânico do Maciço Granítico (Granito do Porto)

Zona geotécnica	Estado de alteração predominante (W)	N <sub>SPT</sub> [pancadas]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c' <sub>ref</sub> [kPa]	$\phi'$ [°]	E <sub>50</sub> <sup>ref</sup> [MPa]	E <sub>oed</sub> <sup>ref</sup> [MPa]	E <sub>ur</sub> <sup>ref</sup> [MPa]	$\nu'$ <sub>ur</sub>
G4	W5 Granito decomposto	25 a 35 pancadas 35 a 50 pancadas	19.50	10 - 15	33 - 36	30 - 90	30 - 90	210 - 270	0,20
G5	W6 Solo residual granítico	≥ 50 pancadas	19.90	5 - 10	29 - 32	12 - 14 25 - 30	12 - 14 25 - 30	36 - 42 75 - 90	0,20

Quadro 2 – Zonamento Geotécnico/Geomecânico do Complexo Xisto-Gnáissico-Migmatítico

Zona geotécnica	Estado de alteração predominante (W)	N <sub>SPT</sub> [pancadas]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c' <sub>ref</sub> [kPa]	$\phi'$ [°]	E <sub>50</sub> <sup>ref</sup> [MPa]	E <sub>oed</sub> <sup>ref</sup> [MPa]	E <sub>ur</sub> <sup>ref</sup> [MPa]	$\nu'$ <sub>ur</sub>
X4	W5 19.50	≥ 50 pancadas	19.70	18 21 - 28	25 - 34 31 - 33	6 - 33 37 - 56	6 - 33 37 - 56	18 - 99 111 - 168	0,20
X5	W6 Solo residual migmatítico	25 a 35 pancadas 35 a 50 pancadas	20.90	10 - 20	34 - 36	46	46	128	0,20

Quadro 3 – Parâmetros geotécnicos de referência para os materiais terrosos At/a

Zona Geotécnica	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	$\nu$	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	K <sub>0</sub>
At/a	19	10	0,30	0	28	0,55

#### 4. CONDICIONAMENTOS NA ENVOLVENTE

A área da intervenção insere-se numa zona urbanizada, encontrando-se delimitada por arruamentos (Rua Barão do Corvo e Rua Felizardo de Lima) e por diversas construções vizinhas (estação ferroviária de Devesas da IP, edifício existente com 5 pisos elevados e 1 piso enterrado, edifício existente com 3 pisos elevados e pátio da linha ferroviária do Norte, pertencente à entidade pública IP) a preservar. Além destes condicionantes, no local da nova estação, se encontram muros de divisória de arruamentos, os quais terão de ser demolidos.

A zona Norte da presente escavação e contenção periférica situa-se junto ao pátio da estação ferroviária de Devesas, pelo que nesta zona a solução estrutural se encontra fortemente condicionada pela circulação ferroviária. Na Figura 3 estão apresentados os principais condicionamentos no entorno da escavação e contenção periférica.

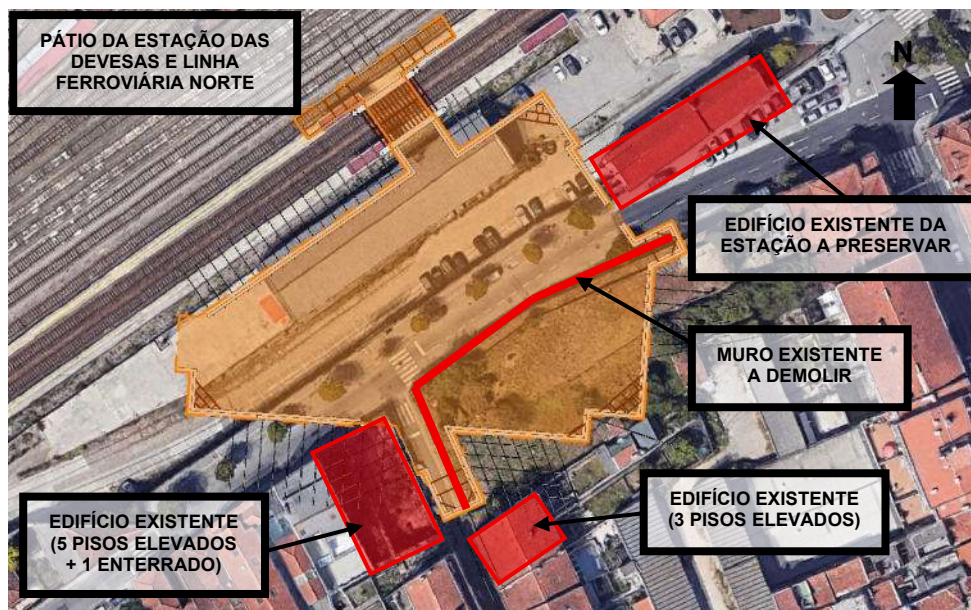


Figura 3 – Principais condicionamentos na envolvente da escavação

## 5. SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA PROPOSTAS

Tendo em conta os condicionamentos existentes, tipo de terreno e geometria da estação, a solução concebida para contenção periférica é constituída maioritariamente por uma cortina de estacas em betão armado travada por escoras metálicas e ancoragens provisórias.

Ainda, de referir que em zonas de acesso condicionado, como é o caso do pátio da estação ferroviária de Devesas, ou em zonas de menor disponibilidade de espaço, como é o caso de alguns alçados que confrontam para edifícios existentes, foi definida uma solução de muro de Berlim definitivo travado pelos mesmos elementos referidos.

A Figura 4 apresentam-se vistas 3D a com a solução de escavação e contenção periférica da estação.

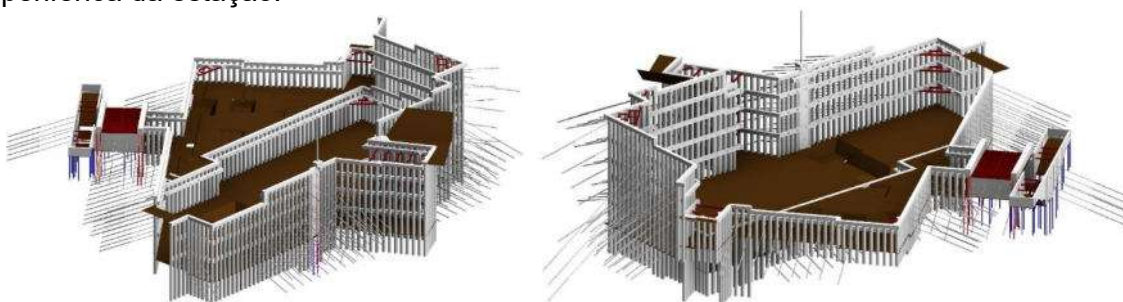


Figura 4 – Vistas 3D da solução de escavação e contenção periférica

### 5.1. Cortina de estacas

A contenção periférica da escavação é assegurada por uma cortina de estacas em betão armado Ø800 mm, com espaçamento médio de 1,4 m e comprimentos variáveis, apresentando ficha entre 3 m e 5 m abaixo do fundo de escavação, em função do número de níveis de travamento. A cortina é encabeçada por uma viga de coroa rígida, garantindo um comportamento estrutural uniforme. As estacas foram

executadas com tecnologia Kelly telescópica, recorrendo-se, quando necessário, a entubamento provisório e/ou fluidos estabilizantes (Figura 5).

O travamento provisório é realizado por 1 a 5 níveis de ancoragens ou, em zonas específicas, por escoras metálicas de canto em perfis HEB, assegurando o equilíbrio horizontal da escavação. A distribuição dos esforços é garantida por vigas de betão armado com secção de 60 × 80 cm.

As ancoragens são constituídas, em geral, por seis cordões de aço de 0,8", seladas em formações competentes através do sistema IRS, com afastamento médio de 2,8 m, inclinação entre 20° e 30°, comprimentos de selagem de 6 m a 7 m e pré-esforços úteis entre 500 kN e 750 kN.

Entre estacas, o terreno é protegido com betão projetado com espessura mínima de 10 cm, reforçado com fibras metálicas, sendo a drenagem assegurada por geodrenos em PEAD, de 3 m de comprimento e inclinação ascendente de 10°, prevenindo pressões hidrostáticas. Apesar de o nível freático se situar acima da cota final de escavação, a baixa permeabilidade dos terrenos permite o controlo do caudal por bombagem convencional, sem impactos relevantes nas estruturas adjacentes.



Figura 5 – Execução da solução de cortina de estaca

Junto ao emboque do túnel mineiro, onde não é possível instalar ancoragens, foram definidos 4 níveis de escoras metálicas provisórias. As vigas de recalçamento transmitem cargas às estacas adjacentes, prevenindo-se ficha de 6 m. Para facilitar demolições localizadas, serão utilizadas armaduras em fibra de vidro em estacas a remover, conforme representado na Figura 6.

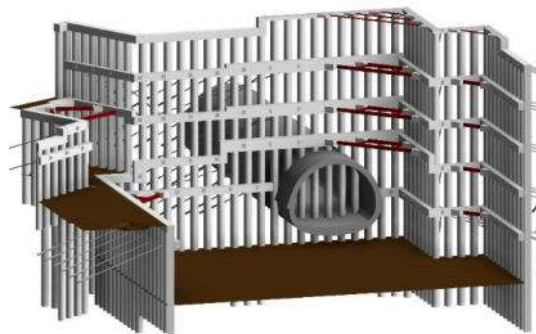


Figura 6 – Emboque da estação com o túnel mineiro

## 5.2. Berlim definitivo

Em zonas onde não foi possível executar estacas devido a restrições de espaço, adotaram-se muros de Berlim definitivos, ancorados ou escorados, destacando-se duas áreas: Zona A e Zona B.

Na Zona A (Figura 7) a necessidade de recalçamento de um pilar impôs a adoção de um muro de Berlim definitivo ancorado, em substituição da cortina de estacas. A solução consiste em painéis faseados de betão armado, com espessura mínima de 35 cm, apoiados em microestacas tubulares de aço de alta resistência, seladas por injeção IRS, e estabilizados por ancoragens pré-esforçadas com cargas úteis entre 600 kN e 750 kN.

Na Zona B, no interior da Estação Ferroviária de Devesas, as limitações de acesso associadas à presença de postes e catenárias conduziram à adoção de uma solução semelhante de muros de Berlim ancorados, cujos detalhes não são abordados neste artigo.

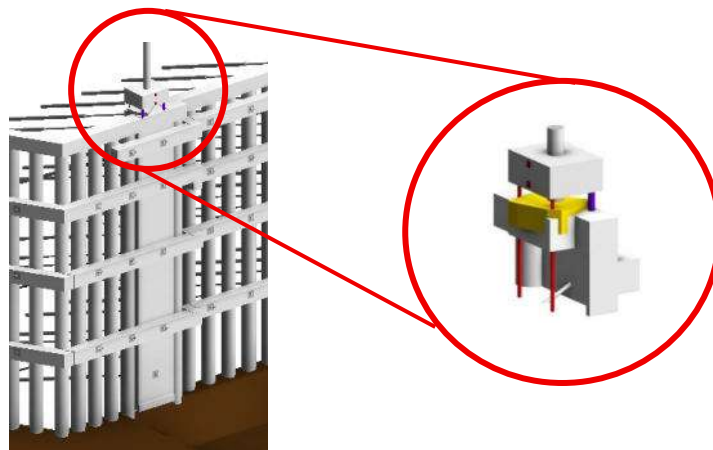


Figura 7 – (a) Corte tipo: 5 níveis de ancoragem (Zona A) e Recalçamento do pilar adjacente

## 5.3. Talude provisório e pregagens

No lado PK-/Noroeste, não foram previstas estacas, uma vez que o quadro fechado em betão armado deverá atingir a zona da estação, antes do início, da escavação e da contenção periférica. Para permitir a progressão antecipada da escavação, foi adotada uma solução de taludes provisórios com pregagens, com inclinações ajustadas ao tipo de terreno: 2,5:1 (V:H) no primeiro patamar e 4,0:1 (V:H) nos patamares seguintes, com banquetas intermédias de 1,0 m, conforme apresentado na Figura 8.

A estabilização dos taludes é assegurada por betão projetado com 25 cm de espessura, reforçado com fibras metálicas, e pregagens em varões de fibra de vidro Ø32 mm, com comprimentos entre 6 m e 10 m, dispostas em malha de 2,5 m × 2,5 m. Para controlo das pressões hidrostáticas, prevê-se a instalação de geodrenos sub-horizontais com 4 m de comprimento, dispostos em quincôncio até à base da escavação.

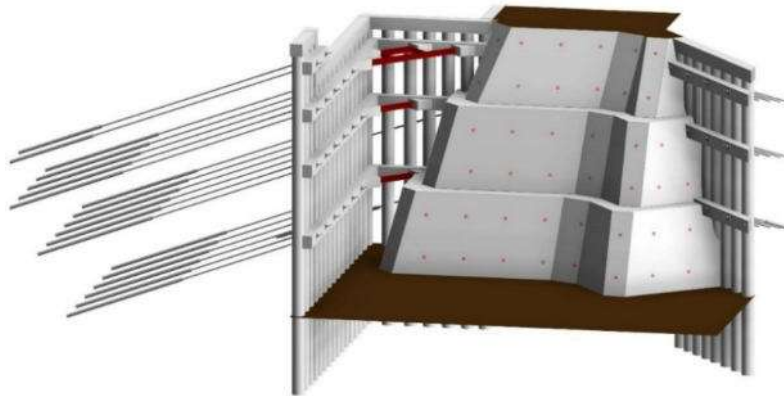


Figura 8 – Emboque PK-Noroeste – Corte Tipo

## 6. DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO

O dimensionamento das soluções de escavação e contenção periférica da nova Estação de Devesas baseou-se em análises geotécnicas e estruturais, complementadas por modelação numérica com o programa PLAXIS 2D. Esta abordagem permitiu avaliar os esforços internos, as deformações e a estabilidade global ao longo das diferentes fases construtivas, bem como estimar os efeitos induzidos nas estruturas e infraestruturas vizinhas.

A modelação considerou a sequência construtiva faseada, incluindo a escavação progressiva e a ativação dos sistemas de suporte, tendo sido desenvolvida para secções representativas da obra, seleccionadas em função da geometria, das condições geotécnicas e das soluções de contenção adotadas. A análise incidiu sobretudo no controlo das deformações horizontais e verticais da contenção, assumidas como critério determinante de projeto, tendo em vista a limitação dos efeitos induzidos nas estruturas e infraestruturas existentes na envolvente.

Como critério para verificação da segurança, foram definidos os seguintes limites de deformação máximos, tanto para a estrutura de contenção, bem como para os elementos existentes à superfície:

- **Deformação horizontal da contenção:** valor máximo entre  $H/250$  e  $H/500$ , em que  $H$  corresponde ao desnível máximo de terras;
- **Deformação vertical máxima da superfície:** valor máximo entre 25 e 45 mm.

O dimensionamento dos taludes provisórios foi realizado através de análises de estabilidade global com recurso ao programa SLIDE, aplicando o método de Bishop em regime de equilíbrio limite, o que permitiu definir as inclinações dos taludes e os sistemas de reforço necessários.

### 6.1. Cortina de estacas

Apresentam-se de seguida os resultados da modelação numérica das deformações horizontais e verticais para duas secções representativas da solução de cortina de estacas. As Figura 9a e Figura 9b ilustram, respetivamente, os deslocamentos horizontais e verticais, máximos e mínimos, correspondentes à solução com quatro níveis de ancoragens em zonas de granitos.

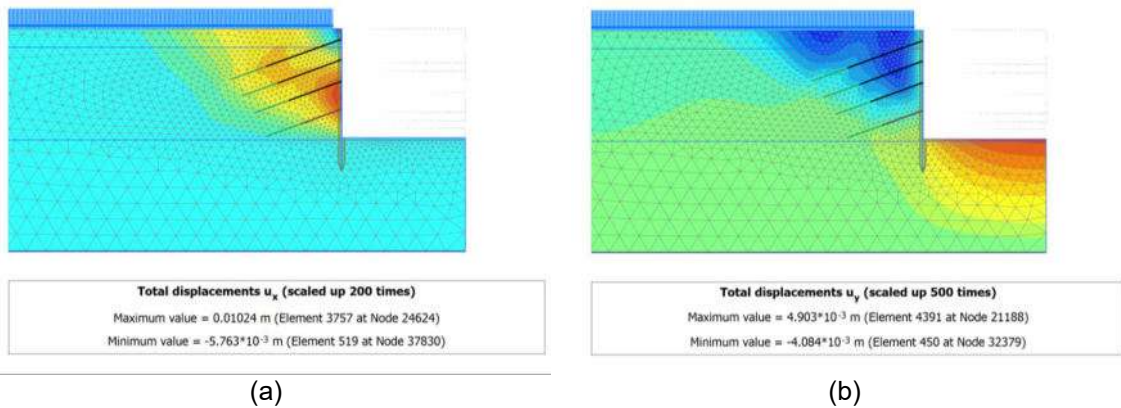


Figura 9 – Cortina de Estacas com 4 Níveis de Ancoragens – Zona de Granitos (a) Deslocamentos Horizontais; (b) Deslocamentos Verticais

Verifica-se que os deslocamentos horizontais máximos são da ordem dos 10 mm, situando-se abaixo do limite admissível, compreendido entre 36 mm e 72 mm para uma altura de contenção de cerca de 18 m. Os deslocamentos verticais máximos estimados são da ordem dos 5 mm, sendo considerados aceitáveis face ao tipo e à sensibilidade das estruturas existentes no tardo da contenção.

As Figura 10a e Figura 10b apresentam os deslocamentos horizontais e verticais, máximos e mínimos, correspondentes à solução de cortina de estacas com cinco níveis de escoras metálicas em zonas de migmatitos.

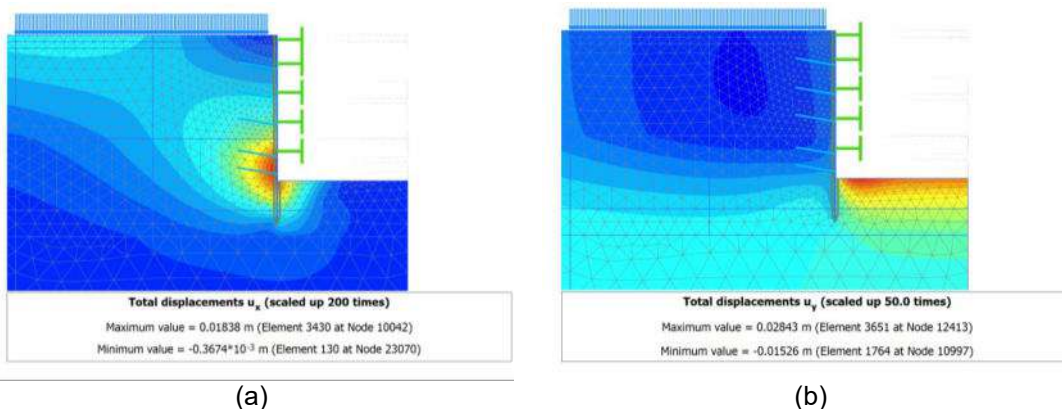


Figura 10 – Cortina de Estacas com 5 Níveis de Escoras – Zona de Granitos (a) Deslocamentos Horizontais; (b) Deslocamentos Verticais

Verifica-se que os deslocamentos horizontais máximos são da ordem dos 18 mm, situando-se abaixo do limite admissível, compreendido entre 36 mm e 72 mm para uma altura de contenção de cerca de 18 m. Os deslocamentos verticais máximos estimados são da ordem dos 15 mm, sendo considerados aceitáveis face ao tipo e à sensibilidade das estruturas existentes no tardo da contenção.

## 6.2. Berlim definitivo

Para o dimensionamento da solução de muro de Berlim definitivo foram adotados os mesmos critérios aplicados à cortina de estacas. Apresentam-se de seguida os resultados da modelação numérica das deformações horizontais e verticais para a secção representativa da Zona A. As Figura 11a e Figura 11b ilustram os

deslocamentos horizontais e verticais, máximos e mínimos, correspondentes à solução de Berlim definitivo com seis níveis de ancoragens em zonas de granitos.

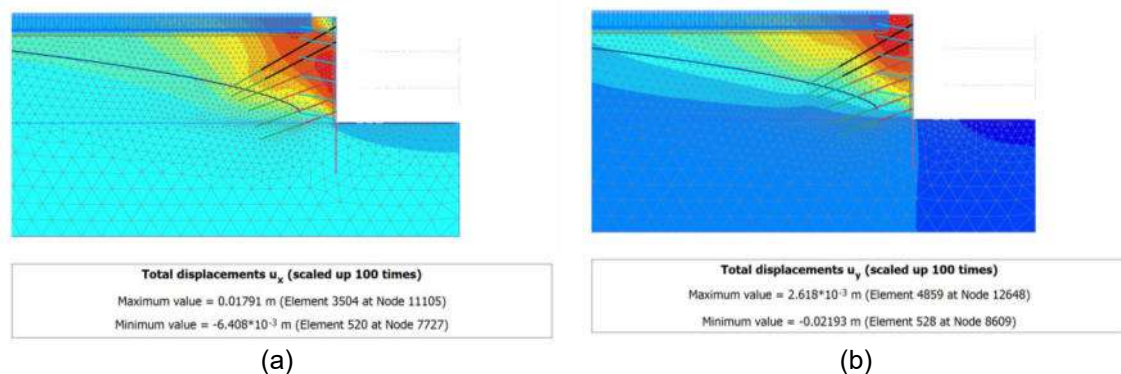


Figura 11 – Berlim definitivo com 6 Níveis de Ancoragens – Zona de Granitos  
(a) Deslocamentos Horizontais; (b) Deslocamentos Verticais

Os deslocamentos horizontais máximos obtidos são da ordem dos 18 mm, situando-se abaixo do limite admissível, compreendido entre 34 mm e 68 mm para uma altura de contenção de cerca de 18m. Os deslocamentos verticais máximos estimados são da ordem dos 22 mm, sendo considerados aceitáveis face ao tipo e à sensibilidade das estruturas existentes no tardo da contenção.

### 6.3. Taludes provisórios e pregagens

A verificação da estabilidade foi realizada segundo a abordagem de cálculo 1, considerando a combinação 1 (STR) e combinação 2 (GEO). Os resultados obtidos indicam fatores de segurança globais iguais ou superiores a 1 para a situação analisada. Nas Figura 12a Figura 12b e Figura 12c apresentam-se o modelo de cálculo, os fatores de segurança e os respetivos mecanismos de rotura obtidos.

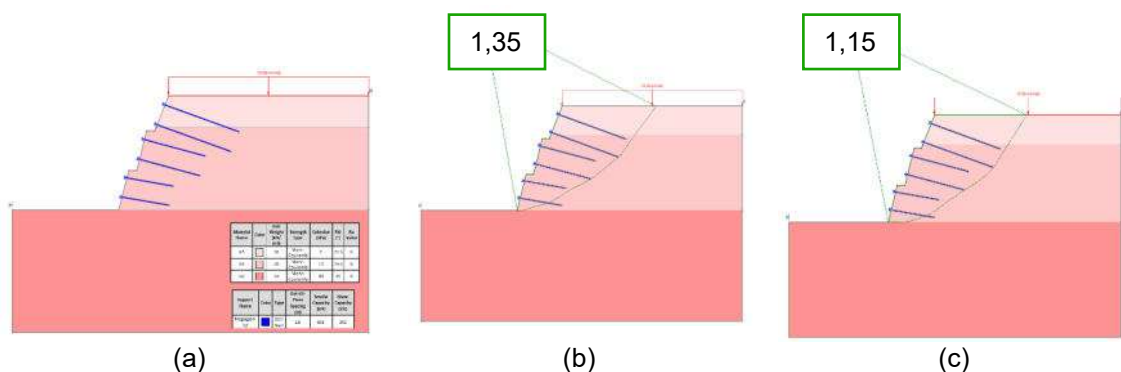


Figura 12 – (a) Modelo de Cálculo – SLIDE; (b) Combinação 1; (c) Combinação 2

## 7. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

O plano de instrumentação e observação foi elaborado de acordo com a abordagem observacional, assumindo um papel fundamental no controlo do comportamento da escavação e das estruturas de contenção, bem como na salvaguarda das infraestruturas e edifícios adjacentes.

A instrumentação adotada compreende 92 alvos topográficos para monitorização dos deslocamentos horizontais e verticais da contenção e das estruturas adjacentes, 31 marcos de nivelamento para controlo dos assentamentos à superfície, 8 inclinómetros instalados em zonas representativas para avaliação dos deslocamentos em profundidade, 12 células de carga em ancoragens para controlo das forças mobilizadas, 4 piezómetros para monitorização dos níveis freáticos e 6 sismógrafos posicionados em zonas sensíveis, destinados ao controlo das vibrações induzidas pela escavação em rocha.

Face à complexidade da obra e ao risco geotécnico, foi implementado um sistema de monitorização automática que permite o acompanhamento em tempo real do comportamento das estruturas, com critérios de alerta e alarme definidos, respetivamente, como 100% e 120% dos valores de cálculo.

A seguir, apresentam-se alguns resultados da instrumentação. Na Figura 13, apresentam-se os resultados de leituras de deslocamento vertical dos prismas localizados na zona da cortina de estacas, associado a uma escavação com cerca de 18m de altura, assentamentos reduzidos, da ordem dos 4,6 mm, inferiores aos valores previstos em projeto (22 mm).

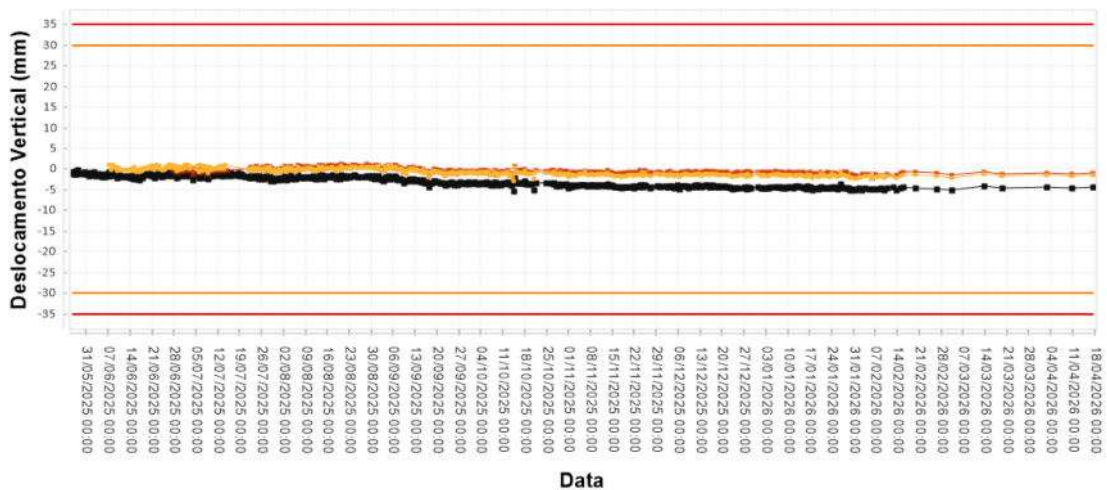


Figura 13 – Deslocamentos verticais para os prismas localizados na zona de 20m de escavação

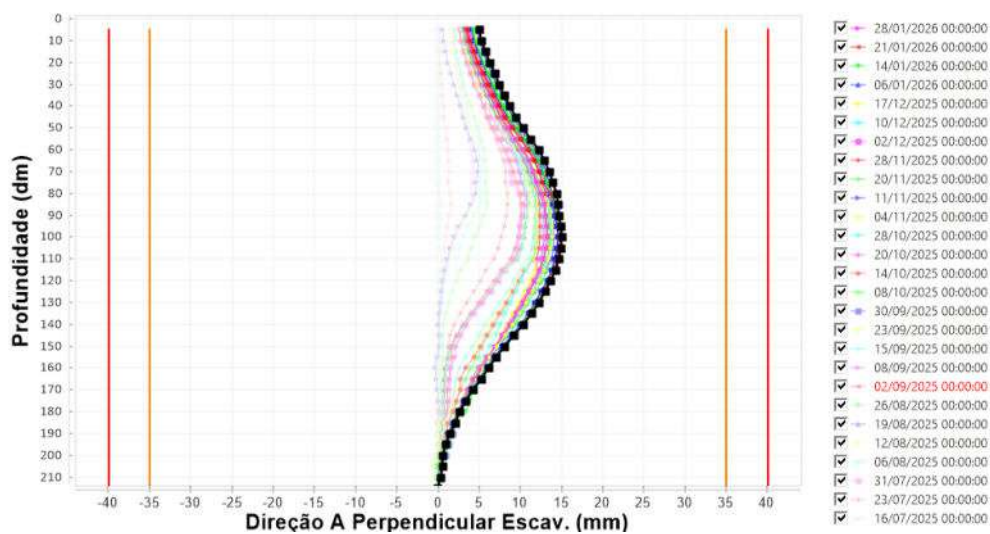


Figura 14 – Deslocamentos horizontais para o inclinómetro

Na Figura 14, apresentam-se os resultados das leituras de deslocamento horizontal obtidas no inclinómetro localizado na mesma zona da cortina de estacas, associados a uma escavação com cerca de 18 m de altura. Após a conclusão dos trabalhos de escavação, os deslocamentos horizontais registados foram da ordem de 15 mm, mantendo-se dentro dos limites previstos em projeto.

## **8. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

A obra de escavação e contenção periférica da Estação de Devesas constitui um exemplo representativo de intervenção geotécnica em meio urbano complexo, caracterizada por fortes condicionamentos geométricos, geológicos e operacionais.

A adoção de soluções diferentes — cortinas de estacas, muros de Berlim definitivos e taludes provisórios — permitiu uma resposta ajustada às condições locais, garantindo simultaneamente a segurança estrutural, o controlo de deformação e a compatibilização com as infraestruturas existentes.

O recurso a modelos numéricos de elementos finitos revelou-se essencial para a compreensão do comportamento da escavação e para o apoio às decisões de projeto, nomeadamente na definição dos sistemas de suporte e na avaliação da estabilidade global.

Por fim, destaca-se a importância do plano de instrumentação e observação como ferramenta indispensável na validação das hipóteses de projeto e na gestão do risco geotécnico, reforçando a relevância da abordagem observacional em obras deste tipo.

## **AGRADECIMENTOS**

Ao Metropolitano do Porto, pela autorização e informações concedidas para a elaboração e publicação do presente artigo.

## **REFERÊNCIAS**

- Fernandes, M. M., Cardoso, A. S. e Guerra, N. (2021). *Grandes escavações em meio urbano: uma perspectiva sobre as soluções construtivas e os sistemas estruturais para o seu suporte*. Geotecnia, nº 152, pp. 531–554.
- Hwang, R. N. e Moh, Z. C. (2017). *Deep excavations in Taipei Metro construction*. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 48(2), pp. 1–13.

## **DESAFIOS DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR – LISBOA, BENFICA**

Pedro Tigre, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, ptigre@jetsj.com\**

Ricardo Justiniano, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, rjustiniano@jetsj.com*

### **RESUMO**

O presente artigo é referente a uma escavação e contenção periférica de um empreendimento residencial, com 3 caves, localizado em Benfica, em meio densamente urbano. O artigo aborda os principais condicionamentos das soluções adotadas, as análises realizadas e o necessário acompanhamento da execução dos trabalhos. Tendo por base os condicionamentos arquitetónicos, geológicos e hidrogeológicos, adotou-se soluções de contenção periférica com recurso à tecnologia de Muros de Berlim Definitivos e de Cortina de Estacas. As soluções de Muros de Berlim Definitivo são complementadas com a execução de colunas de calda de cimento, para melhoramento dos terrenos no tardo do muro, durante a abertura dos painéis primários e secundários. Os Muros são verticalmente suportados pela execução prévia de microestacas tubulares do tipo N-80 API e horizontalmente travados por ancoragens provisórias e ou escoras metálicas temporárias. Relativamente à cortina de estacas, são materializadas por estacas de diâmetro 500mm, afastadas 0,80m, intercaladas entre estacas armadas e estacas plásticas. A cortina de estacas é horizontalmente travada por ancoragens provisórias. No âmbito da escavação e contenção periférica foi previsto a execução de um plano de instrumentação e observação como ferramenta pró-ativa na análise, validação e acompanhamento da obra.

### **ABSTRACT**

The present paper addresses the excavation and peripheral retaining systems of residential development with three basement levels, located in Benfica, within a densely urbanized area. The paper discusses the main constraints governing the adopted solutions, the analyses carried out, and the required monitoring of construction works.

Based on architectural, geological, and hydrogeological constraints, peripheral retaining solutions were adopted using the technologies of permanent Berlin-type walls and bored pile walls. The permanent Berlin wall solutions are complemented by the execution of cement grout columns to improve the ground behind the wall during the excavation of primary and secondary panels. The walls are vertically supported by the prior installation of tubular micropiles of type N-80 API and horizontally restrained by temporary ground anchors and/or temporary steel struts.

Regarding the bored pile wall, it is formed by piles with a diameter of 500 mm, spaced at 0.80 m, alternating between reinforced piles and unreinforced piles. The pile wall is horizontally restrained by temporary ground anchors.

Within the scope of the excavation and peripheral retaining works, an instrumentation and observational monitoring plan was implemented as a proactive tool for analysis, validation, and construction control.

## 1. INTRODUÇÃO

No presente artigo descreve-se a solução de escavação e contenção periférica, desenvolvida para a execução de três pisos enterrados de um edifício situado na Rua Fernanda Botelho, em Lisboa, freguesia de Benfica e cujo a promotora é o “Groupe Legendre”.

O projeto de arquitetura foi realizado pela empresa “PG Arquitetos Associados” em que se prevê um edifício aproximadamente quadrangular com uma área de cerca de 625 m<sup>2</sup> (25m x 25m). Este edifício apresenta 7 pisos elevados, piso térreo e 3 pisos enterrados destinados a habitação multifamiliar.

Na vista aérea da área da Figura 1, é possível identificar a implantação da obra bem como algumas das mais relevantes confrontações, destacando-se a Rua Fernanda Botelho, e os três edifícios confinantes a este lote.



Figura 1 - Vista Aérea do Edifício a Intervencionar (Imagens retiradas do Google Earth).

## 2. PRINCIPAIS CONDICIONANTES

### 2.1. Condicionamentos Geológicos e Geotécnicos

Relativamente à caracterização geológica e geotécnica dos terrenos interessados pelos trabalhos de escavação e contenção periférica, foi levada a cabo uma campanha de prospeção pela empresa “PECS”, no âmbito da qual foram executadas três sondagens mecânicas acompanhadas pela realização de ensaios SPT, e dois poços de reconhecimento para confirmação da geometria e cotas de fundação das empenas e muros dos edifícios vizinhos a preservar.

Com base nas informações disponibilizadas pelos ensaios realizados, considerou-se o zonamento geológico geotécnico e os valores estimados dos parâmetros geotécnicos descritos na Tabela 1.

Tabela 1 - Valores dos Parâmetros Geomecânicos Estimados das Zonas Geotécnicas

Zona Geotécnica	Formações	Nspt	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	C' [kPa]	Cu (kPa)	$\phi'$ [°]	E' [MPa]
Aterro (At)	Aterro silto-argiloso	$0 \leq N_{spt} \leq 8$	18	1	-	27	-
Miocénico (Mpr)	Argila Siltosa, Nspt < 30	$9 \leq N_{spt} \leq 21$	18	-	50	28 - 30	10 - 20
Miocénico (Mpr)	Argila Silto-Margosa, com passagens carbonatadas Nspt > 60	$60 \leq N_{spt}$	20	-	250		50

Na primeira camada foram intercetados depósitos de aterros silto-argilosos, com seixos e restos de tijolo dispersos de cor predominantemente castanha, com espessuras variáveis entre 1 e 6 metros, sendo esta caracterizada pela presença de materiais com comportamento débil com valores de NSPT compreendidos entre 0 e 8 pancadas, subjacente aos aterros, foi intersetada uma camada de argila siltosa com um espessura de aproximadamente 3 metros com comportamento duro, tendo valores de NSPT compreendidos entre 10 e 21 pancadas. Após esta camada foram intersetadas as “Argilas dos Prazeres” caracterizadas por argilas silto-margosas com passagens carbonatadas onde se atingiu a nega em todas as sondagens

## 2.2. Condicionamentos Relativos às Condições de Vizinhança

A área de intervenção insere-se numa zona urbanizada em que na face Este temos a Rua Fernanda Botelho, na face Norte temos um edifício de habitação coletiva multifamiliar com três pisos enterrados, na face sul existe um armazém e na face oeste mais dois edifícios de habitação, pelo que a solução proposta foi desenvolvida com o objetivo de minimizar o impacto sobre estas estruturas.

Salienta-se ainda que as soluções propostas têm de ser compatíveis com a preservação da integridade de todas as estruturas e infraestruturas localizadas exteriormente ao perímetro da obra.

## 3. SOLUÇÃO PROPOSTA

Na conceção das soluções definidas no âmbito do projeto apresentado procurou-se, para além da necessária contenção dos terrenos a escavar, respeitar os seguintes pressupostos de base:

- Controlar as deformações nos terrenos envolventes à escavação, permitindo ainda a fácil adaptação da solução a eventuais singularidades de natureza geológico e geotécnica;
- Garantir a menor interferência possível com todas as estruturas e infraestruturas adjacentes;
- Procurar garantir facilidade, rapidez e segurança de execução;
- Definir soluções que equilibrem da melhor forma o binómio segurança/custo.

De acordo com a prática corrente neste tipo de intervenções e tendo por base a avaliação dos principais condicionamentos existentes, propôs-se que a contenção periférica fosse efetuada através da técnica de “cortina de estacas em betão armado” nos alçados Este e Oeste e no alçado Sul a execução de uma parede de contenção periférica executada de acordo com a tecnologia “Berlim Definitivo”, complementada pela execução prévia de colunas de calda de cimento.

No caso do alçado Norte não será necessária uma estrutura de contenção periférica uma vez que o edifício contíguo ao lote possui mais pisos enterrados. Na figura 2 é apresentada a solução.

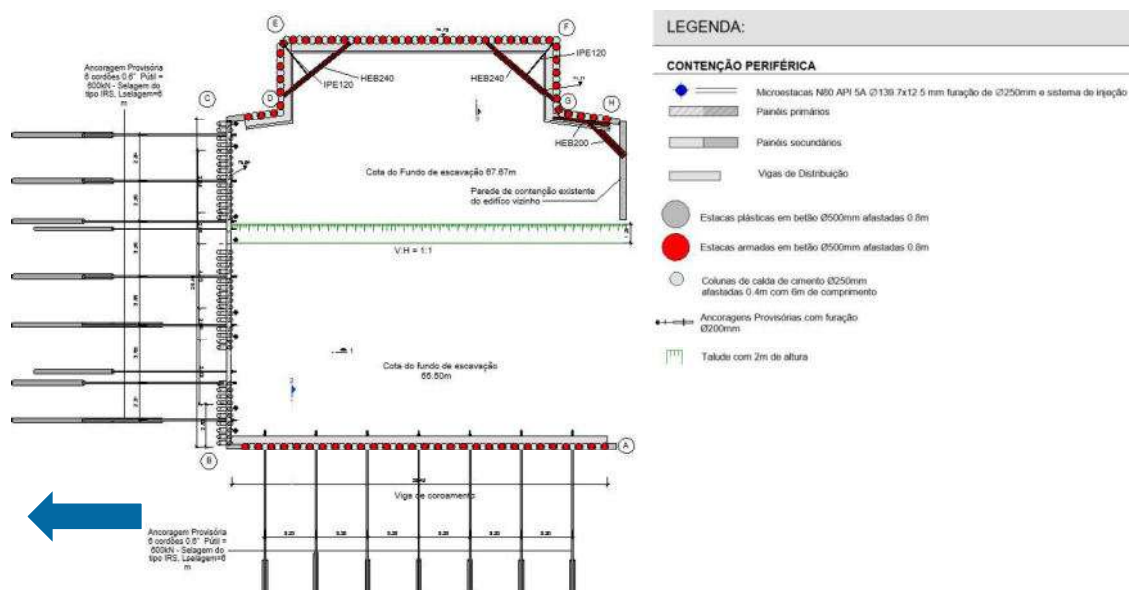


Figura 2 - Solução de Escavação e Contenção Periférica Preconizada.

### 3.1. Cortina de Estacas

A solução de Cortina de Estacas consiste na execução de estacas, em betão armado, com 500mm de diâmetro, comprimento variável e 0,8m de afastamento entre eixos intercaladas com estacas plásticas (não armadas) com 500 mm de diâmetro, comprimento variável e 0,8m de afastamento entre eixos. Esta combinação materializa-se numa cortina de estacas tangentes, sobrepostas cerca de 10cm em cada estaca alternado entre estaca de betão armado e estaca plástica. Esta cortina de estacas é ainda provisoriamente ancorada ao nível das vigas de distribuição (0,50x0,60m), que se situam diretamente abaixo das cotas dos pisos das caves.

No alçado Este a cortina é travada por dois níveis de ancoragens provisórias com inclinações de 30° e 35° e no alçado Oeste é travada por uma combinação de escoras metálicas provisórias.

A solução prevê ainda uma ficha mínima de 3m, com pelo menos 2m em terreno competente ( $N_{spt} > 60$ ) para todas as estacas armadas e de apenas de 0,5 metros abaixo do fundo de escavação para as estacas plásticas.

Em fase definitiva, a própria estrutura das lajes dos pisos enterrados será responsável pela estabilidade da parede de contenção, sendo as ancoragens e os escoramentos desativados após a conclusão da referida estrutura.

### 3.2. Contenção tipo “Berlim Definitivo”

A tecnologia de construção da parede de contenção tipo “Berlim Definitivo” proposta consiste, na execução faseada, de cima para baixo, de painéis de betão armado que apoiam em microestacas verticais, materializadas por perfis tubulares  $\varnothing 139.7 \times 12,5 \text{mm}$  com uniões exteriores, em aço de alta resistência ( $f_{syd} > 560 \text{MPa}$ ). Os painéis foram betonados diretamente contra o paramento vertical aberto no terreno, previamente tratado com colunas de calda de cimento, garantindo-se a estabilidade da parede de contenção, face aos impulsos do terreno, durante as operações de escavação, pela execução de escoras metálicas provisórias e ancoragens provisórias.

Em fase definitiva, a própria estrutura das lajes das caves será responsável pela estabilidade da parede de contenção, sendo os travamentos provisórios desativados. A parede de contenção foi executada com 0,30m de espessura ao longo de todo o alçado Sul.

As microestacas deverão ser colocadas a uma distância mínima das paredes de contenção com diâmetro de furação de  $\varnothing_{\text{min}}=250 \text{mm}$  e ser seladas no comprimento correspondente ao bolbo de selagem, localizado em terrenos com competência para o efeito, estando localizadas nas extremidades dos painéis primários.

O comprimento total das microestacas será variável, em função da geometria dos alçados, e os comprimentos mínimo dos bolbos de selagem a executar com recurso ao sistema IRS (Bustamante e Doix, 1985) e terão o comprimento de 8 metros, recorrendo a obturador duplo e válvulas anti-retorno, em terrenos competentes, e geologicamente estáveis em relação à geometria da escavação.

Face à impossibilidade dos equipamentos em executar as microestacas junto da parede do edifício vizinho foi necessário garantir a transmissão dos esforços verticais dos painéis às microestacas através de cachorros metálicos UNP 240.

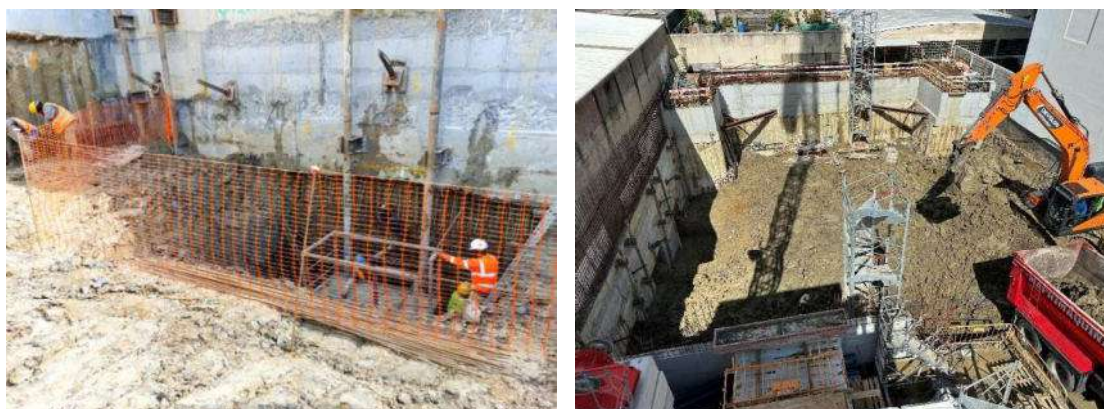


Figura 3 - Fotos Retiradas no Decorrer dos Trabalhos em Obra, com Identificação de Alguns dos Elementos Mais Relevantes.

#### 4. DIMENSIONAMENTO

O comportamento das estruturas de contenção periférica, em termos de esforços e de deformações, foi analisado, para todas as fases construtivas, através do programa de elementos finitos Plaxis 2D, vocacionado para o efeito. Para a concretização desta análise foi realizada via parametrização dos materiais ocorrentes no local, a qual foi baseada nas informações recolhidas na campanha de prospeção geológica e geotécnica, previamente executada. Para efeitos da modelação dos solos, foram utilizados os parâmetros apresentados na Tabela 1.

Nas figuras Figura 4, Figura 5, Figura 6 e Figura 7 são representados os dois modelos de cálculo considerados e as respetivas deformações obtidas em cada um dos cenários utilizando software acima descrito.

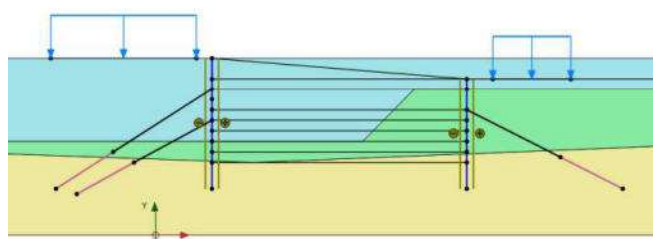


Figura 4 - Modelo de Contenção Periférica Efetuado em Plaxis 2D - Cortina de Estacas.

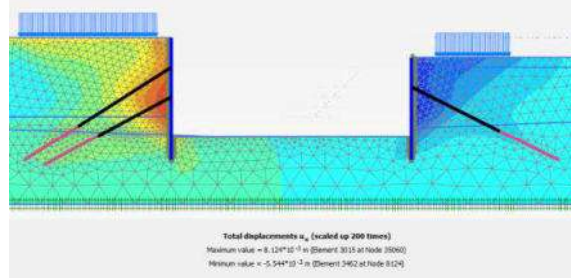


Figura 5 - Deslocamentos Horizontais Obtidos para a Última Fase de Escavação – Cortina de Estacas.

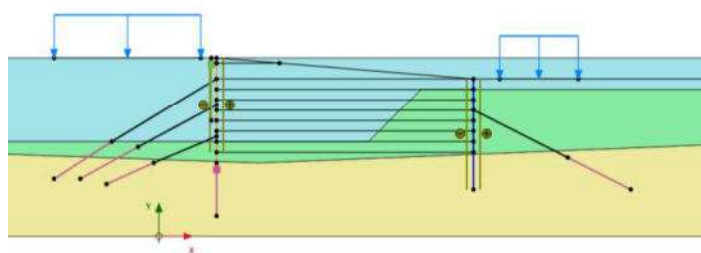


Figura 6 - Modelo de Contenção Periférica Efetuado em Plaxis 2D - Muro de Berlim Definitivo.

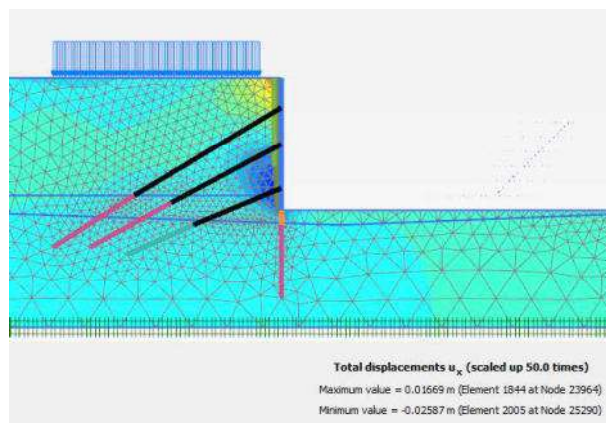


Figura 7 - Deslocamentos Obtidos para a Última Fase de Escavação - Berlim Definitivo

A análise realizada consistiu no estudo do comportamento da contenção periférica, para as principais fases de escavação, com base na modelação de seções tipo, mais representativas das condições de vizinhança e geológicas e geotécnicas da contenção periférica.

Com base nesta análise, foi possível avaliar os principais parâmetros de dimensionamento, nomeadamente, os esforços nas estruturas de contenção, deformações, estados de tensão e a estabilidade dos solos contidos, bem como ainda estimar os incrementos de deformação em estruturas e infraestruturas vizinhas ao recinto de escavação.

Durante a execução dos trabalhos, em função dos resultados obtidos pelo plano de instrumentação e observação, foram realizadas retro análises para calibração dos parâmetros considerados no âmbito do projeto.

## 5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

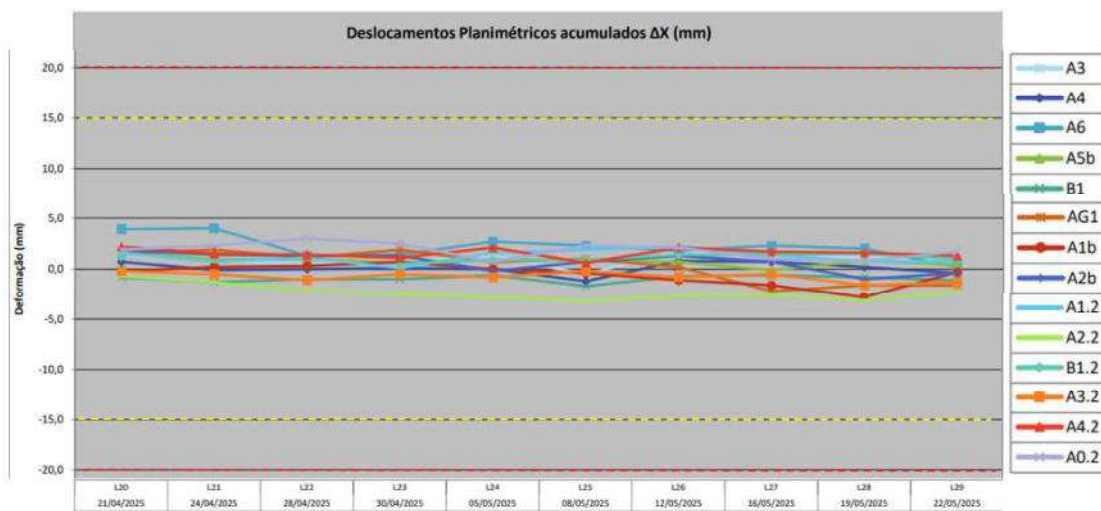
Tendo por base o enquadramento da obra, e conforme prática corrente neste tipo de intervenções, foi definido um Plano de Instrumentação e Observação (PIO), com o objetivo de gestão do risco associado à realização dos trabalhos de escavação e contenção periférica. No enquadramento descrito, foram instalados os seguintes aparelhos, definindo, sempre que possível, seções de instrumentação:

- 16 alvos topográficos, distribuídos pelos vários alçados da contenção periférica;
- 8 alvos topográficos, distribuídos pelos elementos existentes a preservar, incluindo fachadas existentes vizinhas.

Com base na modelação realizada através do programa de elementos finitos citado, foram definidos os critérios de alerta e de alarme para todos os aparelhos e para todas as estruturas e infraestruturas monitorizadas. Foram igualmente definidas medidas de reforço, caso os referidos critérios viessem a ser ultrapassados. Apresenta-se na Figura 8 uma planta da localização dos alvos topográficos colocados nas estruturas vizinhas e mearas. Apresenta-se também em seguida, na Figura 9, as leituras dos vários alvos ao longo da obra e inclinómetros assim como os critérios de alerta e alarme adotados.



Figura 8 - Planta de Localização dos Alvos Topográficos



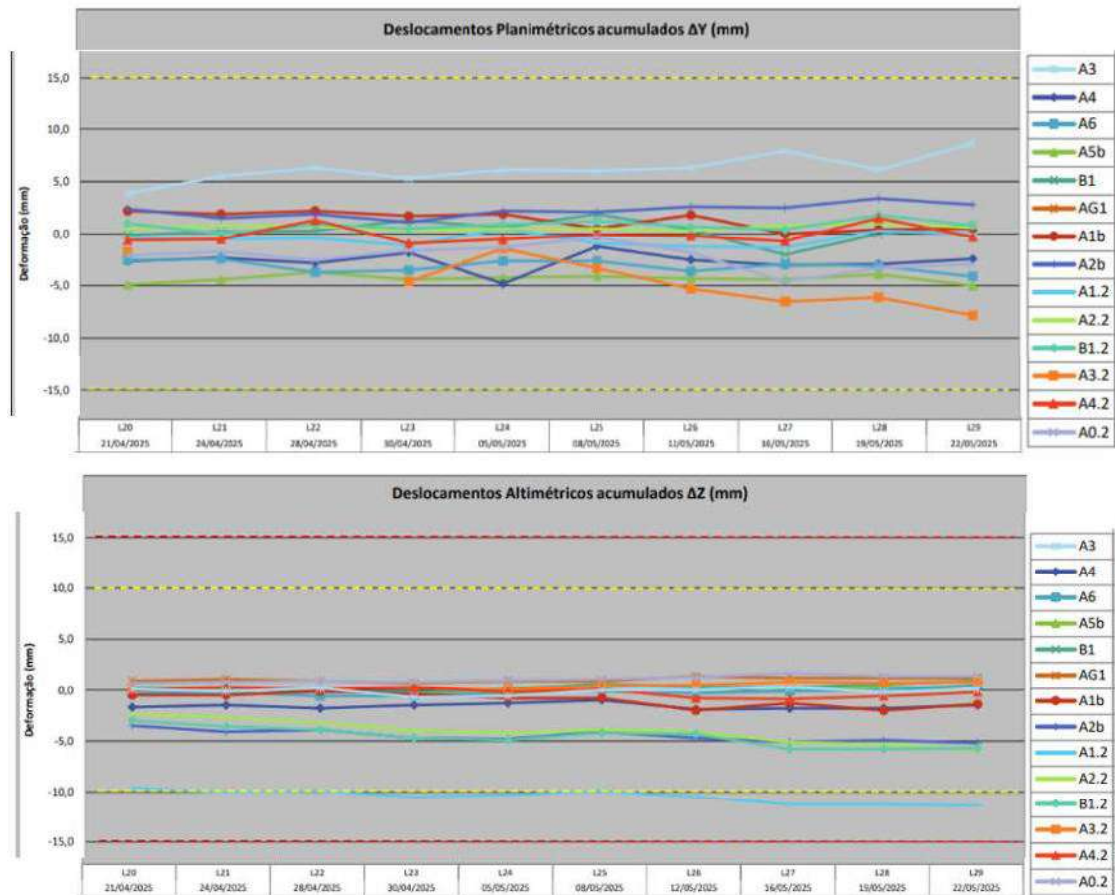


Figura 9 - Registo das Leituras efetuadas ao Longo da Obra dos Alvos Topográficos

Como se pode observar, na Figura 9, as linhas contínuas de várias cores representam as leituras feitas ao longo da obra e com as respetivas datas associadas e representadas no eixo horizontal, por outro lado as linhas tracejadas representam os critérios de alerta e alarme definidos em projeto, sendo a linha amarela o critério de alerta e a linha vermelho a critério de alarme.

Os resultados obtidos permitiram comprovar a adequação das soluções implementadas e dos parâmetros geomecânicos considerados na modelação das soluções, pois, no geral, existiu uma boa concordância entre os resultados analíticos e os observados em obra, demonstrando assim que os pressupostos assumidos com base no relatório geológico e geotécnico foram adequados.

## **6. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Na sequência de trabalhos semelhantes, o complexo enquadramento da obra descrita determinou a necessidade de desenvolver soluções devidamente compatíveis com os vários condicionamentos existentes, sem comprometer a segurança da obra e das construções e infraestruturas vizinhas. Neste âmbito, destaca-se a solução de travamento com recurso a ancoragens e escoras metálicas, que permitiu, dentro do possível, garantir uma área adequada à solução de escavação dentro das condições existentes, e utilização de microestacas para apoio da parede de contenção, o que permitiu otimizar a solução do ponto de vista económico e de espaço.

Destaca-se igualmente, a importância do tratamento dos terrenos arenosos com recurso a colunas de calda de cimento, solução que permitiu executar os trabalhos de escavação com maior segurança e melhor controlo de deformações, aspetos fundamentais em obras de escavação em meio urbano.

Por último, volta-se a sublinhar a importância do Plano de Instrumentação e Observação na gestão do comportamento da contenção periférica e das estruturas e infraestruturas vizinhas, confirmando-se como uma ferramenta indispensável numa obra em meio urbano, com as características da presente.

## **AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem à empresa “Groupe LEGENDRE”, Dono de Obra, a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Consideram ainda importante sublinhar que as soluções implementadas resultaram de um trabalho de equipa, no âmbito do qual devem ser destacadas as seguintes empresas: “Planirest Construções Lda.”, empreiteiro geral, e “GCCM Architectos” responsáveis pelos projetos de arquitetura.

## **REFERÊNCIAS**

Bustamante, M. e Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, ministère de L'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris. nº140, pp.75-92.

**SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA COM  
RECALÇAMENTO DE FACHADA DE UM EDIFÍCIO HISTÓRICO, EM LISBOA  
EARTH RETAINING SOLUTIONS AND FAÇADES UNDERPINNING, FOR  
THE REFURBISHMENT OF A HISTORIC BUILDING, IN LISBON**

**Braz, Inês** *JETSj Geotecnia Lda, Lisboa, Portugal, ibraz@jetsj.com\**

**Pinto, Alexandre** *JETSj Geotecnia Lda, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com*

**Freitas, Eduardo** *PPE – Planeamento e Projetos de Engenharia Lda, Lisboa, Portugal*

**Santos, Rogério** *PPE – Planeamento e Projetos de Engenharia Lda, Lisboa, Portugal*

*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

O presente artigo descreve as soluções de escavação, contenção e recalçamento de fachadas adotadas na reabilitação do Palácio do Lavra e do Palácio das Pedrosas, um edifício com cerca de 260 anos, em Lisboa. A intervenção visou a construção de novos pisos enterrados sob as fundações originais, tendo exigido o desenvolvimento de soluções de recalçamento provisórias que permitissem a execução dos novos pisos subterrâneos. O projeto apresentou desafios significativos, decorrentes tanto das condições geológicas e geotécnicas complexas do local como da sua implantação no centro histórico da cidade, junto à base de uma encosta. A contenção periférica foi executada com recurso à execução de contenção do tipo Berlim Definitivo, travada provisoriamente por ancoragens, tirantes e escoramentos metálicos. O recalçamento das fachadas foi realizado com recurso a microestacas tubulares de diferentes diâmetros, que foram também utilizadas, sempre que possível, como suporte vertical provisório dos vários painéis de contenção. Este artigo apresenta os principais condicionamentos que estiveram na base do dimensionamento da solução, bem como os modelos de cálculo adotados e as adaptações em fase de obra que foram executadas em resposta aos imprevistos e resultados da instrumentação.

**ABSTRACT**

This article describes the excavation, earth retaining, and façade underpinning solutions adopted during the rehabilitation of Palácio do Lavra and Palácio das Pedrosas, a 260-year-old building located in Lisbon, where the intervention aimed to construct new basement levels beneath the original foundations, requiring the development of temporary underpinning solutions to enable the execution of the underground floors. The project presented significant challenges due to the complex geological and geotechnical conditions of the site, as well as its location in the historic city centre at the base of a slope. The peripheral earth retaining system consisted of a king post Wall technology, supported by ground anchors, tie rods, and temporary steel struts, while façade underpinning was carried out using tubular micropiles with different diameters, which were also used, whenever possible, as temporary vertical support for the retaining wall panels. This article presents the main constraints that formed the basis for the design of the adopted solution, as well as the calculation models used and the adaptations implemented during construction in response to unforeseen site conditions and instrumentation results.

***Artigo publicado na revista Geotecnia***

**SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA  
PARA EXECUÇÃO DA NOVA SUPERFÍCIE COMERCIAL DA  
MERCADONA EM EIRES, COIMBRA  
EXCAVATION AND PERIMETER RETAINING SOLUTIONS FOR  
THE CONSTRUCTION OF THE NEW MERCADONA  
COMMERCIAL AREA IN EIRES, COIMBRA**

Lourenço Fernandes, JETSj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, lfernandes@jetsj.com\*  
Carlos de Oliveira Martins, JETSj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, cmartins@jetsj.com  
\*autor para correspondência

**RESUMO**

O presente artigo apresenta as soluções geotécnicas desenvolvidas para a escavação e contenção periférica da superfície comercial localizada na Estrada de Eires, no concelho de Coimbra. A escavação atinge uma profundidade máxima de cerca de 8 metros, desenvolvendo-se em solos argilo-arenosos sobre formações margosas e calcárias, de consistência média a elevada. O projeto foi concebido com o objetivo de garantir a estabilidade global da escavação e o controlo das deformações, assegurando simultaneamente a segurança, economia e simplicidade construtiva.

A solução de contenção periférica é materializada por uma cortina de estacas em betão armado com 600 mm de diâmetro, espaçadas 1,20 m, e com ficha mínima de 3 m em terreno competente, mais nomeadamente em margas irregularmente consolidadas,  $51 < RQD < 75\%$  ( $N_{spt} > 60$ ). A estrutura é travada horizontalmente por dois níveis de pregagens definitivas, que reagem nas vigas de coroamento e de distribuição. No alçado sul, a solução de contenção é complementada por um muro de betão armado no tardo da cortina de estacas, fundado em microestacas verticais do tipo N80, igualmente travado por pregagens a meia altura, garantindo a continuidade estrutural entre os diferentes troços de contenção.

**ABSTRACT**

This article presents the geotechnical solutions developed for the excavation and perimeter retaining structures of the commercial development located on Estrada de Eires, in the municipality of Coimbra. The excavation reaches a maximum depth of approximately 8 metres and is carried out in clayey-sandy soils overlying marly and limestone formations of medium to high consistency. The project was designed with the aim of ensuring the overall stability of the excavation and controlling deformations, while simultaneously guaranteeing safety, economy, and constructive simplicity.

The perimeter retaining solution consists of a reinforced concrete pile wall with piles 600 mm in diameter, spaced at 1.20 m, and embedded at least 3 m into competent ground, namely irregularly consolidated marls with  $51 < RQD < 75\%$  ( $NSPT > 60$ ). The structure is horizontally restrained by two levels of permanent ground anchors, which react against the capping beam and distribution beams. On the southern elevation, the retaining solution is complemented by a reinforced concrete wall constructed behind the pile wall, founded on vertical N80 micropiles and also restrained by mid-height ground anchors, ensuring structural continuity between the different retaining sections

## 1. INTRODUÇÃO

Refere-se o artigo às soluções de escavação e contenção periférica, a executar no âmbito da empreitada de uma superfície comercial, localizado na Estrada de Eires, concelho de Coimbra, conforme a Figura 1 ilustra.



Figura 1 – Localização da obra (imagens retiradas do Google Earth)

No presente artigo, são descritas as soluções estudadas e desenvolvidas para a contenção e escavação periférica de uma superfície comercial de piso térreo, composta por cerca de 8000m<sup>2</sup>, sendo 5 000 m<sup>2</sup> de área de estacionamento exterior e 3 000 m<sup>2</sup> de área coberta destinada à edificação.

As soluções desenvolvidas estão representadas na Figura 2 e tiveram em consideração os principais condicionamentos existentes, tendo-se optado por propor e por conceber, em geral, as seguintes soluções:

- Cortina de estacas em betão armado, travada horizontalmente por 2 níveis de pregagens definitivas;
- Muro em betão armado, fundado indiretamente, ao nível da sapata, com microestacas e travado horizontalmente ao longo da parede por pregagens.

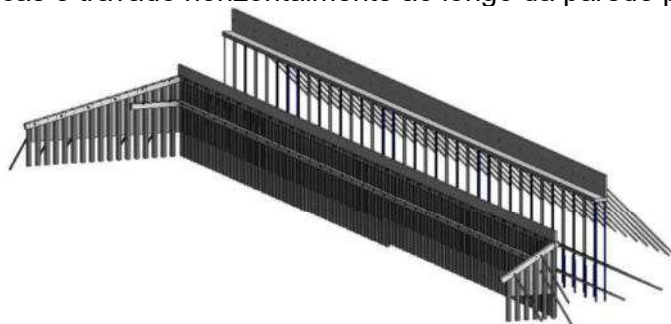


Figura 2– Perspetiva 3D do modelo Revit da solução de contenção

## 2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

### 2.1. Condicionamentos Geológicos e Geotécnicos

Tendo em vista a caracterização do comportamento geotécnico associado aos estratos geológicos do local, foi executada uma campanha de prospeção geotécnica (ENGCEO 2022), envolvendo a execução de 6 sondagens à rotação complementadas pela realização de ensaios SPT, com comprimentos de 7,5m a 15,0 m, dois piezómetros e 6 poços de reconhecimento de formações geológicas superficiais. A partir da campanha de prospeção realizada, em linha com a Carta Geológica de Portugal, folha 19 B (Coimbra- Penacova), foi possível definir um zonamento geotécnico e as respetivas propriedades geomecânicas, cujos valores foram estimados através de correlações a partir dos resultados dos ensaios SPT, conforme o Quadro 1 e o Quadro 2 indicam:

Quadro 1 - Valores dos parâmetros geomecânicos estimados das zonas geotécnicas (domínio dos solos)

Zona Geotécnica	Formações	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Nspt	C' [kPa]	$\phi'$ [°]	E <sub>50</sub> [MPa]	E <sub>oed</sub> [MPa]	E <sub>ur</sub> [MPa]
ZG9	Aterro	16	<8	5	25	5	5	15
ZG5	Marga pouco consolidada	19	16<Nspt<30	25	28	22,5	22,5	77,5

Quadro 2 - Valores dos parâmetros geomecânicos estimados das zonas geotécnicas (domínio dos maciços rochosos)

Zona Geotécnica	Formações	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	GSI	$\sigma_{ci}$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	mi	E <sub>mr</sub> [MPa]
ZG4	Marga pouco consolidada	23	35	3000	7	120
ZG2	Marga irregularmente consolidada	25	60	25000	7	5000
ZG1	Marga consolidada	25	60	25000	7	5000

## 3. SOLUÇÃO PROPOSTA

A solução estrutural proposta, foi concebida para suportar a generalidade das solicitações provocadas pelas ações regulamentares, de forma compatibilizada com os condicionamentos existentes, em particular com o prazo de execução.

### 3.1. CORTINA DE ESTACAS E MURO DE BETÃO

Atendendo aos condicionamentos existentes, adotou-se como solução de contenção periférica seja efetuada através da técnica de “cortina de estacas em betão armado” para a execução da contenção de terras, a qual é na generalidade travada horizontalmente por 2 níveis de pregagens definitivas.

A cortina de estacas, em betão armado, com 600mm de diâmetro e de comprimento variável com afastamento médio entre eixos de aproximadamente 1,2 m complementadas com 10 cm de betão projetado entre estacas desde a base da viga de

coroamento até à cota correspondente ao fundo de escavação. Esta cortina de estacas é travada horizontalmente com recurso a pregagens definitivas as quais reagem ao nível da viga de coroamento (secção 0,6x0,7m), bem como da viga de distribuição (secção 0,5x0,7m), ambas em betão armado. A solução prevê ainda uma ficha mínima de 3 metros no terreno competente ( $N_{spt} > 60$ ) para todas as estacas. Na Figura 3 é possível visualizar a cortina de estacas já realizada, travada ao nível da viga de coroamento através de pregagens e também a platibanda ao nível da viga de coroamento. Pode se notar também três estratos geotécnicos no tardoz da cortina, sendo a camada superior um aterro argilo-arenoso de cor castanha, a camada intermédia depósitos areno, conglomeráticos de cor castanho-alaranjada e o estrato inferior a marga cinzenta.



Figura 3 – Vista da execução da contenção periférica ao abrigo de uma cortina de estacas com o primeiro nível de travamento já executado ao nível da viga de coroamento

A platibanda serve para diminuir a inclinação do talude definitivo e garantir a estabilidade local. Na Figura 4 é possível visualizar a escavação à cota do fundo, com betão projetado entre as estacas já colocado, e o 2º nível de pregagens já realizado ao nível da viga de distribuição. Também é possível visualizar as sapatas já enterradas e respetivo pilar e vigas de fundação da superestrutura.



Figura 4 – Vista da execução da contenção periférica ao abrigo de uma cortina de estacas com o segundo nível de travamento já executado assim como o betão projetado entre estacas

O muro de contenção no alçado Sul, é composto por uma sapata com 1,6m de largura e 0,5m de espessura e por uma parede com uma altura constante de 2,8m e uma espessura de 0,3m.

Além da solução mencionada também está previsto a execução de um muro de contenção no alçado Sul, constituído por uma sapata com 1,6 m de largura e 0,5 m de espessura e por uma parede com altura constante de 2,8 m e espessura de 0,3 m,

estando prevista a sua fundação indireta, ao nível da sapata, com recurso a microestacas, dimensionadas segundo Bustamante e Doix (1985), bem como o seu travamento horizontal ao longo da parede por pregagens, localizando-se no talude do alçado Sul, conforme ilustrado na Figura 5.



Figura 5 – Vista da execução da contenção periférica ao abrigo de uma cortina de estacas com o segundo nível de travamento já executado assim como o betão projetado entre estacas

No tardo do muro é colocado um aterro com um ângulo de atrito mínimo de 30°. De forma a assegurar as indispensáveis condições de drenagem, deverão ser realizados drenos longitudinais, ao nível do topo da fundação assentes numa camada de betão pobre, com espessura mínima de 0,1m, com pendente de pelo menos  $i=0,5\%$  que garanta a drenagem de água até à rede de águas existente. No topo do muro deve ser preconizado uma meia cana a compatibilizar com o projeto de drenagem. Na Figura 5 é representado um corte transversal de ambas as soluções de contenção.

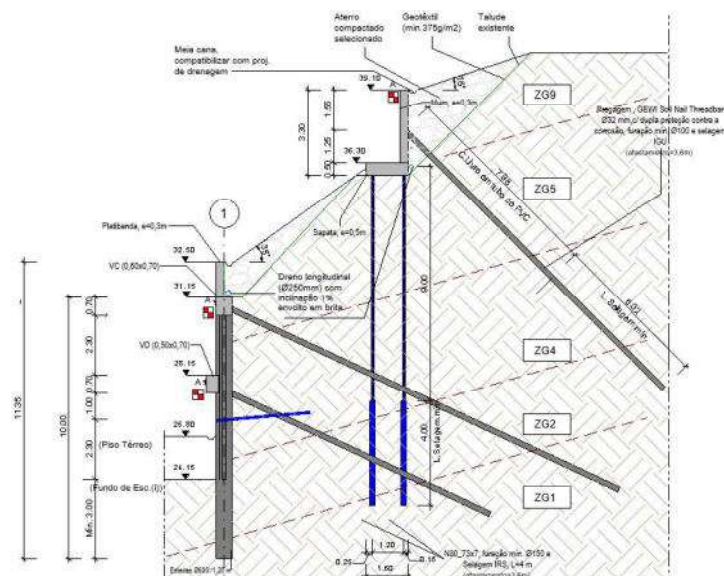


Figura 6 - Corte transversal da solução de contenção

A sapata do muro de contenção é fundada indiretamente através de microestacas verticais do tipo N 80, com comprimento de selagem mínima de 4 m do tipo IRS, com furação  $\varnothing 150$  e com secção  $\varnothing 73 \times 7$  mm. Tal como a cortina de estacas, o muro no alçado sul, também é travado horizontalmente com recurso a pregagens definitivas as quais reagem a cerca de meia altura da parede do muro. Todas as pregagens são materializadas pelo sistema de pregagens com Varões GEWI® tipo Soil Nail Threadbar com dupla proteção contra a corrosão, ou equivalente, sendo constituídas por varão

GEWI Ø32mm, ou equivalente (A500/550), com proteção de dupla contra a corrosão (galvanização e bainha plástica PVC pré selado c/ calda de cimento), e deverão ser seladas em formações competentes e geologicamente estáveis em relação à geometria total da escavação através de calda de cimento (IGU). O respetivo diâmetro de furação não deverá ser inferior a 100mm.

#### 4. MODELO DE CÁLCULO

Para o dimensionamento das estruturas de contenção periférica foi considerado o programa de calculo auxiliar Plaxis 2D. Recorreu-se ao programa de elementos finitos, Plaxis 2D, para o dimensionamento da solução da contenção periférica.

Para efeitos de modelação no Plaxis 2D, foram modeladas as estacas, sapata e parede do muro como elementos Plate, foram modelados os bolbos de selagem das pregagens e microestacas como elementos “embed beam” e foram modelados o comprimento livre das pregagens e microestacas como elementos anchor-to-anchor.

A determinação dos esforços foi efetuada tendo em conta o processo construtivo, em particular as fases de escavação e execução da parede de contenção periférica. Os elementos relativos ao solo foram modelados tendo em consideração as propriedades geomecânicas apresentadas no Quadro 1 e no Quadro 2, seguindo o modelo de “Hardening-soil” e “Hoek-Brown”. Apresenta-se de seguida o modelo Plaxis 2D elaborado.

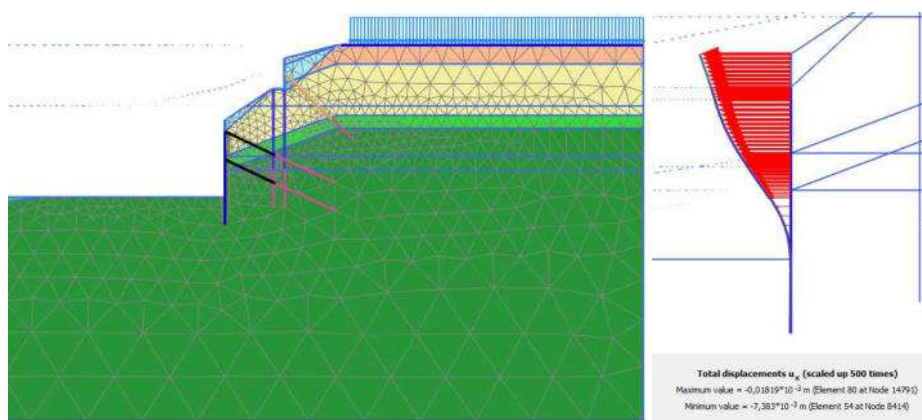


Figura 7 - Modelo Plaxis 2D: Malha de elementos finitos e respetivo deslocamento horizontal (ux) expectável na última fase de escavação (máx. 7,4mm).

#### 5. INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Tendo por base o enquadramento da obra, e conforme prática corrente neste tipo de intervenções, foi definido um Plano de Instrumentação e Observação (PIO), com o objetivo de gestão do risco associado à realização dos trabalhos de escavação e contenção periférica. No enquadramento descrito, foram instalados os seguintes aparelhos, definindo, sempre que possível, seções de instrumentação:

- 9 alvos topográficos
- 1 inclinómetro

- 2 células e carga

Com base na modelação realizada através do programa de elementos finitos citado, foram definidos os critérios de alerta e de alarme para todos os aparelhos.

Foram igualmente definidas medidas de reforço, caso os referidos critérios viessem a ser ultrapassados.

Apresenta-se na Figura 8 a localização dos alvos topográficos, inclinómetro e célula de carga

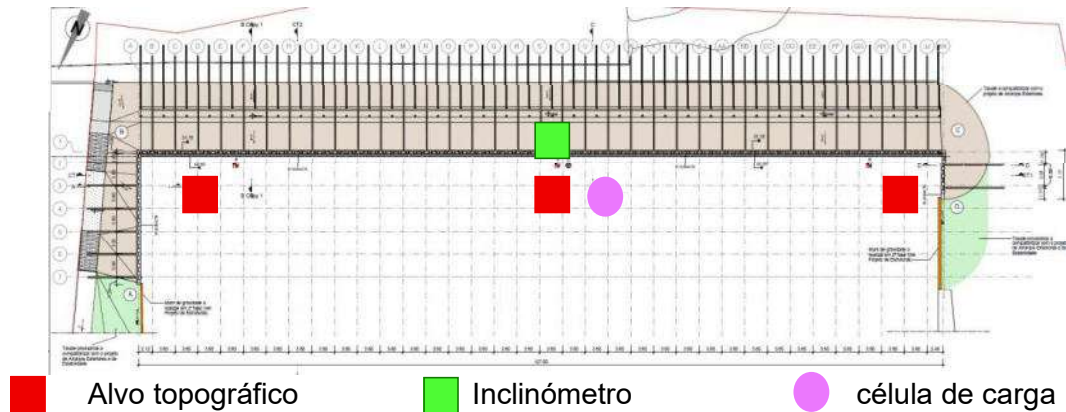


Figura 8 -Planta da solução com a localização aproximada da instrumentação instalada.

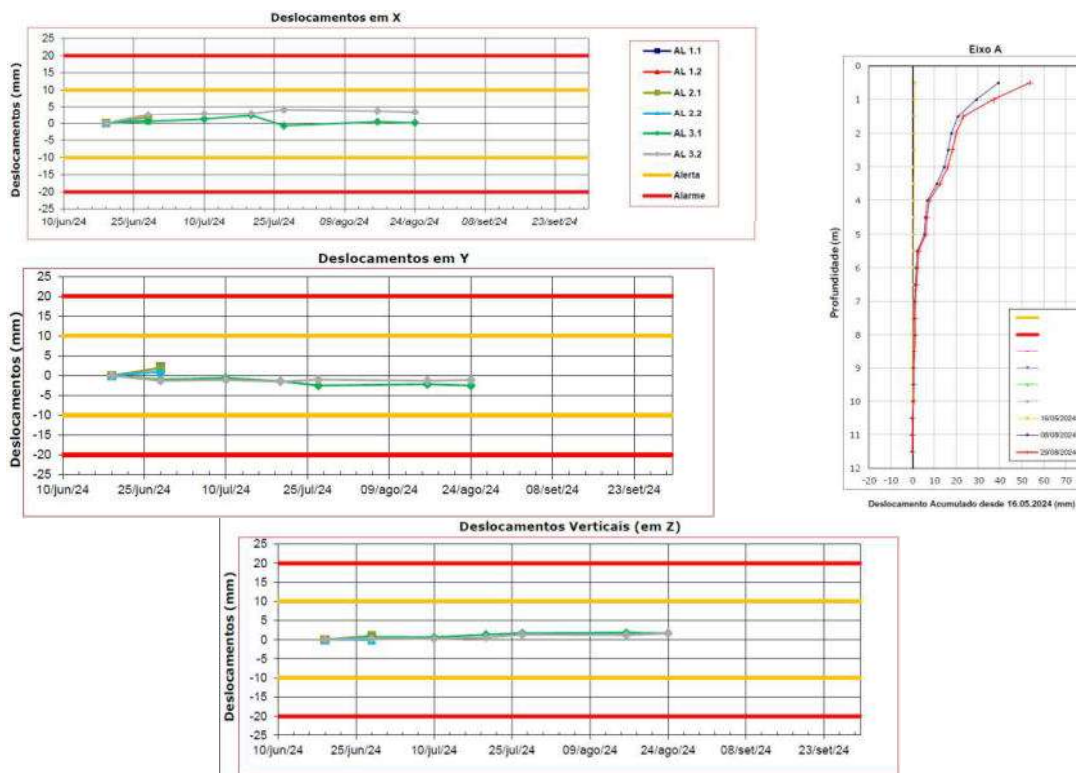


Figura 9 – Registo das leituras efetuadas ao longo da obra dos Alvos Topográficos e Inclinómetro

Os resultados do primeiro metro do inclinómetro devem ser desprezados pois este se encontra acima do terreno.

Considera-se ainda importante sublinhar que o uso de ferramentas BIM em projetos de escavação e contenção periférica se tem confirmado como crucial no desenvolvimento de um projeto com uma maior qualidade. Esta ferramenta permite aos projetistas compreender de uma forma mais simples a estrutura como um todo, bem como de ter em atenção todos os pormenores, nomeadamente no que diz respeito à compatibilização com as restantes especialidades.

## **6. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

O enquadramento da obra descrita no presente artigo determinou a necessidade de desenvolver soluções em condições adversas, tendo por base os vários condicionamentos existentes. Sublinha-se a importância da sintonia permanente entre Empreiteiro, Fiscalização e Projetista, face aos condicionamentos que este tipo de trabalhos encerra. Destaca-se novamente a importância do Plano de Instrumentação e Observação, constituindo uma ferramenta indispensável na gestão do risco geotécnico numa obra de grande profundidade em meio densamente urbanizado.

## **AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem ao Dono de Obra a autorização para a redação 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 destacada a importância da permanente participação proativa da empresa DRILL GO, S.A

## **REFERÊNCIAS**

ENGCEO; (2022) Relatório Geológico-Geotécnico, Processo nº 230172, Superfície Comercial, Eiras – Coimbra

LNEG – Laboratório Nacional de Energia e Geologia. Carta Geológica de Portugal, escala 1:50 000, folha 19 B, Coimbra - Penacova.

Bustamante, M. e Doix, B. (1985). *Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Ministère de l'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris, n. 140.

**SOLUÇÃO DE REFORÇO DE UM MURO DE SUPORTE DE ALVENARIA DE  
PEDRA NATURAL, LOCALIZADO EM SINTRA  
REINFORCEMENT SOLUTION FOR A NATURAL STONE MASONRY  
RETAINING WALL, IN SINTRA**

Costa, Délsio, *Jetsj, Lisboa, Portugal, dcosta@jetsj.com\**

Tomásio, Rui, *Jetsj, Lisboa, Portugal, rtomasio@jetsj.com*

Henriques, André, *Jetsj, Local, Portugal, ahenriques@jetsj.com*

Martins, Carolina, *Parques de Sintra, Sintra, Portugal, carolina.martins@parquesdesintra.com*

Cortês, João, *Parques de Sintra, Sintra, Portugal, joao.cortes@parquesdesintra.com*

*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

No presente artigo são apresentadas as soluções adotadas para a estabilização e reforço de um muro de alvenaria de pedra natural com cerca de 50 m de extensão e uma altura máxima de cerca de 6 m, localizado numa via importante na encosta da Serra de Sintra, que serve de acesso ao Palácio da Pena e Castelo dos Mouros. O muro existente apresenta diversas patologias, entre as quais deformações excessivas e embarrigamento, roturas pontuais e diversas fendas, as quais indiciam a possibilidade de um deslocamento “em massa” no tardoz. Tendo em conta o elevado risco associado à queda deste muro e o carácter evolutivo da degradação do maciço rochoso, em particular aquando da presença de água, o muro foi devidamente instrumentado quando começaram a aparecer as patologias referidas. Após análise das condicionantes existentes a solução de reforço proposta passou inicialmente pelo tratamento e consolidação do muro existente e, posteriormente, pelo reforço do mesmo através de uma malha de pregagens reforçadas com um reboco com base de cal hidráulica, armado com uma malha de fibra de vidro. Para além de alguns critérios de conceção e dimensionamento, são também apresentados os principais resultados do plano de instrumentação e observação implementado.

**ABSTRACT**

This paper presents the solutions adopted for the stabilization and strengthening of a natural stone masonry retaining wall approximately 50 m in length and with a maximum height of about 6 m, located along an important road on the slope of the Serra de Sintra, which provides access to the Palácio da Pena and Castelo dos Mouros. The existing wall exhibits several pathologies, including excessive deformations and bulging, localized failures, and various cracks, which indicate the possibility of a ‘mass’ displacement at the back of the wall. Considering the high risk associated with the collapse of this wall and the progressive nature of the degradation of the rock mass, particularly in the presence of water, the wall was properly instrumented when the aforementioned pathologies began to appear. After analyzing the existing constraints, the proposed strengthening solution initially involved the treatment and consolidation of the existing wall, followed by its reinforcement through a network of anchors strengthened with a lime-based render reinforced with a fiberglass mesh. In addition to some design and sizing criteria, the main results of the implemented instrumentation and monitoring plan are also presented.

## 1. INTRODUÇÃO

Na sequência da ocorrência da “depressão marinha”, em março de 2025, que originou a queda de quase 100 mil árvores, instabilidade de taludes naturais, afetação da livre circulação de pessoas e bens e queda/rotura de infraestruturas existentes numa área de aproximadamente 280 hectares de paisagem protegida no Parque da Serra da Sintra (*Sapo Notícias*, 2025), a gestão do parque identificou um muro de alvenaria de pedra natural granítica com diversas patologias e evidências de instabilidade.

O referido muro encontra-se localizado ao longo de um trecho curvo da Estrada da Pena, com cerca de 50 m de extensão e altura variável, atingindo uma altura máxima de 6,00 m. Importa salientar que esta estrada constitui a principal rota de acesso ao Palácio Nacional da Pena.

O presente trabalho tem como objetivo abordar a solução de estabilização, reforço e a metodologia construtiva adotada para garantir a estabilidade do muro, respeitando, simultaneamente, as diferentes condicionantes existentes e impostas.



Figura 1 – Localização aproximada da zona de intervenção (Fonte: Google Earth)

## 2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

### 2.1. Condicionamentos geológico-geotécnicos

De acordo com a caracterização geológica apresentada num estudo próximo da zona a intervencionar com características muito semelhantes, do ponto de vista litológico, existem nesta região sobretudo rochas sedimentares, cujas idades variam desde o Oxfordiano superior até à atualidade. Existem ainda diversos tipos de rochas ígneas, intrusivas e extrusivas, e ainda uma reduzida faixa de rochas metamórficas resultantes de metamorfismo de contacto. Nesta região, como no conjunto da Estremadura, a morfologia, na sua generalidade, é concordante com a estrutura: as zonas deprimidas correspondem a sinclinais ou a bacias de colapso e as zonas elevadas correspondem a dobras anticlinais, a horsts limitados por falhas ou, ainda, a intrusões de rochas

ígneas. Quanto à rede hidrográfica, está quase sempre controlada por falhas e fraturas.

O maciço de Sintra domina claramente a paisagem da região, constituindo o seu principal elemento morfológico. Evoluiu por erosão diferencial, representando na atualidade um relevo de dureza, um inselberg alongado, cujos cumes se elevam a mais de 500 m de altitude, exibindo ainda formas de relativa frescura.

Na Figura 2, é apresentado um extrato da Carta Geológica de Portugal – Folha 34-A, onde se indica o local em estudo. A área em questão é caracterizada pela presença de rochas ígneas, nomeadamente Granitos (Y), representativas do maciço ígneo de Sintra. Estas rochas encontram-se superficialmente alteradas devido à exposição aos agentes atmosféricos.



Figura 2– Extrato da Carta Geológica de Portugal – Folha 34-A - Sem escala.

## 2.2. Condicionamentos arquitetónicos

O fato da obra estar inserida no parque de Sintra, e com grande parte do património aí existente, encontra-se catalogado como protegido, é desejo do dono da obra que dentre as várias possíveis soluções se adotasse a que menos impactasse sobre o aspeto visual atual.

## 3. PATOLOGIAS E SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO DO MURO

### 3.1. Patologias identificadas

1. Deformações excessivas/embarrigamento no paramento do muro de pedra;
2. Fissuração e rotura localizada do pórtico de entrada da mina;
3. Presença de vegetação arbustiva generalizada nas juntas do paramento do muro;
4. Rotura parcial do paramento;
5. Presença de material terroso no interior do sistema de drenagem.



Figura 3 – Identificação de algumas patologias

De maneira a ir de encontro as expectativas do dono de obra, foi solicitado um conjunto de medidas de monitorização, que visam modo a prever o carácter evolutivo das diversas patologias apresentadas e definir uma solução de estabilização e/ou reforço do mesmo.

#### **4. SOLUÇÕES PROPOSTAS**

Tendo em consideração as particularidades da obra e tomando como referência fatores de índole técnica e económica, apresentam-se no presente capítulo, as soluções que se assumem, à partida, como sendo as mais adequadas ao cumprimento dos objetivos definidos para o projeto.

##### **4.1. Trabalhos preliminares de conservação e consolidação**

###### **4.1.1. Eliminação de colonização biológica**

Antes de se iniciar os trabalhos de reforço, deverá ser aplicado uniformemente um produto biocida e também herbicida (este, de forma localizada) de largo espectro, com solvente de base aquosa e misturado na proporção adequada às condições locais, com aplicação à trincha ou por infiltração, a fim de eliminar corretamente fungos, líquenes ou vegetação, de qualquer porte, existente no paramento do muro.

Após a secagem, a planta deve ser removida na sua totalidade pela raiz, sem partir para que não restem vestígios no interior dos materiais e nunca pela parte exterior. A remoção deve ser feita cuidadosamente com auxílio de espátulas e bisturis, sem nunca forçar a sua remoção para que não se arraste material agregado às raízes.

#### 4.1.2. Tratamento de juntas

No caso das juntas que se revelem instáveis ou não funcionais, devem ser removidos e substituídos por argamassas de ligante hidráulico natural – NHL 5 e, em traço compatível com a resistência e aspeto final pretendidos, e reforçados por pedra (consoante as dimensões e a localização). Nas situações em que a remoção destes preenchimentos seja prejudicial para as pré-existências, recomenda-se a sua manutenção.

Em todas as situações em que se verifique a existência de vazios, deverá ser assegurado que se procede à colmatação e preenchimento de lacuna e espaços ociosos, bem como o tratamento de fissuras. Para o preenchimento deverá utilizar-se uma argamassa tradicional à base de cal natural (NHL 3,5 com areias lavadas e isentas de sais, em traço 1:3).

#### 4.1.3. Recolocação de material pétreo

A remoção de material instável deve ser feita com a execução de aberturas para saneamento de juntas desagregadas e, com recurso a ferramentas manuais e meios mecânicos ligeiros, sem provocar danos na própria pedra. A recolocação de pedras e materiais constituintes deve ser feita com uma argamassa de ligante de cal hidráulica natural (NHL 3,5) e inertes lavados de granulometria adequada ao local, semelhante às pré-existências e libertos de sais solúveis, em traço 1:2:8.

#### 4.1.4. Preenchimento de juntas, fendas e fissuras

Esta operação deverá ser realizada em zonas passíveis da intrusão de água e de acumulação de matéria orgânica, bem como no preenchimento de cavidades abertas para inserção de costuras e pregagens metálicas de reforço estrutural, com recurso a argamassa tradicional à base de cal hidráulica natural NHL 3,5 e inertes lavados de granulometria adequada e libertos de sais solúveis, em traço 1:3, aditivado com 3% de óxido de zinco em pó.

Nas zonas mais profundas, o preenchimento deve ser realizado em diversas aplicações e por diferentes camadas, garantindo a correta carbonatação das argamassas.

Os preenchimentos devem ser contínuos, sem interrupção na linearidade volumétrica. O preenchimento deve cingir-se à zona interna da junta.

#### 4.1.5. Consolidação e injeção de argamassas

Nas situações em que se verifique zonas de vazios e ociosos no interior é necessário realizar a injeção de uma argamassa fluida à base de cal hidráulica natural. A injeção em zonas consideradas anómalas, será feita com calda de cal hidráulica natural (NHL5) com agregado de areia de sílica, devendo promover-se em fase de obra ensaios prévios para ajustar a fluidez. Sugere-se a utilização de uma argamassa do tipo “reabilita cal inject”, ou equivalente.

A injeção será realizada com recurso a tubos colocados na alvenaria à distância entre si de 15 a 20 cm. A injeção de calda deverá ser efetuada a baixa pressão compatível com a resistência das alvenarias e o seu estado de conservação, devendo ser realizado das camadas inferiores para as superiores (de baixo para cima). A injeção através do tubo deve parar, apenas quando a calda refluir pelo tubo que esteja colocado imediatamente acima dele. Pretende-se constituir uma camada com cerca de 40 cm de profundidade (estimam-se 40 L/m<sup>2</sup>).

#### 4.2. Reforço estrutural do muro existente

Atendendo aos sinais de instabilidade que o muro tem apresentado, conforme já apresentado anteriormente, por forma a evitar a continuação da descompressão do maciço rochoso e a conseqüente desagregação das alvenarias do muro de suporte, propõe-se uma intervenção de reforço estrutural com recurso à utilização de pregagens devidamente fixadas ao maciço rochoso, constituídas por varões Ø32mm, em aço A500 NR SD, dispostos numa malha aproximadamente quadrada com 2,50m de lado. As pregagens, assim como todos os seus constituintes, deverão ser galvanizadas em todo o seu comprimento com uma espessura de 90µm.

As pregagens deverão ser introduzidas em furos com diâmetro mínimo de 100 mm, furados com recurso a caroteador no primeiro 1 m, de modo a minimizar a perturbação do muro, e deverão apresentar comprimento mínimo de 6,0m. A selagem destes elementos deverá ser realizada com recurso a calda de cimento de características adequadas e injetada por gravidade (tubo com válvula de injeção no fundo do furo).

Sobre o paramento do muro, depois de previamente tratado e consolidado, será aplicado um revestimento estrutural baseado no sistema CRM RI-STRUTTURA da FibreNet, ou equivalente.

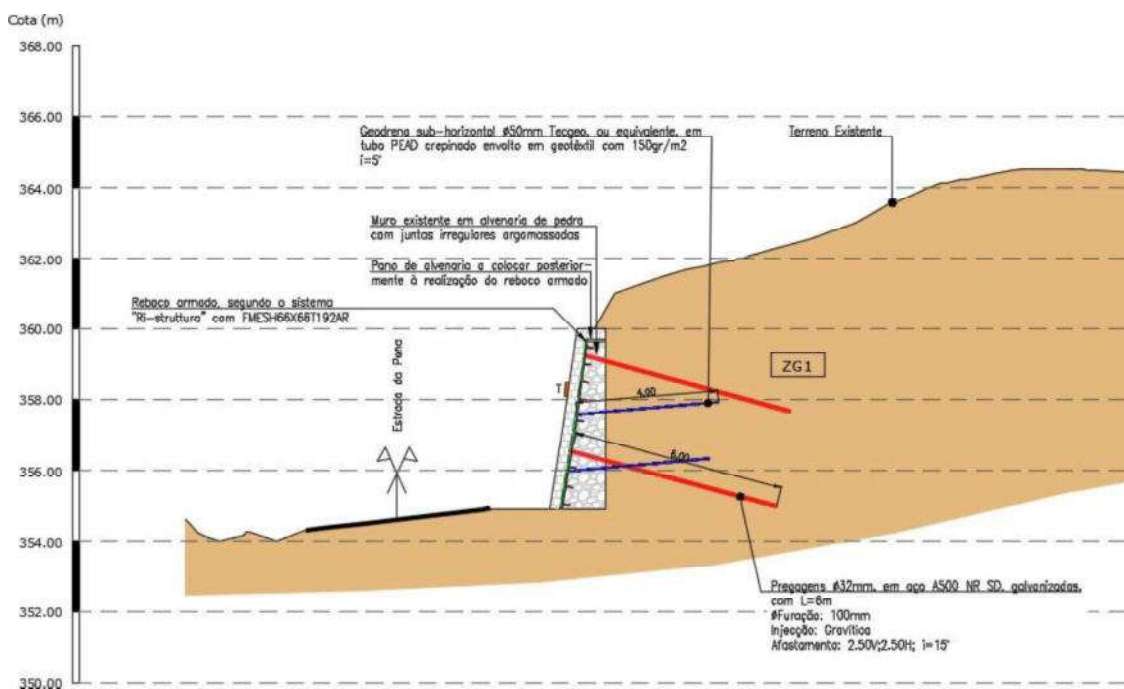


Figura 4 - Corte tipo da solução de estabilização do muro e talude

### 4.3. Conservação e acabamento estético do muro

Considerando que as soluções de reforço anteriormente adotadas provocam alterações no aspeto visual da fachada do muro, com maior realce para as cabeças de pregagem, o Dono da Obra propôs a adoção de uma solução de capeamento do muro existente, mediante a execução de um novo pano de alvenaria granítica. Para o efeito, foi definida a colocação de pedra granítica com uma espessura média de 30 cm, com as dimensões das pedras a variar entre  $D_{\min}= 10$  cm e  $D_{\max}= 40$  cm, devidamente conectados ao muro existente através de ferrolhos  $\varnothing 12$ mm, em varão nervurado do tipo CORTARTEC em aço inox AISI 316L, disposto numa malha quadrada de  $0,70 \times 0,70$ m e selado com bucha química do tipo "HILT" HIT-HY 170,  $L_{\text{total}}=0,40$ m. Para este novo pano de alvenaria, foi previsto a execução de um lintel de fundação onde este assenta. Esta solução tem como objetivo a preservação do carácter natural conferido pelo material, bem como a salvaguarda das características históricas do local e da sua envolvente.

## 5. MODELOS DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO

Para a análise e verificação da segurança das soluções de reforço propostas, foram realizados dois modelos distintos, um modelo de análise em meio descontínuo, para verificação da segurança à formação de cunhas e ou planos de descontinuidade no maciço rochoso (Rocplane), e um modelo de análise em meio contínuo, para analisar o comportamento global do maciço (Plaxis 2D).

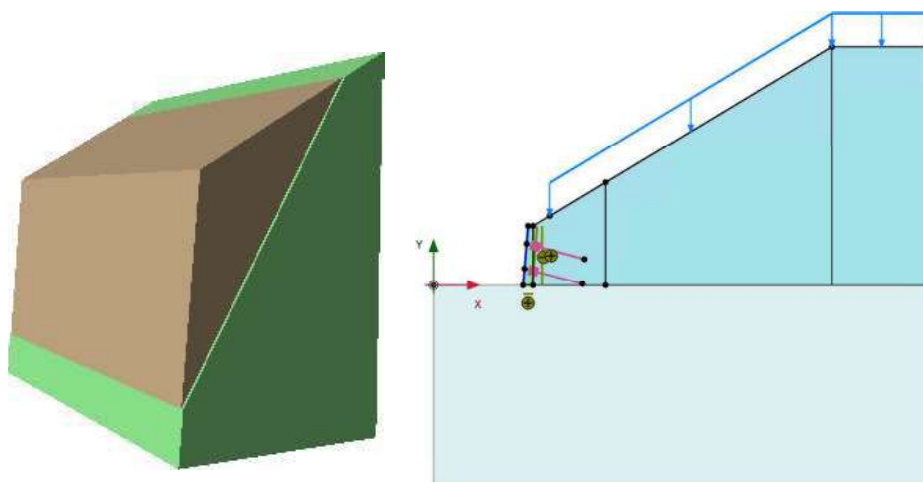


Figura 5 - Identificação dos modelos de cálculos. Rocplane à esquerda e Plaxis 2D à direita

Importa referir que na análise realizada, não se teve informação prévia sobre a orientação das famílias e descontinuidades existentes, nem das suas características geomecânicas, pelo que, a validação das soluções aqui apresentadas são dependentes dos pressupostos assumidos. Para ambos os modelos, foram analisados e comparados os fatores de segurança da estrutura antes e após a adoção da solução de reforço proposta.

### 5.1. Análise em meio descontínuo

Como já foi dito anteriormente, foi elaborado com auxílio a um programa de cálculo automático Rocplane com o objetivo de avaliar a segurança do muro.

#### 5.1.1. Análise dos resultados

Foram considerados vários cenários de análise:

1. Sem reforço, sem água no tardo do muro e nas descontinuidades;
2. Sem reforço, com nível de água no tardo do muro e nas descontinuidades até 50% da altura do muro;
3. Com reforço, sem água no tardo do muro e nas descontinuidades;
4. Com reforço, com nível de água no tardo do muro e nas descontinuidades até 50% da altura do muro;
5. Com reforço e considerando a ação sísmica.

Para a primeiro cenário, estimou-se um fator de segurança de 1.08.

Para o segundo cenário, estimou-se um fator de segurança de 0.82.

Para o terceiro cenário, estimou-se um fator de segurança de 2.40.

Para o quarto cenário, estimou-se um fator de segurança de 2.06.

Para o quinto cenário, estimou-se um fator de segurança de 1.96.

#### 5.2. Análise em meio contínuo

Como já foi dito anteriormente, foi elaborado com auxílio a um programa de cálculo automático Plaxis 2D com o objetivo de avaliar a segurança do muro.

Análise dos resultados

Foram igualmente considerados vários cenários de análise e confirmada a estabilidade de acordo com as verificações: STR, GEO e Sísmica.

### 6. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

O Plano de Instrumentação e Observação proposto, ferramenta particularmente vocacionada para a prevenção e para a gestão de riscos, tem como objetivo garantir a realização, em condições de segurança e de economia, dos trabalhos relativos à estabilização do talude contemplada em projeto, assim como a análise do comportamento dos mesmos e das estruturas e infraestruturas envolventes durante e após a execução da obra.

1. Instalação de tiltmeters na face do muro para medição das rotações sofridas pelo muro;
2. Instalação de sismógrafos para avaliar o impacto no muro, das vibrações determinadas pela passagem sistemática de veículos pesados na proximidade do muro;
3. Realização de visitas periódicas, visando detetar alterações no paramento e para verificação do funcionamento do sistema de drenagem.

#### 6.1. Critérios de alerta e alarme

Tendo por base o tipo e soluções propostas para a estabilização a executar, assim como a geologia do local da intervenção, é possível estimar os seguintes critérios:

1. Critério de alerta: deslocamentos máximos da ordem de 20 mm no sentido horizontal, e de cerca de 20 mm no sentido vertical;
2. Critério de alarme: deslocamentos máximos da ordem de 30 mm no sentido horizontal, e de cerca de 30 mm no sentido vertical.

## **7. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Neste artigo, foi abordado a metodologia usada para reforço e estabilização de um muro de alvenaria de pedra natural localizado em Sintra. A solução preconizada permite assegurar melhor estabilidade, segurança da estrutura e dos utentes da estrada da serra, bem como, minimizar o impacto visual sobre a paisagem existente. Assim, durante o início dos trabalhos é proposto a utilização de produtos biocida e também herbicidas de maneira a se eliminar/mitigar a presença generalizada de vegetação arbustiva ao longo de todo o paramento e assim permitir uma melhor visualização das patologias existentes.

Para solução de estabilização proposta, definiu-se a instalação de uma malha de pregagens passivas a serem introduzidas em furos com diâmetro mínimo de 100 mm, com recurso a caroteador no primeiro 1 m, de modo a minimizar a perturbação do muro, e deverão apresentar comprimento mínimo de 6,0m.

De maneira a se continuar a avaliar o comportamento da estrutura, destaca-se o papel importante do plano da instrumentação e observação proposto.

Finalmente, importa referir que enquanto se escrevia o presente artigo a obra encontrava-se a decorrer em seu estágio inicial, o que impossibilitou a presença de imagens do estaleiro no presente documento, de maneira a facilitar o entendimento das diversas soluções adotadas.

## **8. AGRADECIMENTOS**

O autor agradece ao Dono de Obra a autorização para a redação e publicação do presente artigo.

## **9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

Kullberg, M.C., Manuppella, G., Rey, J., Berthou, P.Y. (1991). Carta Geológica de Portugal, folha 34-A (Sintra), 3a edição, Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.

**SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA  
PARA EXECUÇÃO DA NOVA SUPERFÍCIE COMERCIAL DA  
MERCADONA EM EIRES, COIMBRA  
EXCAVATION AND PERIMETER RETAINING SOLUTIONS FOR  
THE CONSTRUCTION OF THE NEW MERCADONA  
COMMERCIAL AREA IN EIRES, COIMBRA**

Lourenço Fernandes, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, lfernandes@jetsj.com\*  
Carlos de Oliveira Martins, JETsj Geotecnia, *Lisboa, Portugal*, cmartins@jetsj.com  
\*autor para correspondência

**RESUMO**

O presente artigo apresenta as soluções geotécnicas desenvolvidas para a escavação e contenção periférica da superfície comercial localizada na Estrada de Eires, no concelho de Coimbra. A escavação atinge uma profundidade máxima de cerca de 8 metros, desenvolvendo-se em solos argilo-arenosos sobre formações margosas e calcárias, de consistência média a elevada. O projeto foi concebido com o objetivo de garantir a estabilidade global da escavação e o controlo das deformações, assegurando simultaneamente a segurança, economia e simplicidade construtiva.

A solução de contenção periférica é materializada por uma cortina de estacas em betão armado com 600 mm de diâmetro, espaçadas 1,20 m, e com ficha mínima de 3 m em terreno competente, mais nomeadamente em margas irregularmente consolidadas,  $51 < RQD < 75\%$  ( $N_{spt} > 60$ ). A estrutura é travada horizontalmente por dois níveis de pregagens definitivas, que reagem nas vigas de coroamento e de distribuição. No alçado sul, a solução de contenção é complementada por um muro de betão armado no tardo da cortina de estacas, fundado em microestacas verticais do tipo N80, igualmente travado por pregagens a meia altura, garantindo a continuidade estrutural entre os diferentes troços de contenção.

**ABSTRACT**

This article presents the geotechnical solutions developed for the excavation and perimeter retaining structures of the commercial development located on Estrada de Eires, in the municipality of Coimbra. The excavation reaches a maximum depth of approximately 8 metres and is carried out in clayey-sandy soils overlying marly and limestone formations of medium to high consistency. The project was designed with the aim of ensuring the overall stability of the excavation and controlling deformations, while simultaneously guaranteeing safety, economy, and constructive simplicity.

The perimeter retaining solution consists of a reinforced concrete pile wall with piles 600 mm in diameter, spaced at 1.20 m, and embedded at least 3 m into competent ground, namely irregularly consolidated marls with  $51 < RQD < 75\%$  ( $NSPT > 60$ ). The structure is horizontally restrained by two levels of permanent ground anchors, which react against the capping beam and distribution beams. On the southern elevation, the retaining solution is complemented by a reinforced concrete wall constructed behind the pile wall, founded on vertical N80 micropiles and also restrained by mid-height ground anchors, ensuring structural continuity between the different retaining sections

## 1. INTRODUÇÃO

Refere-se o artigo às soluções de escavação e contenção periférica, a executar no âmbito da empreitada de uma superfície comercial, localizado na Estrada de Eires, concelho de Coimbra, conforme a Figura 1 ilustra.



Figura 1 – Localização da obra (imagens retiradas do Google Earth)

No presente artigo, são descritas as soluções estudadas e desenvolvidas para a contenção e escavação periférica de uma superfície comercial de piso térreo, composta por cerca de 8000m<sup>2</sup>, sendo 5 000 m<sup>2</sup> de área de estacionamento exterior e 3 000 m<sup>2</sup> de área coberta destinada à edificação.

As soluções desenvolvidas estão representadas na Figura 2 e tiveram em consideração os principais condicionamentos existentes, tendo-se optado por propor e por conceber, em geral, as seguintes soluções:

- Cortina de estacas em betão armado, travada horizontalmente por 2 níveis de pregagens definitivas;
- Muro em betão armado, fundado indiretamente, ao nível da sapata, com microestacas e travado horizontalmente ao longo da parede por pregagens.

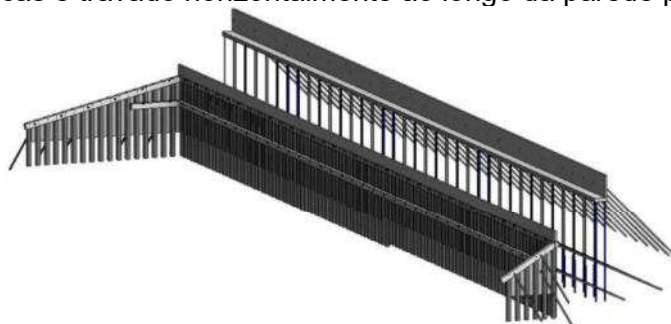


Figura 2– Perspetiva 3D do modelo Revit da solução de contenção

## 2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

### 2.1. Condicionamentos Geológicos e Geotécnicos

Tendo em vista a caracterização do comportamento geotécnico associado aos estratos geológicos do local, foi executada uma campanha de prospeção geotécnica (ENGCEO 2022), envolvendo a execução de 6 sondagens à rotação complementadas pela realização de ensaios SPT, com comprimentos de 7,5m a 15,0 m, dois piezómetros e 6 poços de reconhecimento de formações geológicas superficiais. A partir da campanha de prospeção realizada, em linha com a Carta Geológica de Portugal, folha 19 B (Coimbra- Penacova), foi possível definir um zonamento geotécnico e as respetivas propriedades geomecânicas, cujos valores foram estimados através de correlações a partir dos resultados dos ensaios SPT, conforme o Quadro 1 e o Quadro 2 indicam:

Quadro 1 - Valores dos parâmetros geomecânicos estimados das zonas geotécnicas (domínio dos solos)

Zona Geotécnica	Formações	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Nspt	C' [kPa]	$\phi'$ [°]	E <sub>50</sub> [MPa]	E <sub>oed</sub> [MPa]	E <sub>ur</sub> [MPa]
ZG9	Aterro	16	<8	5	25	5	5	15
ZG5	Marga pouco consolidada	19	16<Nspt<30	25	28	22,5	22,5	77,5

Quadro 2 - Valores dos parâmetros geomecânicos estimados das zonas geotécnicas (domínio dos maciços rochosos)

Zona Geotécnica	Formações	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	GSI	$\sigma_{ci}$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	mi	E <sub>mr</sub> [MPa]
ZG4	Marga pouco consolidada	23	35	3000	7	120
ZG2	Marga irregularmente consolidada	25	60	25000	7	5000
ZG1	Marga consolidada	25	60	25000	7	5000

## 3. SOLUÇÃO PROPOSTA

A solução estrutural proposta, foi concebida para suportar a generalidade das solicitações provocadas pelas ações regulamentares, de forma compatibilizada com os condicionamentos existentes, em particular com o prazo de execução.

### 3.1. CORTINA DE ESTACAS E MURO DE BETÃO

Atendendo aos condicionamentos existentes, adotou-se como solução de contenção periférica seja efetuada através da técnica de “cortina de estacas em betão armado” para a execução da contenção de terras, a qual é na generalidade travada horizontalmente por 2 níveis de pregagens definitivas.

A cortina de estacas, em betão armado, com 600mm de diâmetro e de comprimento variável com afastamento médio entre eixos de aproximadamente 1,2 m complementadas com 10 cm de betão projetado entre estacas desde a base da viga de

coroamento até à cota correspondente ao fundo de escavação. Esta cortina de estacas é travada horizontalmente com recurso a pregagens definitivas as quais reagem ao nível da viga de coroamento (secção 0,6x0,7m), bem como da viga de distribuição (secção 0,5x0,7m), ambas em betão armado. A solução prevê ainda uma ficha mínima de 3 metros no terreno competente ( $N_{spt} > 60$ ) para todas as estacas. Na Figura 3 é possível visualizar a cortina de estacas já realizada, travada ao nível da viga de coroamento através de pregagens e também a platibanda ao nível da viga de coroamento. Pode se notar também três estratos geotécnicos no tardoz da cortina, sendo a camada superior um aterro argilo-arenoso de cor castanha, a camada intermédia depósitos areno, conglomeráticos de cor castanho-alaranjada e o estrato inferior a marga cinzenta.



Figura 3 – Vista da execução da contenção periférica ao abrigo de uma cortina de estacas com o primeiro nível de travamento já executado ao nível da viga de coroamento

A platibanda serve para diminuir a inclinação do talude definitivo e garantir a estabilidade local. Na Figura 4 é possível visualizar a escavação à cota do fundo, com betão projetado entre as estacas já colocado, e o 2º nível de pregagens já realizado ao nível da viga de distribuição. Também é possível visualizar as sapatas já enterradas e respetivo pilar e vigas de fundação da superestrutura.



Figura 4 – Vista da execução da contenção periférica ao abrigo de uma cortina de estacas com o segundo nível de travamento já executado assim como o betão projetado entre estacas

O muro de contenção no alçado Sul, é composto por uma sapata com 1,6m de largura e 0,5m de espessura e por uma parede com uma altura constante de 2,8m e uma espessura de 0,3m.

Além da solução mencionada também está previsto a execução de um muro de contenção no alçado Sul, constituído por uma sapata com 1,6 m de largura e 0,5 m de espessura e por uma parede com altura constante de 2,8 m e espessura de 0,3 m,

estando prevista a sua fundação indireta, ao nível da sapata, com recurso a microestacas, dimensionadas segundo Bustamante e Doix (1985), bem como o seu travamento horizontal ao longo da parede por pregagens, localizando-se no talude do alçado Sul, conforme ilustrado na Figura 5.



Figura 5 – Vista da execução da contenção periférica ao abrigo de uma cortina de estacas com o segundo nível de travamento já executado assim como o betão projetado entre estacas

No tardo do muro é colocado um aterro com um ângulo de atrito mínimo de 30°. De forma a assegurar as indispensáveis condições de drenagem, deverão ser realizados drenos longitudinais, ao nível do topo da fundação assentes numa camada de betão pobre, com espessura mínima de 0,1m, com pendente de pelo menos  $i=0,5\%$  que garanta a drenagem de água até à rede de águas existente. No topo do muro deve ser preconizado uma meia cana a compatibilizar com o projeto de drenagem. Na Figura 5 é representado um corte transversal de ambas as soluções de contenção.

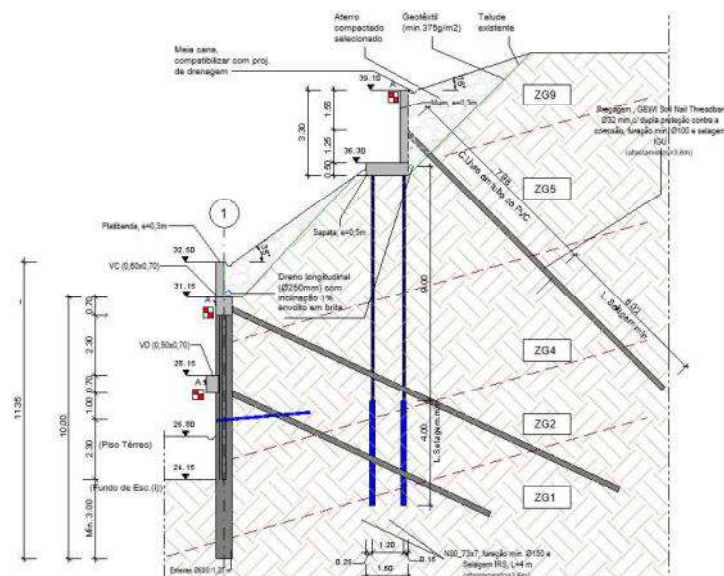


Figura 6 - Corte transversal da solução de contenção

A sapata do muro de contenção é fundada indiretamente através de microestacas verticais do tipo N 80, com comprimento de selagem mínima de 4 m do tipo IRS, com furação  $\varnothing 150$  e com secção  $\varnothing 73 \times 7$  mm. Tal como a cortina de estacas, o muro no alçado sul, também é travado horizontalmente com recurso a pregagens definitivas as quais reagem a cerca de meia altura da parede do muro. Todas as pregagens são materializadas pelo sistema de pregagens com Varões GEWI® tipo Soil Nail Threadbar com dupla proteção contra a corrosão, ou equivalente, sendo constituídas por varão

GEWI Ø32mm, ou equivalente (A500/550), com proteção de dupla contra a corrosão (galvanização e bainha plástica PVC pré selado c/ calda de cimento), e deverão ser seladas em formações competentes e geologicamente estáveis em relação à geometria total da escavação através de calda de cimento (IGU). O respetivo diâmetro de furação não deverá ser inferior a 100mm.

#### 4. MODELO DE CÁLCULO

Para o dimensionamento das estruturas de contenção periférica foi considerado o programa de calculo auxiliar Plaxis 2D. Recorreu-se ao programa de elementos finitos, Plaxis 2D, para o dimensionamento da solução da contenção periférica.

Para efeitos de modelação no Plaxis 2D, foram modeladas as estacas, sapata e parede do muro como elementos Plate, foram modelados os bolbos de selagem das pregagens e microestacas como elementos “embed beam” e foram modelados o comprimento livre das pregagens e microestacas como elementos anchor-to-anchor.

A determinação dos esforços foi efetuada tendo em conta o processo construtivo, em particular as fases de escavação e execução da parede de contenção periférica. Os elementos relativos ao solo foram modelados tendo em consideração as propriedades geomecânicas apresentadas no Quadro 1 e no Quadro 2, seguindo o modelo de “Hardening-soil” e “Hoek-Brown”. Apresenta-se de seguida o modelo Plaxis 2D elaborado.

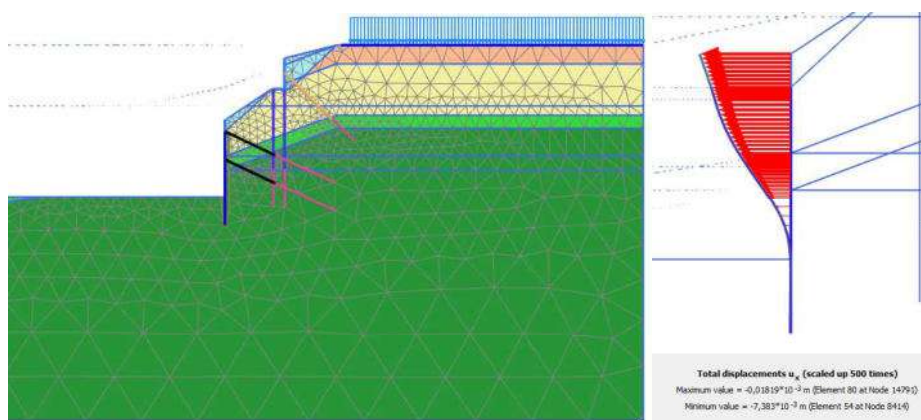


Figura 7 - Modelo Plaxis 2D: Malha de elementos finitos e respetivo deslocamento horizontal (ux) expectável na última fase de escavação (máx. 7,4mm).

#### 5. INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Tendo por base o enquadramento da obra, e conforme prática corrente neste tipo de intervenções, foi definido um Plano de Instrumentação e Observação (PIO), com o objetivo de gestão do risco associado à realização dos trabalhos de escavação e contenção periférica. No enquadramento descrito, foram instalados os seguintes aparelhos, definindo, sempre que possível, seções de instrumentação:

- 9 alvos topográficos
- 1 inclinómetro

- 2 células e carga

Com base na modelação realizada através do programa de elementos finitos citado, foram definidos os critérios de alerta e de alarme para todos os aparelhos.

Foram igualmente definidas medidas de reforço, caso os referidos critérios viessem a ser ultrapassados.

Apresenta-se na Figura 8 a localização dos alvos topográficos, inclinómetro e célula de carga

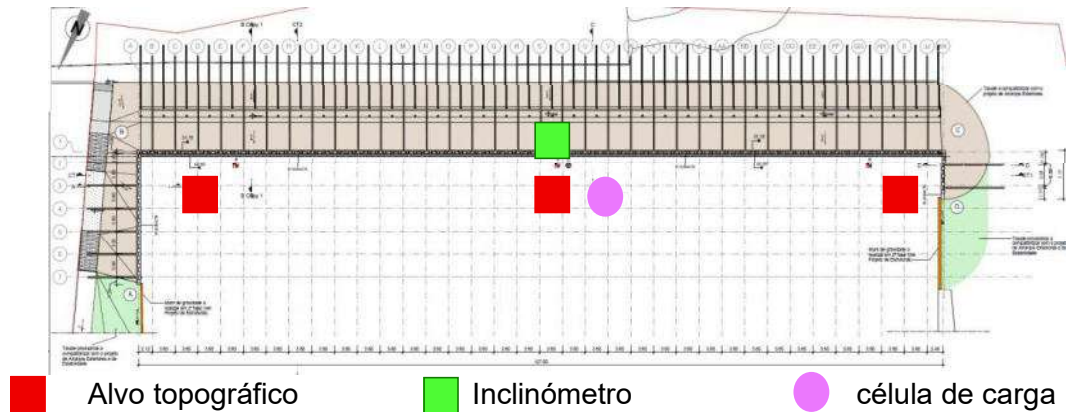


Figura 8 -Planta da solução com a localização aproximada da instrumentação instalada.

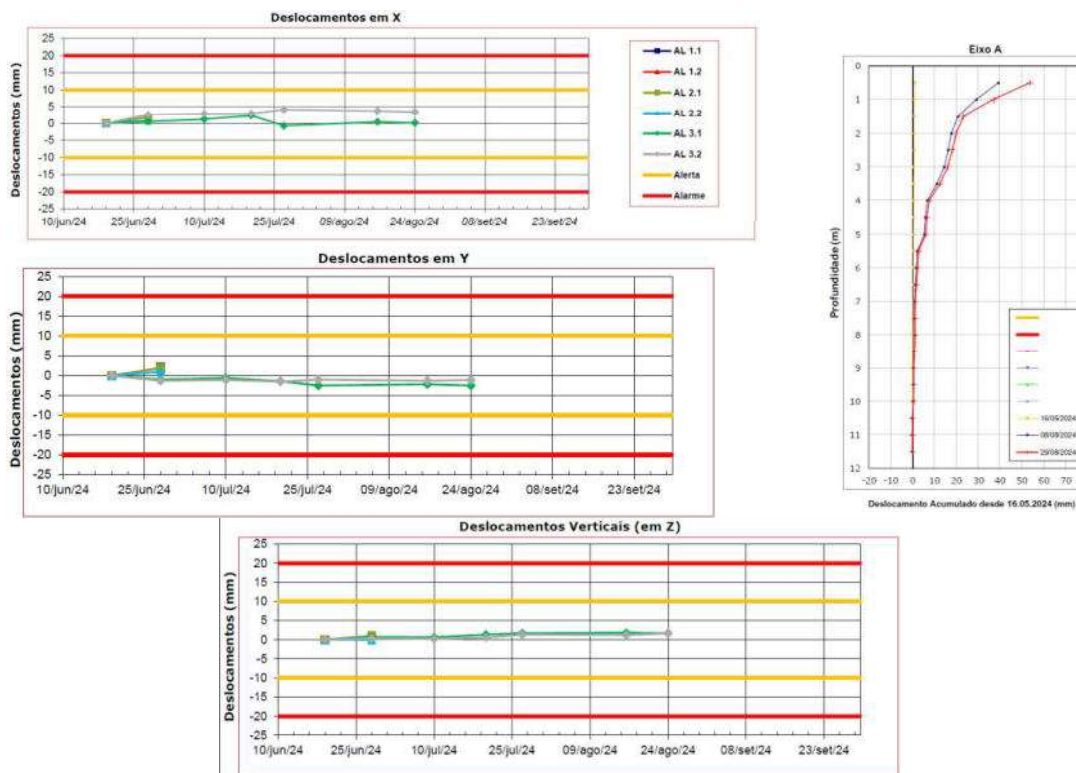


Figura 9 – Registo das leituras efetuadas ao longo da obra dos Alvos Topográficos e Inclinómetro

Os resultados do primeiro metro do inclinómetro devem ser desprezados pois este se encontra acima do terreno.

Considera-se ainda importante sublinhar que o uso de ferramentas BIM em projetos de escavação e contenção periférica se tem confirmado como crucial no desenvolvimento de um projeto com uma maior qualidade. Esta ferramenta permite aos projetistas compreender de uma forma mais simples a estrutura como um todo, bem como de ter em atenção todos os pormenores, nomeadamente no que diz respeito à compatibilização com as restantes especialidades.

## **6. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

O enquadramento da obra descrita no presente artigo determinou a necessidade de desenvolver soluções em condições adversas, tendo por base os vários condicionamentos existentes. Sublinha-se a importância da sintonia permanente entre Empreiteiro, Fiscalização e Projetista, face aos condicionamentos que este tipo de trabalhos encerra. Destaca-se novamente a importância do Plano de Instrumentação e Observação, constituindo uma ferramenta indispensável na gestão do risco geotécnico numa obra de grande profundidade em meio densamente urbanizado.

## **AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem ao Dono de Obra a autorização para a redação 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 destacada a importância da permanente participação proativa da empresa DRILL GO, S.A

## **REFERÊNCIAS**

ENGCEO; (2022) Relatório Geológico-Geotécnico, Processo nº 230172, Superfície Comercial, Eiras – Coimbra

LNEG – Laboratório Nacional de Energia e Geologia. Carta Geológica de Portugal, escala 1:50 000, folha 19 B, Coimbra - Penacova.

Bustamante, M. e Doix, B. (1985). *Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Ministère de l'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris, n. 140.

**PROJETO DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA COM 3 PISOS ENTERRADOS, NUMA ZONA URBANA DENSA, EM VILA NOVA DE GAIA  
EXCAVATION AND RETAINING WALL DESIGN WITH 3 UNDERGROUND FLOORS, IN A DENSE URBAN AREA, IN VILA NOVA DE GAIA**

Sousa, André, JETsj, Lisboa, Portugal, [asousa@jetsj.com](mailto:asousa@jetsj.com)\*  
Martins, Carlos, JETsj, Lisboa, Portugal, [cmartins@jetsj.com](mailto:cmartins@jetsj.com)  
*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

O projeto de Escavação e Contenção Periférica para um novo Hotel SANA, em Vila Nova de Gaia, desenvolve-se num lote urbano condicionado por edifícios contíguos, arruamentos adjacentes e uma topografia irregular. A solução adotada baseia-se numa cortina de estacas moldadas de 0,5 m e 0,6 m de diâmetro, espaçadas entre si e ancoradas em formações competentes dos Granitos do Porto, garantindo a viabilidade da escavação de três pisos enterrados. A estabilidade provisória é assegurada através de dois a três níveis de ancoragens e escoramentos, complementados por membrana de betão projetado e sistema de drenagem com geodrenos. A principal dificuldade prendeu-se com o enquadramento geotécnico heterogéneo, a presença de níveis freáticos suspensos e a necessidade de compatibilização com as cotas das lajes enterradas. Para controlo de risco geotécnico foi implementado um plano de observação abrangente, incluindo prismas topográficos, inclinómetros, piezómetros e células de carga, com leituras semanais durante a fase crítica da escavação. Os resultados preliminares da instrumentação indicam comportamentos compatíveis com as previsões de projeto, com deslocamentos e pressões na cortina dentro dos limites de referência, confirmando a eficácia da solução adotada para garantir segurança, controlo de deformações e continuidade dos trabalhos de obra.

**ABSTRACT**

The Excavation and Retaining wall design for a new SANA Hotel, in Vila Nova de Gaia, is developed within a dense urban area constrained by adjacent buildings, surrounding roadways, and irregular topography. The adopted solution is based on a bored pile wall composed of reinforced concrete piles with diameters of 0,5 m and 0,6 m, spaced along the perimeter and embedded in competent formations of the Porto Granites, ensuring the feasibility of excavating three underground levels. Temporary stability is provided through two to three levels of ground anchors and strutting systems, complemented by a shotcrete membrane and a drainage system. The main challenges were associated with the heterogeneous geotechnical conditions, the presence of perched groundwater levels, and the need to ensure compatibility with the elevations of the underground floor slabs. To control geotechnical risk, a comprehensive monitoring and observation plan was implemented, including topographic prisms, inclinometers, piezometers, and load cells, with weekly readings during the critical excavation phase. Preliminary monitoring results indicate consistent behavior with design predictions, with wall displacements and pressures remaining within reference limits, confirming the effectiveness of the adopted solution in ensuring safety, deformation control, and continuity of construction works.

## 1. INTRODUÇÃO

A execução de escavações profundas em meio urbano constitui, atualmente, um dos principais desafios da engenharia geotécnica, em virtude da crescente densificação dos centros urbanos e da conseqüente proximidade entre novas construções, edifícios existentes e infraestruturas enterradas. Neste contexto, a definição de soluções de contenção periférica adequadas assume um papel determinante na garantia da segurança estrutural, da funcionalidade das obras e do controlo das deformações induzidas nos terrenos envolventes.

O presente artigo descreve a solução de escavação e contenção periférica desenvolvida no âmbito do Projeto de Execução do Hotel SANA, a implantar num lote situado no gaveto da Avenida da República com a Rua Luís de Camões (Figura 1), em Vila Nova de Gaia. O projeto prevê a execução de vários pisos enterrados, o que implicou a realização de uma escavação de profundidade significativa, condicionada pela geometria do lote, pelas confrontações existentes e pelas características geológico-geotécnicas do local.



Figura 1 - Identificação da Zona da Intervenção

Na sequência de trabalhos semelhantes desenvolvidos de escavações em meio urbano (Carvalho e Pinto (2019), Tomásio e Pinto (2019) e Pinto et al. (2017), realça-se a importância de adotar soluções de escavação e contenção periférica devidamente compatibilizadas com o enquadramento da obra e com os vários condicionamentos existentes, sem comprometer a segurança e a boa funcionalidade da obra e das estruturas e infraestruturas vizinhas, como se irá apresentar nos capítulos seguintes.

## 2. ENQUADRAMENTO DO PROJETO

A intervenção desenvolve-se num terreno atualmente desocupado e o projeto de arquitetura prevê a execução de vários pisos enterrados destinados, maioritariamente,

a estacionamento automóvel com algumas áreas técnicas, o que implicou a necessidade de compatibilizar a solução de escavação com a geometria e a estrutura dos pisos inferiores do edifício. As cotas dos pisos enterrados e a profundidade máxima da escavação foram determinantes na definição da tipologia de contenção periférica e dos respetivos sistemas de travamento provisório.

A solução proposta teve ainda de atender à minimização das interferências com as estruturas e infraestruturas existentes na envolvente, assegurando simultaneamente condições adequadas de segurança durante todas as fases da obra.

### 3. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

#### 3.1. Condicionamentos Urbanos e de Vizinhança

O lote de implantação do edifício encontra-se inserido num contexto urbano densamente ocupado, com edifícios adjacentes e arruamentos de tráfego intenso. Esta envolvente impôs restrições significativas aos deslocamentos horizontais induzidos na periferia da obra, acrescidas da existência de elementos estruturais remanescentes de construções anteriores (Figura 2), nomeadamente pilares e respetivas sapatas, que condicionaram localmente os trabalhos de escavação.



Figura 2 - Estruturas Existentes a demolir no interior do lote

Adicionalmente, a presença de redes de infraestruturas enterradas na proximidade da zona de intervenção exigiu uma análise cuidada das fases construtivas, de modo a garantir a manutenção da sua integridade e funcionamento ao longo de toda a obra.

#### 3.2. Condicionamentos Topográficos

Do ponto de vista topográfico, a área de estudo apresentava um relevo moderadamente acidentado, o que condicionou a execução das plataformas de trabalho para execução das estacas e a definição do seu comprimento e dos travamentos.

### **3.3. Condicionamentos Relativos ao Projeto de Estabilidade e Arquitetura**

O projeto de estabilidade do edifício previa a execução de lajes dos pisos enterrados que, para além da sua função estrutural definitiva, desempenham um papel fundamental na estabilização da contenção periférica na fase definitiva. Neste sentido, as vigas de coroamento e distribuição da cortina de estacas foram, sempre que possível, alinhadas com as lajes dos pisos, permitindo a transmissão direta dos esforços.

### **3.4. Condicionamentos Geológicos e Geotécnicos**

A caracterização geológica e geotécnica do local baseou-se numa campanha de prospeção que incluiu a realização de sondagens geotécnicas, acompanhadas de ensaios de caracterização SPT ("Standard Penetration Test") e a instalação de um piezómetro para avaliação das condições hidrogeológicas.

Do ponto de vista geológico, o local é caracterizado pela presença de um substrato superior de natureza ígnea, associado ao Complexo Xisto-Grauváquico assente sobre a formação de Granitos do Porto, em diversos estados de alteração e fracturação. Superficialmente, o terreno encontrava-se coberto por depósitos de aterro de génese antrópica, de espessura variável.

A partir dos resultados obtidos foi possível individualizar diferentes horizontes geotécnicos, com comportamentos mecânicos distintos, que influenciaram a definição dos parâmetros de dimensionamento da contenção.

Em termos hidrogeológicos, foi identificada a presença do nível freático entre os 9 e os 12 metros de profundidade, embora, em função da heterogeneidade dos terrenos atravessados, se considere que os mesmos poderão corresponder a níveis superficiais suspensos em camadas mais permeáveis sobre um substrato menos permeável.

## **4. SOLUÇÃO DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA**

### **4.1. Descrição Geral da Solução Adotada**

Na conceção das soluções de contenção periférica adotadas (Figura 3) procurou-se, para além da necessária contenção horizontal dos terrenos a escavar, respeitar os seguintes

pressupostos de base:

- Controlar as deformações nos terrenos, estruturas e infraestruturas envolventes à escavação, permitindo ainda a adaptação da solução a possíveis singularidades de natureza geológica e geotécnica;
- Garantir a menor interferência possível com todas as estruturas e infraestruturas adjacentes.

Atendendo aos condicionamentos identificados, foi definida uma solução de contenção periférica constituída por uma cortina de estacas moldadas de betão armado, afastadas entre si de 0,7m e 1,0m, respetivamente, com diâmetros de Ø500mm e Ø600mm, em função dos diferentes alçados e das condições locais de vizinhança. As estacas foram executadas com a tecnologia de vara telescópica Kelly, e quando

necessário, com recurso a entubamento provisório apenas na parte superior do terreno, para o atravessamento das camadas de aterro.

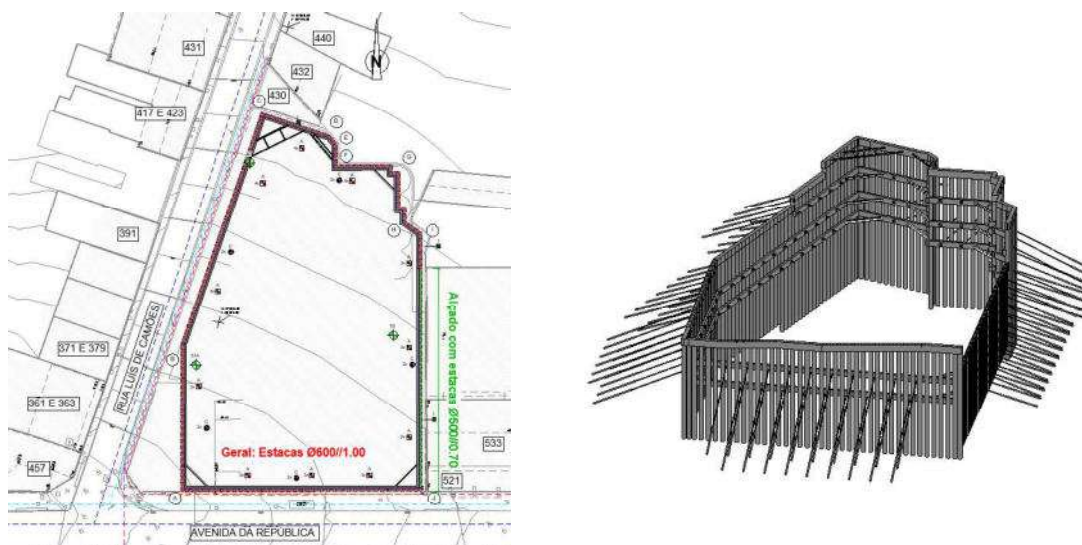


Figura 3 – Estruturas Provisórias de Contenção Periférica (em Planta, e Vista 3D)

Durante a escavação, o terreno entre estacas foi selado com uma camada de 10 cm de betão projetado reforçado com fibras, aplicada em duas passagens de 5 cm. Este revestimento integrou um sistema de drenagem preventiva (geodrenos), dimensionado para aliviar pressões hidrostáticas e encaminhar eventuais infiltrações para a rede geral de águas pluviais na fase definitiva da obra.

Na fase provisória, o travamento da contenção foi assegurado por ancoragens e escoras de canto, ligadas às vigas de coroamento e distribuição. Na fase definitiva, este, é garantido pelas lajes dos pisos enterrados, permitindo a desativação dos suportes provisórios.

As estacas apresentam comprimentos variáveis, por alçado, de modo a assegurar um encastramento adequado no substrato dos Granitos do Porto.

#### 4.2. Sistemas de Travamento Provisório

A solução de ancoragens implementada foi composta por elementos de 5, 6 e 7 cordões de 0,6", posicionados com um espaçamento de 3,00 m entre si. Esta configuração visou assegurar um pré-esforço útil compreendido no intervalo de 500 kN a 700 kN, apresentando comprimentos e ângulos de inclinação distintos. A definição geométrica destas inclinações priorizou a salvaguarda de infraestruturas e estruturas preexistentes, prevenindo quaisquer interseções, e garantiu que o bolbo de selagem fosse executado em horizontes geotécnicos competentes e estáveis face à configuração da escavação (Figura 4).

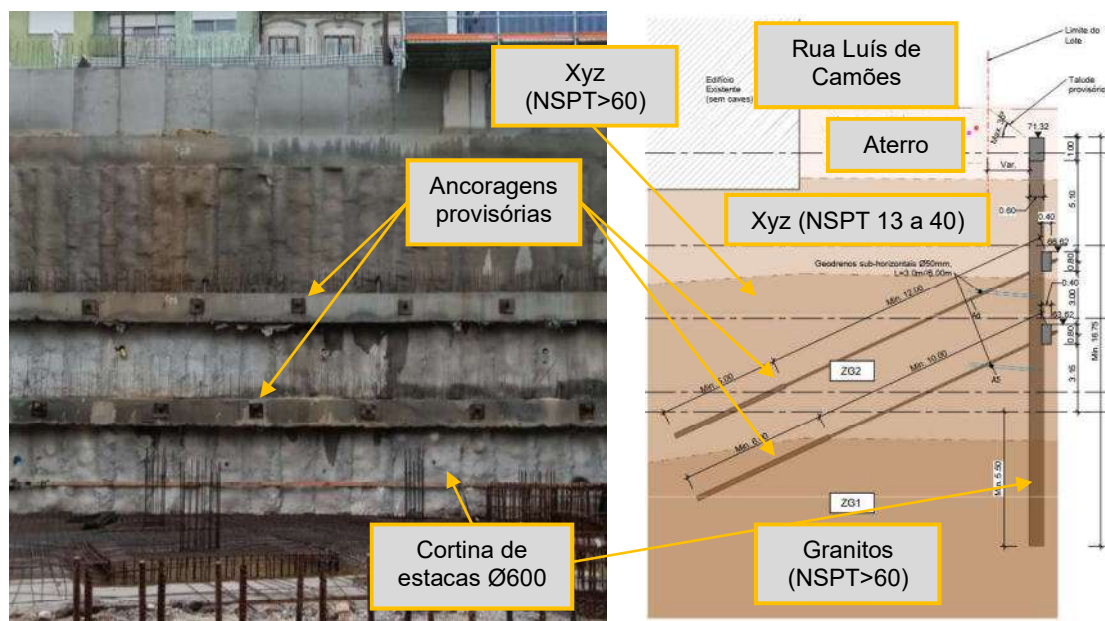


Figura 4 – Estrutura de Contenção Periférica com respetivos Travamentos (Rua Luís de Camões)

Quanto aos bolbos de selagem, recorreu-se ao método IRS (com recurso a obturador duplo e válvulas antirretorno), exigindo-se um diâmetro de perfuração não inferior a 200 mm.

Os esforços transmitidos pelos sistemas de travamento foram distribuídos pelas estacas através de vigas de coroamento e distribuição em betão armado.

#### 4.3. Comportamento em Fase Definitiva

Após a execução da estrutura dos pisos enterrados, a estabilidade definitiva da contenção periférica é assegurada pelas lajes e vigas do edifício, permitindo a desativação progressiva dos sistemas de travamento provisório. Esta abordagem possibilita uma solução estruturalmente eficiente e compatível com a funcionalidade final do edifício.

### 5. CRITÉRIOS GERAIS DE CONCEÇÃO E DIMENSIONAMENTO

A resposta das estruturas de contenção periférica foi simulada, para todas as principais fases construtivas, através dos programas de elementos finitos PLAXIS 2D, particularmente vocacionados para o efeito, através do modelo constitutivo do tipo “Hardening Soil”, o qual considera uma relação constitutiva não linear e a variação da rigidez do solo com o estado de tensão aplicado. Para efeitos da modelação dos terrenos, foram utilizados os parâmetros apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 – Parâmetros geomecânicos adotados.

Descrição / ZG	Nspt	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$E_{50ref}/$ $E_{cedref}$ (MPa)	$E_{urref}$ (MPa)	m (-)	Rf (-)
Aterro silto-argiloso	<10	18	27	5	10	30	0,5	0,9
[Xyz] Migmatitos gnaissicos (silte arenoso)	13-40	20	31	7	35	105	0,5	0,9
[Xyz] Gnaisses (areia siltosa de grão variável)	>60	21	34	15	60	180	1	0,9
Granitos (areia de grão variável, siltosa)	>60	21	36	22	60	180	1	0,9

$\gamma$  - peso volúmico;  $\phi'$  - ângulo de atrito;  $c'$  - coesão efetiva;  $E_{50ref}$  - módulo de deformabilidade secante correspondente a 50% da tensão de rotura definido para a tensão de referência ( $p_{ref}=100kPa$ );  $E_{cedref}$  - Módulo de deformabilidade tangente de referência no ensaio edométrico;  $E_{urref}$  - módulo de deformabilidade de referência para ciclos de descarga-recarga para a tensão de referência; m - potência que relaciona o nível de tensão e a deformabilidade do solo; Rf - parâmetro do modelo "Hardening Soil"

O estudo das secções da estrutura de contenção travadas através de ancoragens e escoras foi realizado através do desenvolvimento de vários modelos bidimensionais, de Plaxis 2D.

Na modelação desenvolvida, a cortina de estacas foi simulada através de elementos do tipo "plate", com comportamento elástico, enquanto as ancoragens foram simuladas através de elementos tipo tirante "node-to-node anchor", tendo os respetivos comprimentos de selagem sido simulados com recurso a elementos do tipo "embedded beam row".

O comportamento da estrutura de contenção periférica foi analisado para as principais fases de escavação, tendo-se avaliado os principais parâmetros de dimensionamento, nomeadamente, os esforços nas estruturas de contenção, deformações, estados de tensão e a estabilidade dos terrenos a conter.

Na Figura 5 apresentam-se alguns resultados da modelação desenvolvida.

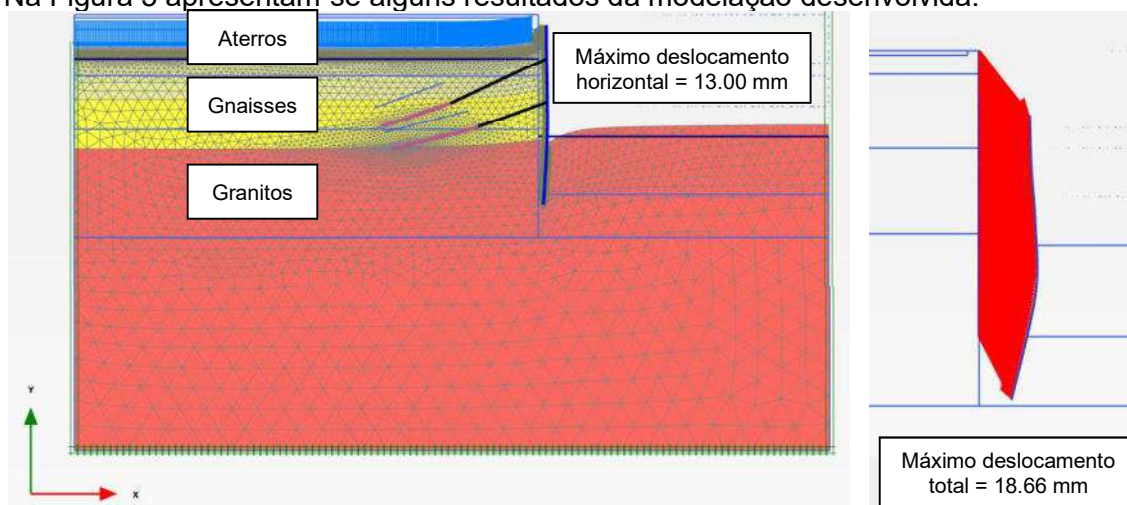


Figura 5 – Campo de deslocamentos expectáveis (u), à esquerda, e horizontais (ux), à direita na cortina de estacas, num corte representativo

## 6. PLANO DE OBSERVAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO

Atendendo à complexidade da intervenção e à sensibilidade da envolvente, foi definido um plano de observação e instrumentação com o objetivo de monitorizar o comportamento da contenção periférica e dos terrenos adjacentes ao longo das várias fases da obra (Figura 6).



Figura 6 - Imagens do Sistema de Monitorização instalado no Fundo de Escavação

Este plano inclui a instalação de dispositivos de medição adequados, como alvos topográficos, inclinómetros e piezómetros, permitindo a comparação entre os valores observados e os valores estimados em fase de projeto, bem como a adoção de medidas corretivas sempre que necessário.

Com base nos resultados da modelação numérica realizada, foram estabelecidos os critérios de alerta e de alarme para todos os dispositivos de instrumentação e para as estruturas objeto de monitorização. De um modo geral, os valores registados ao longo da execução da obra mantiveram-se sistematicamente abaixo dos limiares de alerta e de alarme definidos em fase de projeto.

Na Figura 7 e Figura 8 apresentam-se, de forma esquemática, a localização dos principais alvos instalados, bem como alguns dos resultados mais representativos obtidos durante a fase de escavação. Conforme evidenciado nos exemplos apresentados, os valores de deformação registados mantiveram-se sempre inferiores aos limites de alerta estabelecidos em projeto, representados nos gráficos pela linha amarela.

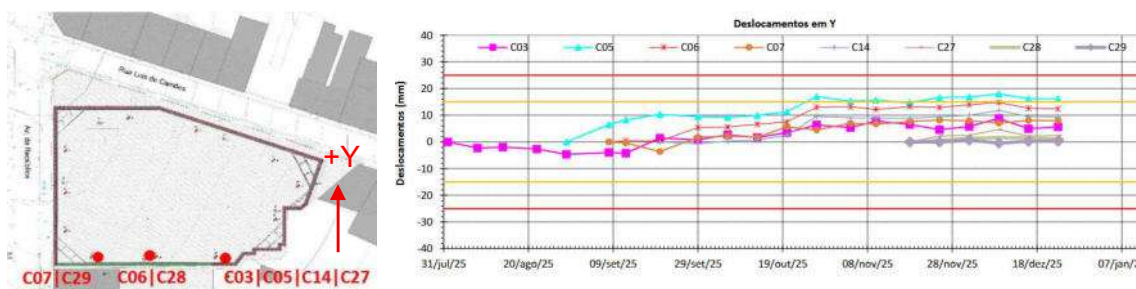


Figura 7 - Planta de Instrumentação e Resultados Mais Notáveis (Alvos Topográficos).

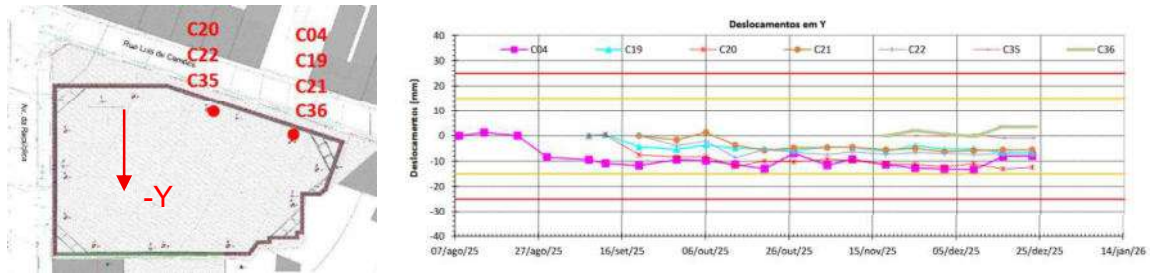


Figura 8 – Planta de Instrumentação e Resultados Mais Notáveis (Alvos Topográficos).

Relativamente aos inclinómetros, apenas um deles ficou operacional após instalação, durante a fase de zeragem, detetaram-se fissuras circunferenciais na tubagem, que provocaram o desalinhamento das calhas de leitura e comprometeu o funcionamento do equipamento. Perante esta situação, o propôs-se, como alternativa, a instalação de prismas topográficos adicionais na viga de coroamento e nas vigas de distribuição nestes alçados de forma a assegurar o controlo dos deslocamentos (resultados apresentados em cima).

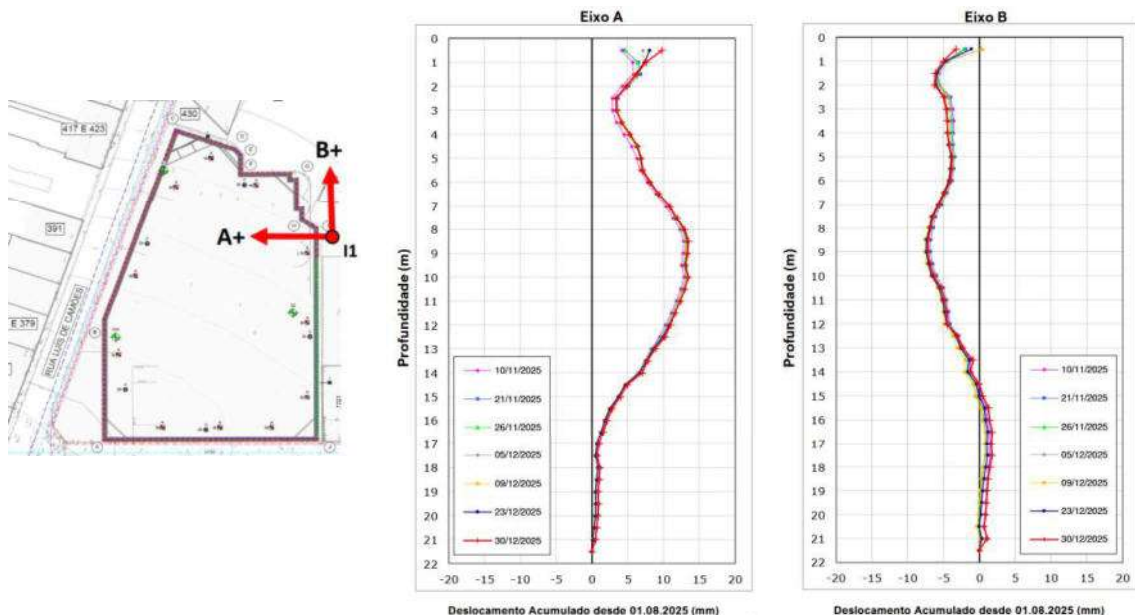


Figura 9 - Planta de Instrumentação e Resultados Mais Notáveis (Inclinómetros)

Face ao exposto, à data de redação do artigo, em que os trabalhos de escavação se encontram concluídos, os resultados obtidos pela instrumentação permitem comprovar a adequação das soluções implementadas e dos parâmetros geomecânicos considerados na modelação das mesmas soluções, ficando em aberto a possibilidade de otimização futura deste tipo de soluções em dispositivos geológicos e geotécnicos semelhantes.

## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A solução de escavação e contenção periférica adotada para o Hotel SANA VN Gaia revelou-se adequada aos condicionamentos impostos pelo contexto urbano envolvente e pelas características geológico-geotécnicas do local. A utilização de uma cortina de estacas moldadas em betão armado, devidamente travada durante a fase provisória

através de ancoragens e escoramentos, e posteriormente integrada na estrutura definitiva do edifício, permitiu garantir condições adequadas de segurança estrutural, controlo de deformações e funcionalidade durante as várias fases de execução da escavação.

Os resultados obtidos no âmbito do plano de observação e instrumentação demonstraram que o comportamento da estrutura de contenção foi globalmente estável ao longo da execução dos trabalhos, tendo-se registado deslocamentos e níveis de esforço inferiores aos estimados em fase de projeto. Este acompanhamento revelou-se fundamental para a validação dos pressupostos de dimensionamento adotados e para a gestão do risco geotécnico associado à intervenção, contribuindo para a minimização dos impactos nas estruturas e infraestruturas existentes na envolvente.

Durante a execução da obra verificaram-se, contudo, alguns desafios associados às condições hidrogeológicas do terreno, nomeadamente ao aumento do caudal de água afluyente ao interior da escavação em períodos de precipitação mais intensa. Para mitigar este fenómeno e assegurar a integridade do revestimento em betão projetado, foram introduzidos ajustamentos pontuais à solução inicialmente prevista, designadamente através do reforço do sistema de drenagem com a instalação de geodrenos adicionais e da criação de zonas temporárias de recolha de águas. Em fase definitiva, as águas recolhidas pelos geodrenos serão encaminhadas para o sistema geral de drenagem do edifício.

## **AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem a todas as entidades e equipas técnicas envolvidas no desenvolvimento do projeto e na execução dos estudos que serviram de base à definição da solução apresentada.

## **REFERÊNCIAS**

- Carvalho, C. e Pinto, A. (2019). AR53 – Ground Improvement and Earth Retaining Solutions in Lisbon Downtown. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Reykjavik, Iceland. Discussion Section D3-6 (Preservation of Historic Sites). ISBN 978-9935-9436-1-3.
- Pinto, A.; Fartaria, C.; Pita, X. e Tomásio, R. (2017). FPM41 high rise building in central Lisbon: innovative solutions for a deep and complex excavation. 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Seoul, Korea. pp 2029 – 2032, TC 207 (Soil Structure). ISBN 978-89-952197-5-1.
- Tomásio, R. e Pinto, A. (2019). Retaining Wall Solutions for Underground Extension of Hospital da Luz in Lisbon – Portugal. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Reykjavik, Iceland. Discussion Section D5-5 (Soil Structure). ISBN 978-9935-9436-1-3.

**NOVA LINHA CIRCULAR DO METROPOLITANO DE LISBOA:  
SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO DO TROÇO DE TÚNEL  
REALIZADO A CÉU ABERTO**

**NEW CIRCULAR LISBON METRO LINE: RETAINING WALL SOLUTIONS  
FOR CUT & COVER TUNNEL**

Catarina Fartaria, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, [cfartaria@jetsj.com](mailto:cfartaria@jetsj.com)  
Carlos de Oliveira Martins, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, [cmartins@jetsj.com](mailto:cmartins@jetsj.com)  
Pedro Marques, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, [pmarques@jetsj.com](mailto:pmarques@jetsj.com)  
Rui Tomásio, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, [rtomasio@jetsj.com](mailto:rtomasio@jetsj.com)  
Alexandre Pinto, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, [apinto@jetsj.com](mailto:apinto@jetsj.com)  
*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

O Lote 2 enquadra-se no prolongamento das linhas amarela e verde do Metropolitano de Lisboa, tem início na Estação Santos e apresenta um traçado que se desenvolve para sul, até à Estação Cais do Sodré, onde termina e onde se efetua a ligação da atual linha amarela à linha verde, materializando assim, em conjunto com as empreitadas dos Lote 1, 3 e 4, a nova linha circular. O presente artigo visa a descrição das principais soluções adotadas no âmbito do projeto de escavação e contenção periférica necessário à execução por metodologia cut & cover. As soluções desenvolvidas tiveram por base os diversos condicionamentos locais, característicos de uma zona fortemente urbanizada, sendo de destacar a existência próxima de edifícios, alguns dos quais centenários e ainda de diversas infraestruturas enterradas, para além de todas as vias de circulação que o traçado atravessa, incluindo arruamentos, linhas de elétrico e linhas ferroviárias. Relativamente ao cenário geológico-geotécnico, o local da obra encontra-se em parte sobre o Aterro da Boavista, cenário particularmente desfavorável em escavações, condicionadas pela proximidade ao Rio Tejo e, em consequência, pela presença de formações geológicas de fracas propriedades geomecânicas. As soluções incluíram a tecnologia de paredes moldadas e de cortinas de estacas moldadas com vários níveis de travamento, de carácter passivo e provisório, recorrendo a sistemas de escoramento metálico. Destaca-se ainda a implementação de um plano de instrumentação e observação diversificado e robusto que se revelou uma ferramenta indispensável na gestão do risco geotécnico.

**ABSTRACT**

The new Lisbon Metro circular line will run through a dense urban area and will connect Rato station to Cais do Sodré station, located at the Tagus River right bank. The present paper aims to describe the main solutions adopted within the scope of the excavation and retaining wall solutions used in cut & cover methodology. The adopted solutions were established considering various local constraints characteristic of a highly urbanized area, notably the close presence of buildings, some of them over a hundred years old, as well as several buried infrastructures, in addition to all the traffic routes including streets, tram lines, and railway lines. Regarding the geological-geotechnical scenario, the project site is partly located over the Boavista Landfill, a particularly unfavorable setting for excavations due to its proximity to the Tagus River and, consequently, the presence of geological formations with poor geomechanical

properties. The solutions included the use of diaphragm walls and secant pile walls with several levels of bracing, of passive and temporary nature, using metallic shoring systems. The project included a robust monitoring plan instrumentation and monitoring plan that proved to be an indispensable tool for managing the geotechnical risk.

## 1. INTRODUÇÃO

A nova linha circular do Metropolitano de Lisboa atravessará uma zona densamente urbanizada da cidade, ligando a estação do Rato, situada numa das colinas da cidade de Lisboa, à estação do Cais do Sodré, na margem direita do rio Tejo (ver Figura 1). No troço de túnel em que este está mais próximo do rio e onde os materiais a intersectar são mais brandos recorreu-se ao método cut & cover.



Figura 1. Troço de túnel com escavação em Cut&Cover.

A escolha das tecnologias a adotar na materialização das soluções de contenção teve em consideração os condicionamentos locais, nomeadamente os condicionamentos geológico-geotécnicos, os condicionamentos de traçado, as ocupações de superfície viárias e ferroviárias e presença de infraestruturas no subsolo.

O comportamento das estruturas provisórias de contenção e das interferências localizadas na envolvente foi continuamente monitorizado para assegurar a gestão do risco geotécnico e viabilizar a adoção atempada de medidas de reforço caso se verificasse necessário.

## 2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

### 2.1. TRAÇADO

O traçado da linha condicionou a adoção das soluções em particular na proximidade das interferências e infraestruturas locais assim como o P.B.V. (Plano Base da Via) cuja profundidade varia entre cerca de 15m a 16m.

## 2.2. CONDICIONAMENTOS ARQUEOLÓGICOS

As soluções de escavação e contenção periférica foram definidas tendo em consideração a necessidade de efetuar trabalhos de escavação prévios para reconhecimento arqueológico.

## 2.3. CONDICIONAMENTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS

O local onde se insere o traçado do túnel entre a estação da Estrela e o Término do Cais do Sodré coincide com a zona do aterro da Boavista realizado entre 1858 e 1867, século XIX, também conhecido popularmente pelo grande aterro, sendo, portanto, espetável a presença de aterros sobre solos aluvionares (ver Figura 2).



Figura 2. Cartografia histórica local (fonte: Lisboa Interativa LXI).

A campanha de investigação geológico-geotécnica realizada incluiu a execução de múltiplas sondagens que permitiram a caracterização das unidades de solo e de rocha interessadas ao longo da extensão do túnel cut & cover. Foi possível constatar que, no sentido crescente da quilometragem do túnel, se verifica um aumento progressivo da espessura dos materiais recentes (aterros e aluviões) em paralelo com a diminuição da espessura da camada Miocénica subjacente às unidades do Complexo Vulcânico de Lisboa (ver Figura 3 e Figura 4).

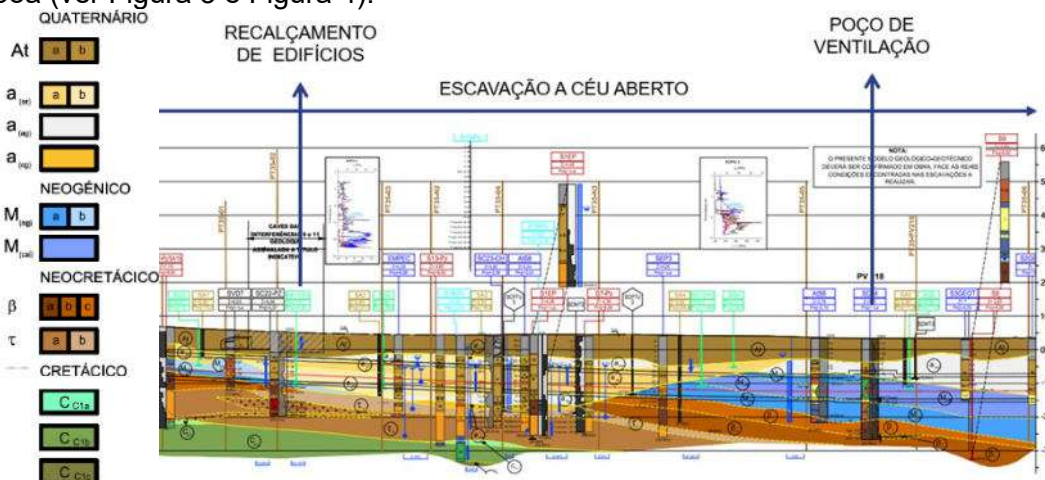


Figura 3. Corte interpretativo do cenário geológico ao longo do eixo do túnel (1/2).

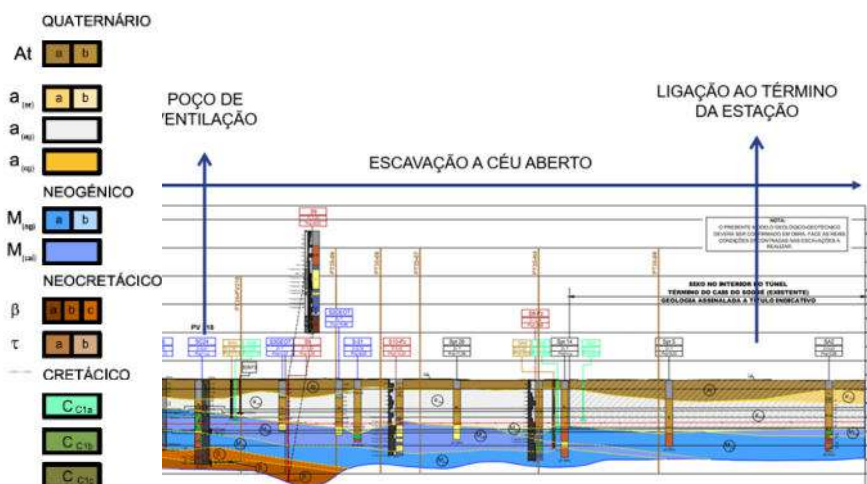


Figura 4. Corte interpretativo do cenário geológico ao longo do eixo do túnel (2/2).

## 2.4. CONDICIONAMENTOS HIDROGEOLÓGICOS

O regime hidrogeológico local tem por nível de base o nível de água no Tejo, sendo variável, mas pouco sensível ao efeito das marés. A eventual troca de água entre o estuário e a aluvião será realizada essencialmente ao nível dos níveis arenosos, sendo pouco provável na presença de aluviões argilosos e lodos em particular.

Destaca-se ainda a presença, sensivelmente a meio do traçado, de um paleovale, antigo vale fluvial, escavado por rios durante períodos de nível do mar mais baixo (que foi posteriormente submerso ou preenchido por sedimentos).

A presença de água foi registada no âmbito da campanha de prospeção em período estival revelando níveis piezométricos essencialmente concentrados entre as cotas -3,0 e -7,0 m na zona de entrada do paleovale, onde predominam aluviões arenosas. Apesar dos níveis registados, considerou-se a presença de um nível freático à cota +2,00 m.

## 3. DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES ADOTADAS

No que respeita à estrutura de contenção, esta foi materializada com diferentes soluções ao longo do traçado por forma a atender às condições geológico-geotécnicas presentes, maximizando sempre que possível os rendimentos de execução e mitigando a perturbação do meio envolvente, sendo este aspeto de elevada importância no contexto urbano em que obra se insere à semelhança de outras obras idênticas já realizadas para o Metropolitano de Lisboa (Pinto, 2008).

A solução proposta consistiu na execução de uma estrutura de contenção provisória entivada interiormente a vários níveis por meio de sistemas de escoramentos metálicos, apoiados em vigas em betão armado ou longarinas metálicas, permitindo a escavação até à cota de base da estrutura definitiva do túnel. Posteriormente, a execução da referida estrutura foi compatibilizada com a desativação dos escoramentos e a reposição das cotas originais feita à custa de um aterro sobre a laje de cobertura do túnel.

A escavação a céu aberto teve um faseamento conforme a prática corrente neste tipo de obras, iniciando-se pela execução dos dois alinhamentos da estrutura de contenção e posteriormente pela escavação faseada no interior destes de cima para baixo em concomitância com a instalação dos vários níveis de suporte, sendo estes no presente caso materializados por escoras metálicas horizontais.

O tipo de estrutura de contenção a adotar na escavação a céu aberto a Norte da Obra Especial 3 foi materializado por estacas moldadas em betão armado com revestimento em betão projetado no troço inicial onde os materiais o permitem e em conjunto com estacas plásticas secantes na zona onde a escavação interjeta materiais menos competentes (ver Figura 5 e Figura 6).

A decisão por esta solução teve por base a antecipação de alguma dificuldade na execução de painéis de parede moldada dada a presença em profundidade de materiais com comportamento de rocha branda. No que diz respeito à presença de água no tardoz da estrutura de contenção, foram previstos geodrenos curtos / bueiros entre estacas, no sentido de impedir a rotura do betão projetado pela presença de um impulso hidrostático.

Na zona particular de transição entre a solução de túnel em NATM e a escavação a céu aberto, foi utilizado um conjunto de ancoragens provisórias por forma a possibilitar o travamento horizontal da estrutura de contenção de forma que, em termos espaciais, não inviabilizasse os trabalhos a executar nessa zona de transição.

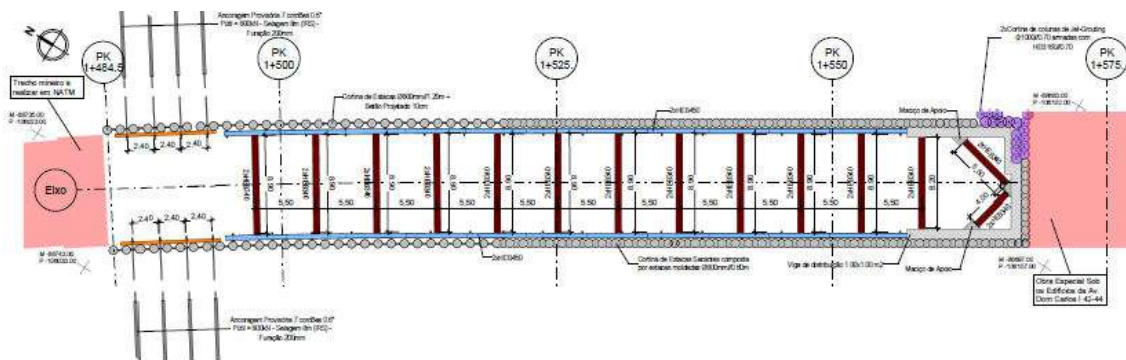


Figura 5. Contenção em Cortina de Estacas 800mm – Planta.

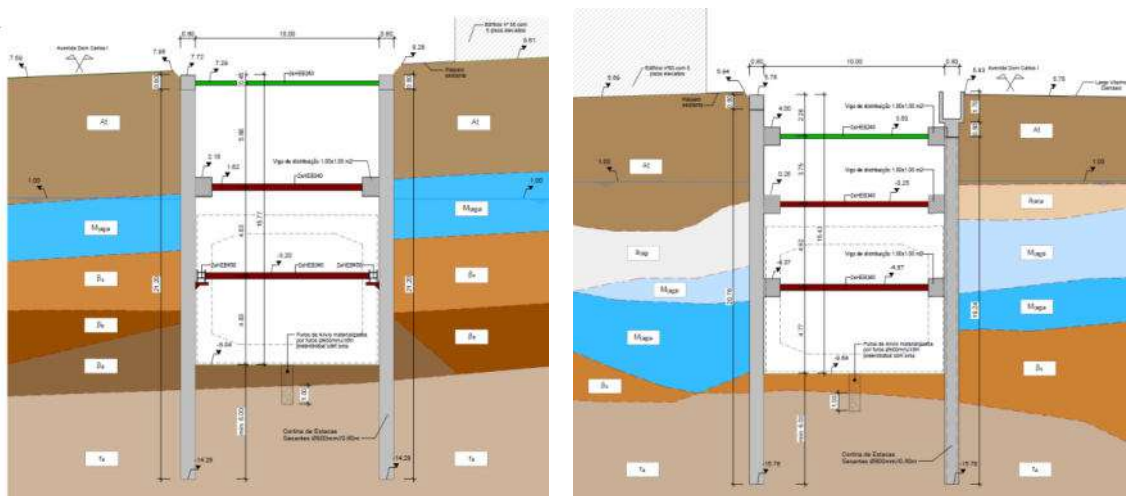


Figura 6. Contenção em Cortina de Estacas 800mm – Seção tipo PK 1+519 (esquerda) e Seção tipo PK 1+558 (direita).

No restante traçado a sul da Obra Especial 3, a presença de solos menos competentes e a necessidade de garantir uma melhor estanqueidade motivou a prescrição de uma solução de contenção por painéis de parede moldada. A espessura dos mesmos foi condicionada às formações geológicas atravessadas, sendo que num troço inicial se confirmou como adequada a utilização de uma espessura de 600mm (ver Figura 7 e Figura 8) e no troço de proximidade à Obra Especial 7, zona de ligação ao Término, a presença de uma espessura muito elevada de aluviões argilosas de muito fraca consistência motivou a adoção de paredes moldadas de 800mm de espessura (ver Figura 9, Figura 10 e Figura 11).

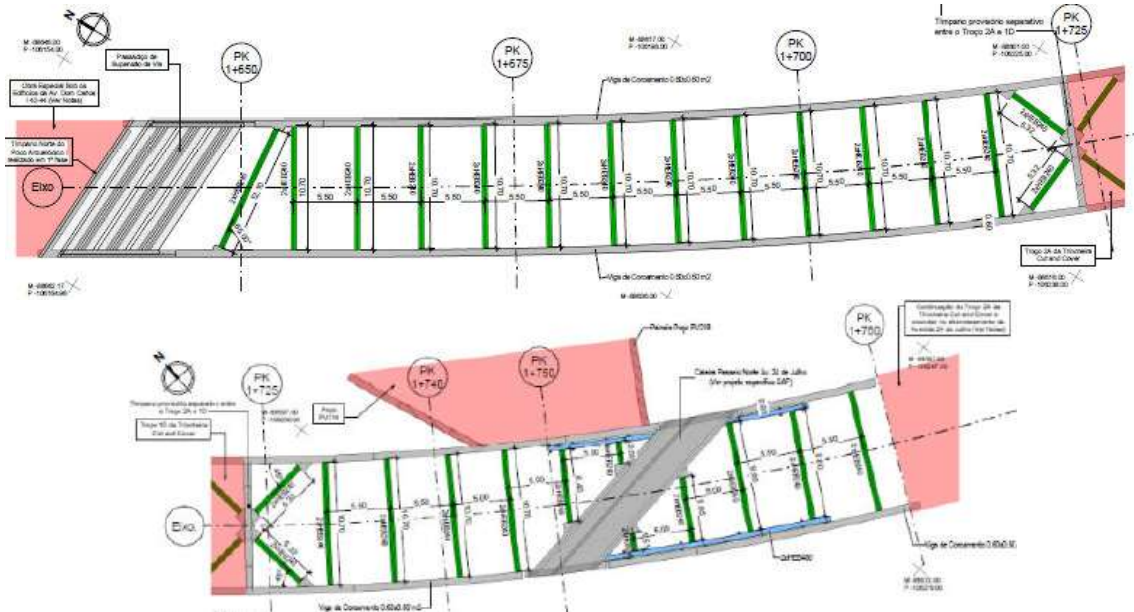


Figura 7. Contenção em Parede Moldada 600mm – Planta.

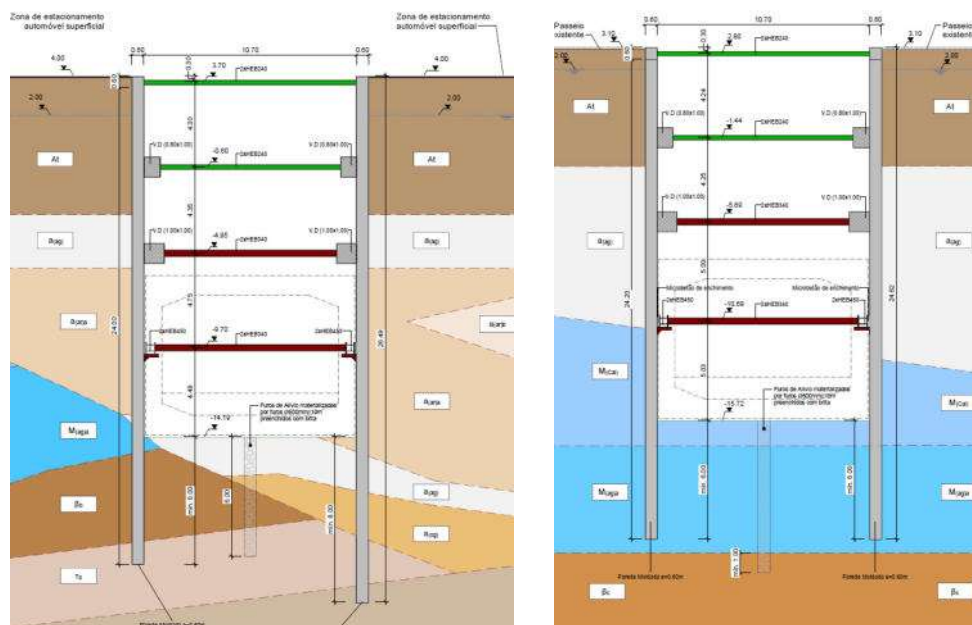


Figura 8. Contenção em Parede Moldada 600mm – Secção tipo PK1+675 (à esquerda) – Secção tipo PK 1+780 (à direita).

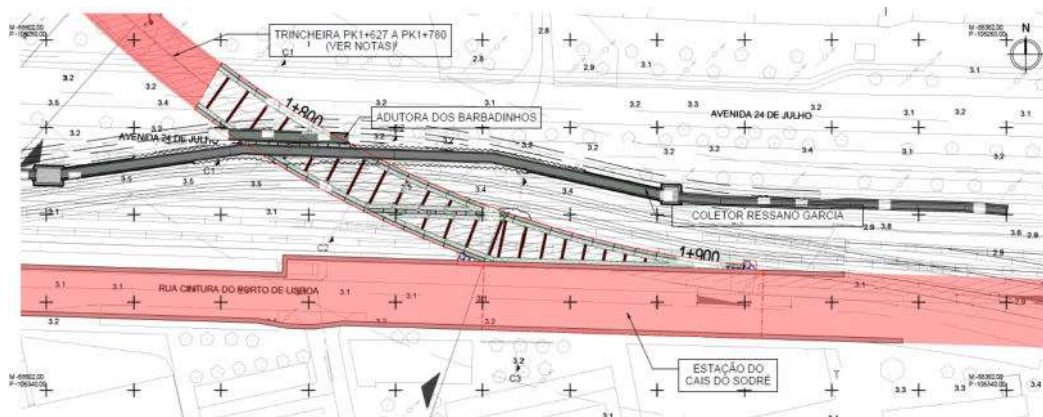


Figura 9. Contenção em Parede Moldada 800mm – Planta.

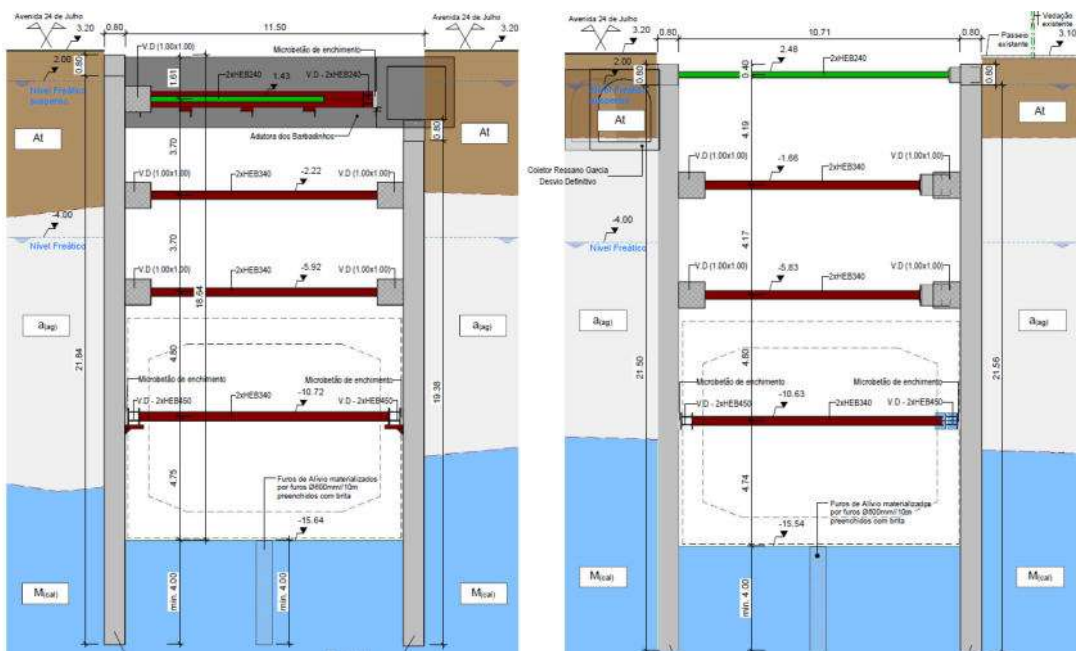


Figura 10. Contenção em Parede Moldada 800mm – Secção tipo PK 1+790 (à esquerda) e Secção tipo PK 1+820 (à direita).

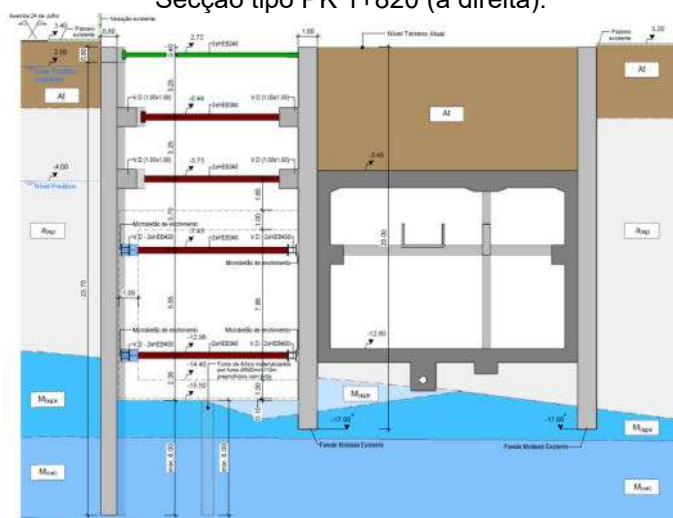


Figura 11. Contenção em Parede Moldada 800mm – Secção tipo PK1+860 (ligação ao término).

No que respeita à execução da obra no sentido longitudinal, a mesma foi executada por troços, devidamente compatibilizada com os desvios de trânsito e de infraestruturas no subsolo, sendo estes delimitados pela execução de tímpanos materializados por painéis de parede moldada. A execução de um troço subsequente pressupõe que os trabalhos relativos ao troço anterior se encontrem concluídos, nomeadamente a execução da estrutura definitiva do túnel e o aterro sobre esta para reposição das cotas atuais do terreno. Para tal, foi executado sobre a estrutura do túnel definitivo, antes da execução do aterro, um elemento com dupla função que permitirá o recalçamento dos painéis do tímpano durante a demolição da parte inferior deste como também vencerá o vão necessário pelas disposições construtivas determinadas pelas armaduras de espera.

De forma geral, a demolição do troço inferior dos painéis de parede moldada dos tímpanos foi possibilitada pela suspensão do peso próprio do seu troço superior nas vigas de distribuição existentes de ambos os lados do mesmo. Estas vigas funcionaram num vão igual à largura da trincheira para a referida carga vertical. No caso particular dos tímpanos provisórios da trincheira materializada com painéis de parede moldada de 800mm de espessura, dado o viés que os mesmos apresentam, foi necessário prever elementos de apoio adicionais para suporte do peso do troço superior do tímpano na fase da sua demolição parcial. Para o efeito, considerou-se que um conjunto de montantes HEB a instalar no interior dos painéis aquando da sua betonagem.

Estes montantes permaneceram até à execução da estrutura definitiva do túnel, sendo posteriormente cortados pelo interior do túnel, prevendo-se a necessidade de isolar os mesmos das armaduras da laje de cobertura e da laje de fundo para impedir eventuais fenómenos de corrosão decorrentes do contacto entre estes elementos.

#### **4. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO**

No dimensionamento estrutural e geotécnico das contenções provisórias foram consideradas as situações de projeto transitórias, correspondentes a condições temporárias e outras condições relacionadas com o faseamento construtivo da obra.

A análise estrutural foi realizada com base em modelos planos para o dimensionamento das secções representativas das estruturas de contenção. Os modelos adotados foram realizados com recurso ao software de elementos finitos *Plaxis 2D* da *Bentley*, o qual permite modelar a interação entre o solo e as estruturas por meio de uma análise de tensões e deformações. Os modelos de cálculo permitiram a modelação de todas as fases construtivas, metodologia essencial na análise deste tipo de estruturas, tendo sido obtidos como resultados, para além de deformações do maciço envolvente, os esforços nas estruturas de contenção em particular nas paredes moldadas e cortinas de estacas, assim como nas escoras metálicas de travamento.

Com base nos esforços obtidos, realizaram-se as verificações de segurança dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos de rotura e aos estados limites de utilização. Os esforços resistentes foram, em geral, determinados a partir de folhas de cálculo ou, em alternativa, a partir de programas de cálculo automático.

A verificação da segurança aos estados limites dos elementos de betão armado e elementos metálicos foram realizadas de acordo com as disposições da NP EN 1992-1 e NP EN 1993-1. Por sua vez, as verificações relativas à capacidade resistente do terreno de fundação foram realizadas de acordo com as disposições da NP EN 1997. Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência da estrutura

de contenção foram realizadas as verificações de segurança relativas aos elementos de contenção e escoramentos assim como as verificações geotécnicas de levantamento global do fundo de escavação e levantamento hidráulico.

Por sua vez, a verificação da segurança aos estados limites de serviço das estruturas de contenção foi efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1 para uma limitação das flechas da estrutura de contenção de  $l/500$ .

As referidas análises e verificações de segurança foram realizadas para todas as secções de análise. Na Figura 12, Figura 13 e Figura 14 apresentam-se alguns resultados das referidas análises a título de exemplo.

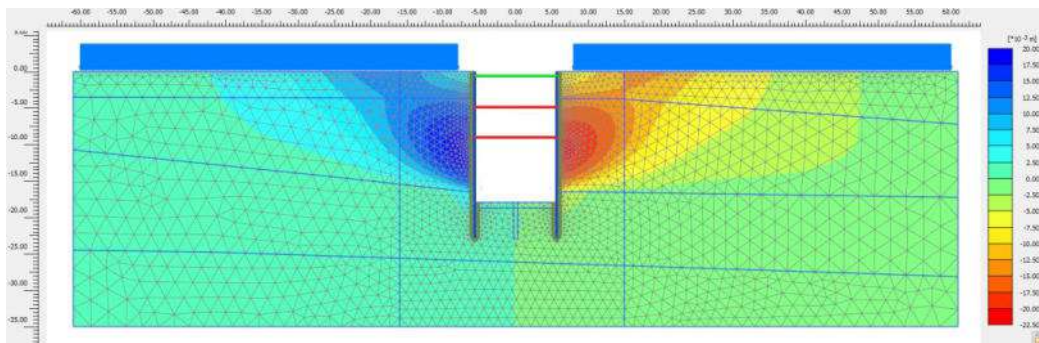


Figura 12. Modelo numérico – Deslocamentos horizontais estimados.

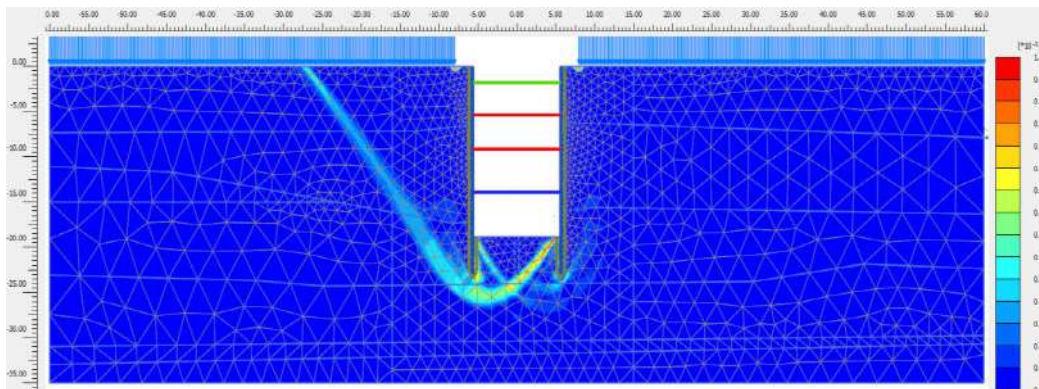


Figura 13. Modelo numérico – Mecanismo de rotura do fundo de escavação.

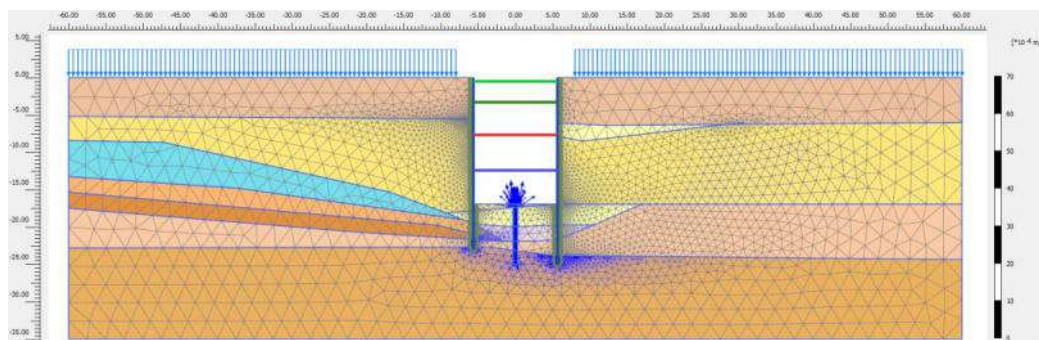


Figura 14. Modelo numérico – Estimativa de caudais afluentes aos furos de alívio.

## **5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO**

A adoção de um Plano de Instrumentação e Observação permitiu o controlo proactivo e sistemático dos trabalhos através do registo contínuo de dados, com o fim de verificar as hipóteses de projeto e, onde necessário, adaptá-lo antecipadamente de forma a garantir, sem subestimar a segurança, o cumprimento dos tempos de execução e a gestão das aleatoriedades e dos imprevistos no contexto geológico-geotécnico em que a obra se insere. Em função dos resultados obtidos, este recurso possibilita o controlo e a adaptação atempada das soluções de reforço, com consequências benéficas na minimização do risco geotécnico da obra.

Na execução do troço de túnel realizado por Cut&Cover foram instalados diversos dispositivos de monitorização por forma a assegurar o adequado acompanhamento do comportamento das estruturas de contenção e das estruturas vizinhas. Destaca-se a utilização de inclinómetros, piezómetros, prismas de reflexão total, extensómetros, marcas topográficas de nivelamento, sismógrafos, fissurómetros, entre outros.

No que diz respeito à recolha de dados, foram utilizadas estações totais robotizadas para realização das leituras dos prismas topográficos, foram utilizadas unidades de aquisição automática de dados nos dispositivos eléctricos e por sua vez, em relação aos inclinómetros foram realizadas leituras manuais. Todos os referidos dados foram centralizados em plataforma online, com visualização de resultados em tempo real e com notificações automáticas em caso de ultrapassagem dos critérios de alerta e de alarme definidos em projeto.

## **AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem ao Metropolitano de Lisboa a autorização para a redação do presente artigo. Destacam ainda que os trabalhos descritos foram projetados pelo consórcio que integra as empresas COBA e JETsj e que foram executados pelo agrupamento complementar de empresas constituído pela Mota Engil e Spie Batignolles. A fiscalização dos mesmos trabalhos foi, por sua vez, assegurada pelo consórcio que integra as empresas Consulgal e Tecnoplano.

## **REFERÊNCIAS**

Pinto, A. (2008) Soluções adotadas na Interferência nº16 da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa: Oriente – Aeroporto. In: XI Congresso Nacional de Geotecnia – SPG, Guimarães, Portugal.

**ATERROS DE COMPENSAÇÃO SOBRE SOLOS MOLES ALUVIONARES:  
SOLUÇÃO PARA LIMITAÇÃO GEOMÉTRICA DE PRÉ-CARGA NA  
PLATAFORMA LOGÍSTICA LISBOA NORTE**

**COMPENSATED EMBANKMENTS ON SOFT ALLUVIAL SOILS: A  
SOLUTION FOR GEOMETRIC CONSTRAINTS ON PRELOADING AT THE  
LISBON NORTH LOGISTICS PLATFORM**

Lopes, Miriam, *JETSj Geotecnia Lda., Lisboa, Portugal, mlopes@jetsj.com\**  
Pinto, Alexandre, *JETSj Geotecnia Lda., Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com*  
*\*autor para correspondência*

**RESUMO**

No âmbito do projeto de uma nave industrial implantada sobre depósitos aluvionares compressíveis, na Plataforma Logística Lisboa Norte (PLLN), em Castanheira do Ribatejo, tornou-se necessário adotar uma solução complementar de tratamento de terrenos junto a uma das fachadas confinantes com o arruamento existente. Nessa faixa, com cerca de 9 m de largura, os aterros de pré-carga previamente executados não atingiram a altura máxima prevista, devido a limitações impostas pelo limite da propriedade. Com o objetivo de garantir a aplicação de uma sobrecarga de utilização de 50 kPa ao nível de toda a área dos pavimentos interiores, foram estudadas duas alternativas: tratamento em profundidade com inclusões rígidas e aterros de compensação. A solução selecionada consistiu na execução de aterros de compensação em agregados de argila expandida, sob camada de agregados britados de granulometria extensa (ABGE) reforçada com geossintéticos. Esta opção permitiu reduzir o acréscimo de tensão transmitido aos solos aluvionares, assegurando que a tensão de pré-consolidação não fosse excedida, mesmo sob as cargas de serviço. O confinamento dos agregados com geogrelhas e geotêxteis de separação e filtragem conferiu rigidez à solução, minimizando o risco de assentamentos diferenciais e prevenindo a colmatação com finos. A solução mostrou-se tecnicamente eficaz e económica e ambientalmente vantajosa em contextos de restrição geométrica à execução de pré-cargas convencionais.

**ABSTRACT**

Within the scope of the design of an industrial warehouse founded over compressible alluvial deposits at the Lisbon North Logistics Platform, in Castanheira do Ribatejo, it became necessary to adopt a complementary ground improvement solution along one of the façades adjacent to an existing roadway. In this zone, approximately 9 m wide, the previously executed preload embankments did not reach the maximum design height due to property boundary constraints. To ensure the application of a service surcharge of 50 kPa over the entire area of the internal pavements, two alternative solutions were studied: ground improvement with rigid inclusions and compensated embankments. The selected solution consisted of compensated embankments using expanded clay lightweight aggregates, placed under a load transfer platform made of crushed aggregate layers reinforced with geosynthetics. This option made it possible to reduce the increase in vertical stress transmitted to the underlying alluvial soils, ensuring that the preconsolidation stress was not exceeded, even under service loading conditions. The confinement of the lightweight aggregates using geogrids, together with separation and

filtration geotextiles, provided additional stiffness to the system, minimizing the risk of differential settlements and preventing clogging by fine particles. The adopted solution proved to be technically effective and economically and environmentally advantageous in situations where geometric constraints limit the execution of conventional preload embankments.

## 1. INTRODUÇÃO

A construção de plataformas industriais sobre solos moles continua a constituir um desafio relevante da engenharia geotécnica, particularmente em zonas ribeirinhas caracterizadas por depósitos aluvionares argilosos espessos, de elevada compressibilidade e baixa resistência ao corte. Nestes contextos, a adoção de soluções de melhoramento de terreno é frequentemente indispensável para garantir níveis admissíveis de assentamentos ao longo da vida útil das estruturas, conforme evidenciado em diversos casos de estudo na PLLN (Lopes *et al.*, 2023; Pinto *et al.*, 2024).

Entre as soluções correntemente adotadas destaca-se a aplicação de aterros de pré-carga, eventualmente complementados com drenos verticais, visando acelerar a consolidação primária e aumentar a tensão de pré-consolidação dos solos moles. Contudo, a eficácia desta solução depende da possibilidade de executar aterros com geometrias adequadas, o que nem sempre é compatível com condicionamentos impostos por limites de propriedade, infraestruturas adjacentes ou arruamentos existentes.

O presente artigo descreve um caso de estudo desenvolvido no âmbito do projeto de uma nave industrial implantada na PLLN, em Castanheira do Ribatejo, onde, numa faixa com cerca de 9 m de largura junto a uma das fachadas confinantes com um arruamento existente, não foi possível executar os aterros de pré-carga até à altura inicialmente prevista. Face à necessidade de garantir uma sobrecarga de utilização da ordem dos 50 kPa nos pavimentos interiores, foram analisadas soluções complementares de tratamento do terreno, nomeadamente inclusões rígidas e aterros de compensação com agregados leves.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOTÉCNICO DO LOCAL

O empreendimento em estudo localiza-se na PLLN, em Castanheira do Ribatejo, numa zona da margem direita do estuário do rio Tejo. Do ponto de vista geológico, a área é dominada por depósitos aluvionares do Baixo Tejo, caracterizados por solos finos de elevada compressibilidade e comportamento fortemente dependente do histórico de tensões.

Com base na Carta Geológica de Portugal (Folha 30-D – Alenquer, à escala 1:50 000) e nos resultados de campanhas de prospeção geológico-geotécnica, a estratigrafia local é composta por uma camada superficial de aterros antrópicos, sobrejacente a espessos depósitos aluvionares compressíveis, que assentam sobre formações coluvionares e, em maior profundidade, sobre depósitos miocénicos mais competentes. O Quadro 1 apresenta uma síntese das principais unidades geotécnicas identificadas no local.

O nível freático encontra-se geralmente a pequena profundidade (cerca de 1,3 m a 3,5 m abaixo da superfície), sendo influenciado pelas variações do nível do rio Tejo.

Quadro 1 - Síntese do enquadramento geotécnico do local

Unidade geotécnica	Profundidade típica	Descrição	Observações
Aterros antrópicos	0 – 1,0/3,5 m	Materiais heterogêneos, predominantemente siltosos, com inclusão de cascalho	Variabilidade elevada
Depósitos aluvionares	~1,0/3,5 – >20 m	Lodos e argilas lodosas de elevada plasticidade, consistência mole a muito mole, elevado teor de matéria orgânica	Constitui o principal condicionamento geotécnico do local, devido à sua elevada compressibilidade e reduzida resistência ao corte.
Formações coluvionares	Profundidades intermédias	Argilas arenosas de consistência média	Transição para estratos mais competentes
Depósitos miocénicos	Maior profundidade	Areias e formações mais competentes	Substrato competente

### 3. TRATAMENTO DE SOLOS POR CONSOLIDAÇÃO FORÇADA E LIMITAÇÕES IDENTIFICADAS

Atendendo às características geotécnicas dos depósitos aluvionares presentes na área de interesse, nomeadamente a sua elevada compressibilidade e reduzida resistência ao corte, a estratégia global de tratamento de terreno adotada ao longo do desenvolvimento da plataforma tem assentado, de forma sistemática, na aplicação de soluções de consolidação forçada. Estas soluções visam induzir, em fase de obra, os assentamentos associados às cargas permanentes e de exploração, promovendo simultaneamente o aumento da tensão de pré-consolidação dos solos moles subjacentes.

No caso específico do lote em estudo, a solução inicialmente prevista para a fundação dos pavimentos interiores consistiu na execução de aterros de pré-carga, dimensionados de modo a mobilizar uma tensão vertical efetiva superior àquela que se previa vir a ser aplicada em fase de serviço. Esta abordagem permitiria limitar os assentamentos residuais após a construção e assegurar um comportamento adequado dos pavimentos ao longo da sua vida útil.

Os aterros de pré-carga foram concebidos com alturas variáveis, compatíveis com a topografia do terreno e com as cargas finais previstas, sendo executados faseadamente sobre a área do lote, após preparação da plataforma de trabalho e instalação dos sistemas de drenagem vertical (geodrenos verticais pré-fabricados e colunas de brita). Em grande parte da área de implantação da nave industrial, foi possível executar os aterros até às cotas máximas de projeto, assegurando a mobilização da tensão de pré-consolidação necessária.

Contudo, numa faixa com aproximadamente 9 m de largura, junto à fachada sudoeste do edifício, confinante com o arruamento existente, verificou-se a impossibilidade de executar os aterros de pré-carga até à altura inicialmente prevista (Figura 1). Esta limitação resultou da proximidade do limite de propriedade e da necessidade de garantir a estabilidade dos taludes adjacentes ao arruamento, inviabilizando a adoção das geometrias de aterro necessárias à aplicação da sobrecarga de pré-carga definida em projeto.

A redução da altura dos aterros de pré-carga nesta zona conduziu, inevitavelmente, a uma diminuição da tensão vertical efetiva mobilizada nos solos aluvionares subjacentes,

colocando em causa a garantia de que, em fase de exploração, a tensão induzida pelas cargas permanentes e pela sobrecarga de utilização dos pavimentos não ultrapassaria a tensão de pré-consolidação atingida durante a fase de tratamento do terreno.

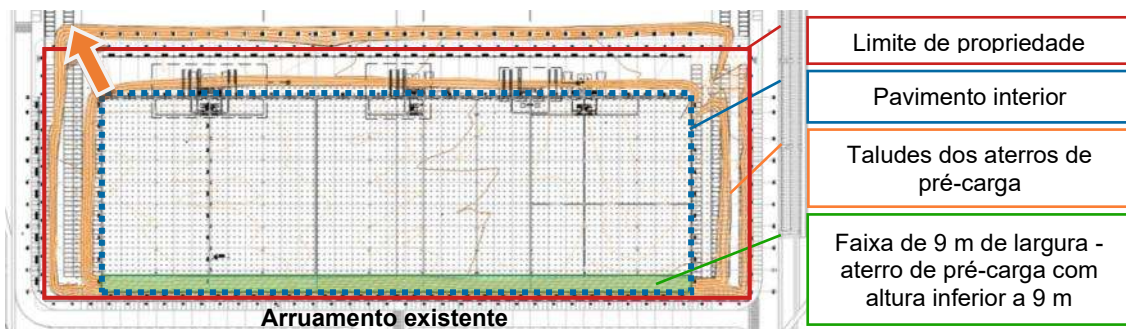


Figura 1 – Planta de implantação da estrutura a construir, sobre levantamento topográfico dos aterros de pré-carga (sem escala)

Dado que os pavimentos interiores da nave industrial foram dimensionados para uma sobrecarga de utilização da ordem dos 50 kPa, tornou-se necessário estudar uma solução complementar de tratamento do terreno na referida faixa marginal, que permitisse assegurar um nível de tensão efetiva nos solos aluvionares compatível com o comportamento pretendido, sem recorrer à execução de aterros de pré-carga adicionais de grande altura e extensão lateral.

Neste contexto, e com o objetivo de compatibilizar os requisitos de desempenho geotécnico com as restrições geométricas e construtivas existentes, procedeu-se à análise de soluções alternativas capazes de limitar o acréscimo de tensão transmitido aos solos moles, garantindo simultaneamente a funcionalidade e durabilidade dos pavimentos interiores.

#### 4. ESTUDO DE SOLUÇÕES ALTERNATIVAS

As soluções analisadas tiveram como objetivo comum assegurar que a tensão vertical efetiva transmitida aos solos aluvionares subjacentes não ultrapassasse a tensão de pré-consolidação previamente mobilizada durante a fase de pré-carga, evitando assim a ocorrência de um fenómeno significativo de consolidação adicional após a entrada em serviço do edifício. Neste contexto, foram estudadas duas alternativas principais: (i) a execução de inclusões rígidas; e (ii) a adoção de aterros de compensação com agregados leves.

As configurações conceptuais das soluções analisadas encontram-se esquematizadas nas Figuras 2 e 3, respetivamente para as soluções com inclusões rígidas e com aterros de compensação.

##### 4.1. Inclusões rígidas

A solução baseada na execução de inclusões rígidas consistia na instalação de elementos verticais de elevada rigidez, cravados até aos estratos geotécnicos mais competentes subjacentes à camada aluvionar, associados a uma plataforma de transferência de carga constituída por camadas de agregados britados de granulometria extensa (ABGE) reforçadas com geossintéticos.

As inclusões rígidas, materializadas por estacas pré-fabricadas de betão armado e, localmente, por microestacas cravadas de ferro fundido dúctil, teriam como função principal a transferência direta das cargas verticais associadas ao peso próprio da laje de pavimento, da plataforma granular e da sobrecarga de utilização para os estratos profundos mais rígidos, mitigando assim a mobilização de assentamentos nos solos aluvionares compressíveis.

Esta solução apresentava como principais vantagens a elevada capacidade de carga, a limitação eficaz dos assentamentos e a previsibilidade do comportamento em serviço. No entanto, implicava uma solução construtivamente mais complexa, com necessidade de execução de elementos estruturais profundos com comprimentos da ordem dos 30 m, bem como custos e prazos de execução significativamente superiores aos de soluções baseadas em melhoramento de terreno superficial. Acresce ainda que a sua aplicação seria condicionada por limitações de pé-direito em determinadas fases da construção da estrutura da nave industrial (Figura 2).

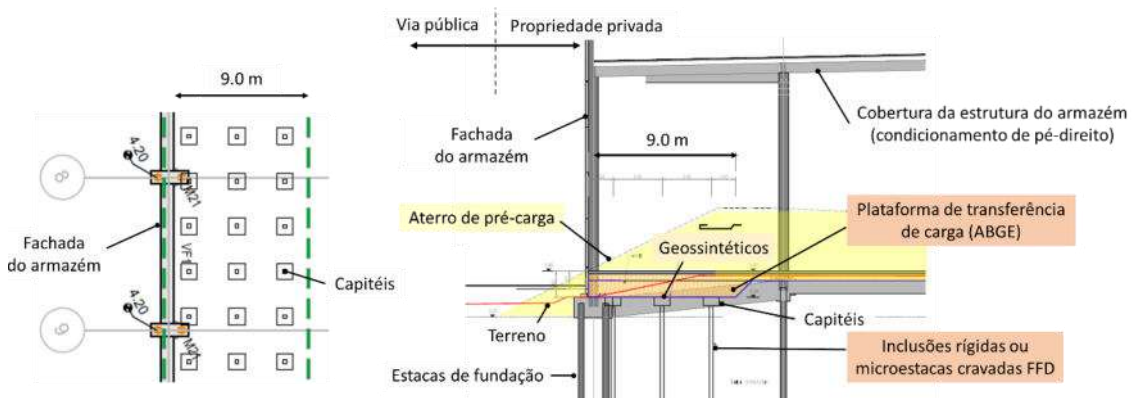


Figura 2 – Planta (esquerda) e seção transversal tipo (direita) da solução complementar de tratamento prevista com recurso a inclusões rígidas (sem escala)

#### 4.2. Aterros de compensação com agregados leves

A solução alternativa baseada na execução de aterros de compensação assentava no princípio da substituição parcial dos materiais de aterro convencionais ( $\gamma \approx 18 \text{ kN/m}^3$ ) remanescentes na plataforma após a escavação parcial das pré-cargas até cotas próximas das finais de projeto, por materiais de menor peso volúmico ( $\gamma \approx 5 \text{ kN/m}^3$ ). Esta abordagem permite, em determinadas condições, compatibilizar a aplicação de cargas de exploração relevantes com a manutenção do estado de tensões efetivas abaixo da tensão de pré-consolidação atingida durante a fase de pré-carga. A aplicação desta tipologia de solução em contextos semelhantes, nomeadamente em pavimentos rodoviários implantados sobre solos moles na PLLN, é descrita por Braz *et al.* (2024), evidenciando o seu potencial de aplicação em ambientes com condicionamentos geotécnicos e geométricos comparáveis.

No caso em estudo, a solução consistia na execução de um aterro de agregados leves de argila expandida, sobre o qual seria assente uma plataforma granular em ABGE, reforçada com geossintéticos, funcionando esta última como camada de regularização e de distribuição de cargas. A utilização de agregados de argila expandida — material produzido a partir de argilas naturais sujeitas a um processo térmico controlado — apresenta um peso específico significativamente inferior ao dos materiais granulares tradicionais, permitindo compensar parcialmente o peso da laje de pavimento, da própria plataforma granular e da sobrecarga de utilização prevista.

Para além das vantagens de ordem geotécnica e construtiva, os agregados leves de argila expandida apresentam ainda benefícios relevantes do ponto de vista ambiental, uma vez que se trata de um material de origem natural, quimicamente inerte e totalmente reutilizável após o fim de vida da obra, podendo ser reaproveitado noutras aplicações geotécnicas ou construtivas. Este aspeto contribui para a redução do impacto ambiental global da solução, particularmente quando comparada com alternativas baseadas em fundações profundas ou elementos estruturais de difícil reutilização.

Entre as principais vantagens desta solução destacam-se a simplicidade construtiva, a compatibilidade com as restrições geométricas existentes, a redução do impacto sobre os solos aluvionares e uma maior eficiência económica e ambiental quando comparada com soluções profundas de fundação. Por outro lado, o desempenho da solução depende fortemente do correto confinamento dos agregados leves, da integridade dos geossintéticos e da adequada execução das camadas granulares no topo. A configuração típica da solução de aterros de compensação adotada encontra-se representada esquematicamente na Figura 3.

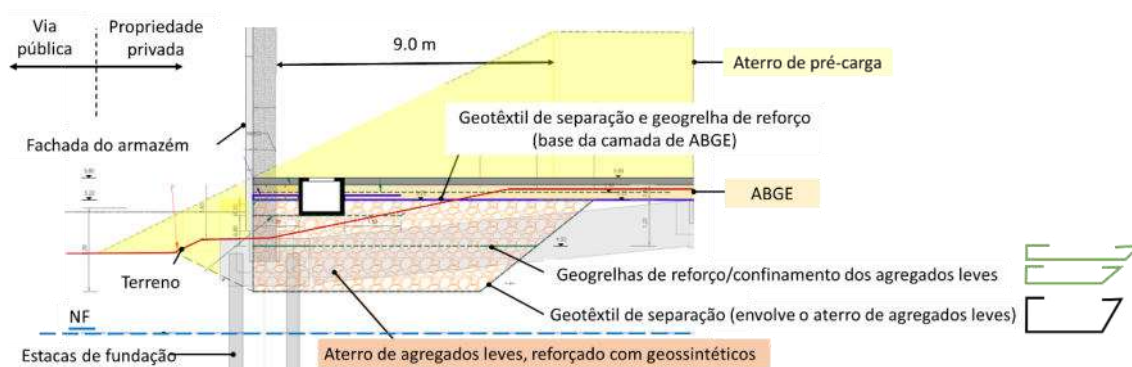


Figura 3 - Seção transversal tipo da solução complementar de tratamento prevista com recurso a aterros de compensação (sem escala)

#### 4.3. Critérios de comparação e seleção da solução

A comparação entre as soluções estudadas teve em consideração critérios de natureza geotécnica, construtiva e económica, nomeadamente: (i) a eficácia na limitação dos assentamentos em fase de serviço; (ii) a compatibilidade com as restrições geométricas e de faseamento construtivo; (iii) a robustez e simplicidade da solução; (iv) os custos globais de execução; e (v) as vantagens ambientais.

A análise comparativa evidenciou que, embora a solução com inclusões rígidas assegurasse um controlo mais direto dos assentamentos, a solução de aterros de compensação com agregados leves permitia satisfazer os requisitos de desempenho definidos, com menor complexidade construtiva, associada a prazos de execução e custos significativamente inferiores, revelando-se particularmente adequada ao contexto específico de limitação geométrica associado à execução dos aterros de pré-carga.

### 5. SOLUÇÃO ADOTADA: ATERROS DE COMPENSAÇÃO

A solução selecionada para o tratamento complementar do terreno na faixa com cerca de 9 m de largura junto à fachada sudoeste da nave industrial consistiu na execução de aterros de compensação com agregados leves de argila expandida, com alturas

variáveis, compreendidas entre os 2,0 e 4,8 m, reforçados com geossintéticos. Esta solução permitiu compatibilizar as exigências de desempenho dos pavimentos interiores com as restrições geométricas à execução de aterros de pré-carga convencionais.

### 5.1. Constituição da solução

A solução adotada é constituída, de baixo para cima, pelos seguintes elementos principais: (i) camada de separação e filtragem, materializada por geotêxtil não tecido, assegurando a função de separação entre os agregados leves, os solos aluvionares subjacentes e os materiais granulares da plataforma, bem como a prevenção da migração de finos; (ii) aterro de compensação em agregados de argila expandida, devidamente confinado com recurso a geogrelhas, constituindo o principal elemento de redução de peso da solução; (iii) plataforma granular em ABGE, executada em camadas devidamente compactadas, funcionando como camada de regularização, distribuição de cargas e suporte estrutural para a laje de pavimento, devidamente reforçada com geossintéticos, nomeadamente geotêxteis de elevada resistência à tração e geogrelhas; (iv) laje de pavimento em betão, dimensionada para as cargas permanentes e de exploração previstas.

A espessura total da plataforma granular e do aterro de compensação foi definida de forma a assegurar simultaneamente o desempenho estrutural do pavimento, em particular associado à rigidez dos solos de fundação, e a redução do acréscimo de tensão transmitido aos solos aluvionares.

### 5.2. Verificação do estado de tensões

A verificação da solução foi efetuada com base na comparação entre a tensão vertical efetiva em fase de serviço e a tensão de pré-consolidação mobilizada durante a fase de pré-carga. Para diferentes configurações representativas da altura de aterro em agregados leves, foi realizada uma estimativa dos incrementos de tensão, considerando os pesos volúnicos dos materiais e as cargas de serviço previstas. Os resultados encontram-se sintetizados no Quadro 2.

Quadro 2 - Síntese da verificação do estado de tensões para diferentes alturas de aterros de agregados leves

Parâmetro	Caso A	Caso B	Caso C
Altura de pré-carga (m)	2,40	4,00	4,50
Incremento de tensão de pré-carga ( $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ ) (kPa)	43,20	72,00	81,00
Remoção/regularização de aterro (m)	-5,00	-5,20	-4,70
$\Delta\sigma_{\text{escavação}}$ (kPa)	-90,00	-93,60	-84,60
Peso próprio ABGE (0,40 m; $23 \text{ kN/m}^3$ ) (kPa)	9,20	9,20	9,20
Altura agregados leves (m)	4,82	3,42	2,02
Peso próprio agregados leves ( $\gamma=5 \text{ kN/m}^3$ ) (kPa)	24,10	17,10	10,10
Peso próprio laje de pavimento (kPa)	4,50	4,50	14,50
Sobrecarga de utilização (kPa)	50,00	50,00	50,00
Tensão vertical inicial, $\sigma'_{v0}$ (kPa)	35,00	35,00	35,00
Tensão de pré consolidação, $\sigma'_p$ (kPa)	78,20	107,00	116,00
Tensão vertical final, $\sigma'_{v,\text{serviço}}$ (kPa)	76,00	94,20	115,20
$\text{OCR}=\sigma'_p/\sigma'_{v,\text{serviço}}$ (-)	1,03	1,14	1,01

Os resultados evidenciam que, para as diferentes configurações analisadas, a tensão vertical efetiva em fase de serviço permanece inferior à tensão de pré-consolidação mobilizada, correspondendo a valores de OCR superiores à unidade, confirmando a eficácia da solução na limitação de assentamentos por consolidação adicional.

Esta abordagem garantiu que os assentamentos residuais expectáveis em fase de exploração fossem compatíveis com os requisitos de desempenho dos pavimentos industriais, sem necessidade de recorrer a soluções profundas de fundação ou a novas fases de pré-carga com geometrias incompatíveis com o contexto existente.

Atendendo à presença de nível freático superficial, foi assegurado o confinamento dos agregados leves através de geossintéticos, garantindo a sua estabilidade mecânica e evitando deslocamentos verticais ou laterais, nomeadamente em fases transitórias de construção. A sobrecarga associada ao peso próprio da plataforma granular e da laje de pavimento assegura ainda o equilíbrio global do sistema em fase de exploração, limitando potenciais efeitos de flutuação dos agregados leves.

## **6. ANÁLISE DO DESEMPENHO E DISCUSSÃO**

### **6.1. Desempenho técnico**

A avaliação do desempenho da solução de aterros de compensação adotada foi realizada com base numa análise do estado de tensões induzido nos solos aluvionares subjacentes, complementada por uma apreciação qualitativa do comportamento esperado em termos de assentamentos totais e diferenciais dos pavimentos interiores.

Do ponto de vista teórico, a substituição de materiais de aterro convencionais por agregados de argila expandida traduziu-se numa diminuição do incremento de tensão vertical ao nível do topo dos depósitos aluvionares, permitindo que o estado de tensões em fase de serviço se mantivesse inferior à tensão de pré-consolidação previamente atingida durante a fase de tratamento do terreno. Esta condição é determinante para limitar a ocorrência de consolidação adicional primária e, conseqüentemente, reduzir os assentamentos diferidos ao longo do tempo, incluindo os por fluência.

A presença de uma plataforma granular em ABGE reforçada com geossintéticos desempenhou um papel fundamental no controlo do comportamento deformacional da solução, contribuindo para o aumento da rigidez global do sistema, uma distribuição mais homogénea das cargas e a redução do risco de assentamentos diferenciais, particularmente na transição entre a zona tratada com pré-carga convencional e a zona tratada com aterros de compensação.

Quando comparada com a solução alternativa baseada em inclusões rígidas, a solução adotada apresenta algumas diferenças relevantes em termos de filosofia de funcionamento. Enquanto as inclusões rígidas transferem as cargas verticalmente para estratos profundos mais competentes, praticamente desacoplando o pavimento dos solos aluvionares compressíveis, os aterros de compensação atuam essencialmente ao nível superficial, controlando o estado de tensões aplicado aos solos moles. Embora a solução de aterros de compensação implique uma maior dependência do comportamento dos solos aluvionares, a verificação de que a tensão de pré-consolidação não é excedida confere um nível adequado de segurança e previsibilidade ao desempenho em serviço.

Do ponto de vista construtivo, a solução de aterros de compensação revelou-se particularmente vantajosa num contexto de restrição geométrica, evitando a execução de elementos profundos de fundação com comprimentos elevados e reduzindo significativamente a complexidade da obra. Adicionalmente, os custos, económicos e ambientais, associados à solução adotada foram substancialmente inferiores aos estimados para a solução com inclusões rígidas, sem prejuízo do cumprimento dos requisitos de desempenho definidos em projeto.

Em síntese, a análise efetuada indica que a solução de aterros de compensação com agregados leves, quando devidamente concebida e executada, constitui uma alternativa tecnicamente eficaz e economicamente competitiva para o tratamento de terrenos em zonas onde a execução de pré-cargas convencionais se encontra limitada por condicionamentos geométricos ou construtivos.

## **6.2. Desempenho ambiental**

Como já referido, para além dos aspetos de desempenho geotécnico e construtivo, a seleção da solução de aterros de compensação revelou vantagens relevantes do ponto de vista da sustentabilidade ambiental. Um estudo comparativo da pegada de carbono associado a diferentes soluções geotécnicas aplicáveis em solos moles, desenvolvido no âmbito de um seminário técnico realizado em outubro de 2025, permitiu avaliar o Potencial de Aquecimento Global (GWP) das soluções de aterros de agregados leves e de melhoramento do solo com inclusões rígidas (Fernandes, 2025).

A análise, baseada em Declarações Ambientais de Produto (DAP/EPD) e em valores médios da literatura para os principais materiais envolvidos, evidenciou que a solução com agregados leves de argila expandida apresenta um valor global de emissões de CO<sub>2</sub> equivalente significativamente inferior ao da solução com inclusões rígidas, com reduções da ordem dos 20–25% no GWP total. Esta diferença resulta essencialmente da menor utilização de betão e aço, bem como da menor necessidade de transportes e maquinaria pesada associada à execução de elementos estruturais profundos.

Adicionalmente, a solução de aterros de compensação com agregados leves apresenta potencial de reutilização integral dos materiais no final do ciclo de vida da obra, reforçando o seu desempenho ambiental quando comparada com soluções de fundação indireta. Embora a análise de sustentabilidade não tenha ainda constituído um critério decisivo de seleção em fase de projeto, os resultados obtidos confirmam que a solução adotada alia vantagens técnicas e económicas a um desempenho ambiental mais favorável, em linha com as atuais exigências de sustentabilidade na engenharia geotécnica.

## **7. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

O caso de estudo apresentado ilustra a aplicação de uma solução de aterros de compensação como alternativa eficaz à solução convencional de pré-carga em contextos de construção sobre solos moles aluvionares, quando existem limitações geométricas à execução de aterros com as geometrias necessárias. No empreendimento analisado, localizado na PLLN, a impossibilidade de atingir a altura máxima de pré-carga numa faixa marginal junto a um arruamento existente motivou o estudo e a implementação de uma solução complementar de tratamento do terreno.

A adoção de aterros de compensação em agregados de argila expandida, devidamente confinados reforçados com geossintéticos, permitiu reduzir de forma significativa o acréscimo de tensão vertical efetiva transmitida aos solos aluvionares subjacentes. Esta redução revelou-se determinante para garantir que, mesmo sob a aplicação da sobrecarga de utilização de 50 kPa prevista para os pavimentos interiores da nave industrial, a tensão de pré-consolidação previamente mobilizada não fosse excedida, limitando assim a ocorrência de assentamentos adicionais em fase de serviço.

O reforço da plataforma granular com geogrelhas e geotêxteis desempenhou um papel essencial no controlo do comportamento da solução, assegurando o confinamento dos agregados leves, promovendo uma distribuição homogénea das cargas e mitigando o risco de assentamentos diferenciais, em particular nas zonas de transição com áreas tratadas por pré-carga convencional.

A comparação com a solução alternativa baseada em inclusões rígidas evidenciou que, embora estas últimas assegurem um controlo mais direto dos assentamentos através da transferência de cargas para estratos profundos mais competentes, a solução de aterros de compensação apresentou vantagens claras em termos de simplicidade construtiva, compatibilidade com as restrições geométricas existentes e eficiência económica e ambiental, mantendo níveis de desempenho adequados aos requisitos do projeto.

Destaca-se que para além das vantagens técnicas e económicas identificadas, a solução de aterros de compensação evidenciou igualmente benefícios do ponto de vista da sustentabilidade ambiental, traduzidos numa menor pegada de carbono global quando comparada com soluções baseadas em inclusões rígidas. Estes aspetos reforçam o potencial de aplicação da solução em contextos semelhantes em projetos futuros.

Conclui-se que a solução adotada constitui uma opção tecnicamente robusta e economicamente vantajosa para o tratamento de terrenos em estruturas implantadas sobre solos moles, sempre que a execução de pré-cargas convencionais se encontre condicionada. A sua aplicação deve, no entanto, ser acompanhada por uma adequada caracterização geotécnica, um dimensionamento rigoroso do estado de tensões e uma especial atenção à execução e ao confinamento dos materiais, de modo a garantir o comportamento esperado ao longo da vida útil da obra.

## REFERÊNCIAS

- Braz, I., Pinto, A e Fernandes, A. (2024). Soluções de aterros de agregados leves sobre solos moles. *Livro de Comunicações do 12º Congresso Luso-Brasileiro/ 8ªs Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia*, Lisboa, Portugal, pp. 455-466.
- Lopes, M., Pinto, A e Levita Gonçalves, A. (2023). Tratamento por consolidação forçada no lote 14 da Plataforma Logística Lisboa Norte. *Livro de atas do 18º Congresso Nacional de Geotecnia*, Évora, Portugal, pp. 443-452.
- Pinto, A, Lopes, M. e Levita Gonçalves, A. (2024). Ground improvement and special foundations at North Lisbon Logistic Platform, plot 1, Portugal. *Proceedings of the XVIII European Conference Soil Mechanics Geotechnical Engineering*, Lisboa, Portugal, pp. 2543-2546.
- Fernandes, A. R. (2025). *Sustentabilidade em Obras Geotécnicas: Estudo Comparativo*. Seminário técnico, outubro de 2025, Lisboa, Portugal.