

TRATAMENTO DE SOLOS COM RECURSO A COLUNAS DE DEEP SOIL MIXING PARA UM ATERRO SANITÁRIO EM BIGUAÇU, BRASIL

SOIL TREATMENT USING DEEP SOIL MIXING COLUMNS FOR A LANDFILL IN BIGUAÇU, BRAZIL

Braz da Silva, Nuno, *JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, nsilva@jetsj.com**

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

Felix, Marcelo, *Tecnogeo Ground, São Paulo, Brasil, marcelo.felix@tecnogeo.com.br*

Brumano, Fábio, *Tecnogeo Ground, São Paulo, Brasil, fabio.brumano@tecnogeo.com.br*

**autor para correspondência*

RESUMO

A expansão do aterro sanitário da Tijuquinha, situado no município de Biguaçu no Estado de Santa Catarina, Brasil ocorre sobre argilas moles com valores de resistência de ponta do ensaio CPTu, qt, inferiores a 1MPa e modulo edométrico, no intervalo entre 1 MPa a 3MPa. A presença de formações com fracas características de resistência e deformabilidade para a implantação do aterro sanitário, RSU, e o muro perimetral delimitador da expansão do aterro permitiu adotar uma solução de estabilização, tratamento de solos e fundação, através de colunas de solo-cimento, materializados através da tecnologia de deep soil mixing (DSM), para a expansão da área de implantação do aterro sanitário da Tijuquinha em Biguaçu, no estado de Santa Catarina, Brasil.

ABSTRACT

The expansion of the sanitary landfill of Tijuquinha, occurs on soft clays with tip resistance values of the CPTu test, qt, lower than 1MPa and edometric modulus between 1 MPa to 3MPa. The presence of formations with weak characteristics of resistance and stiffness in the peripheral wall and landfill area need to implement a solution of stabilization, soil treatment and foundation, through soil-cement columns, materialized through deep soil mixing (DSM) technology, for the expansion of the area of implementation of the Tijuquinha landfill in Biguaçu, Santa Catarina, Brazil.

1. INTRODUÇÃO

A necessidade de expansão de áreas de aterros sanitários para o crescente volume de resíduos urbanos, tratados de forma controlada implica, por vezes, necessidade de conquista de áreas em solos de fundação com características de resistência baixas o que obriga ao estudo de soluções que promovam a estabilidade das estruturas próximas, tais como muros delimitadores e a estabilidade dos taludes dos aterros sanitários. De modo a solucionar este desafio foram executadas colunas de mistura de solo-cimento em profundidade de modo a promover o aumento da resistência ao corte de todo o conjunto de solo tratado, tal como transmitir as cargas provenientes do muro de suporte, em profundidade, para as formações.

A presença de alguns fatores inibidores da hidratação do cimento, tal como um PH baixo < 5 e a presença de matéria orgânica dissolvida na água superior a 2%, obrigou a estudos adicionais para a estabilização química da mistura de cimento utilizando cimentos pozolânicos (FHWA deep soil mixing manual, 2013).

A obra situa-se no município de Biguaçu (Figura 1) sendo a área de expansão assinalada a amarelo (Figura 2).



Figura 1 – Vista geral da zona da intervenção #1

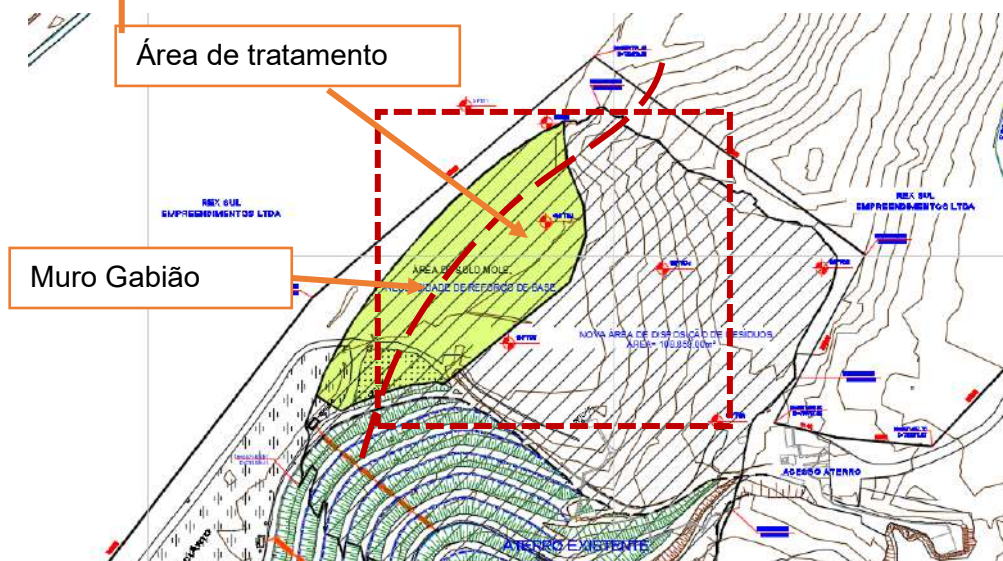


Figura 2 - Vista geral da zona da intervenção #2

2. GEOLOGIA

Para a área de intervenção foram realizadas sondagens de reconhecimento com a caracterização das diferentes litologias atravessadas e a execução de ensaios SPT tal como, a realização de ensaios CPTu com a medição das poro-pressões de modo a determinar os parâmetros geotécnicos necessários para o dimensionamento das

soluções de tratamento dos solos. Adicionalmente foram efetuadas análises químicas à água de modo a avaliar o pH da água e o teor em matéria orgânica presente nos solos e na água

A geologia local apresenta a seguinte litologia:

Aterros: materiais recentes pouco consolidados: Constituído por solos argilosos, de consistência média a rija (valores de NSPT no intervalo 4 (S1) a 12 (S7) entre os 0,00m e os 3,00m de profundidade;

Depósitos de Baía São Miguel - Holocénico: solos moles: Constituído por solos argilosos, de consistência mole a muito mole (valores de NSPT no intervalo 2 (S1) a 3 (S1), de resistência ao corte, S_u , da ordem dos 20 kPa (CPTU 26) e de resistência de ponta, q_t , da ordem dos 1MPa, entre os 3,00m e os 6,50m de profundidade;

Depósitos Residuais de Granito – Siltes arenosos: Constituído por solos siltosos argilo-arenosos, muito compactos (valores de NSPT no intervalo 17 (S7) a 50 (S1) após os 6,50m de profundidade.

Na Figura 3 podemos observa um ensaio CPTU típico da área de intervenção onde se observa resistência de ponta inferiores a 1MPa entre os 5,5m e os 10m de profundidade e com uma evidente geração de excesso de poro-pressão nessa camada de argila mole revelando um comportamento não drenado característicos destes materiais.

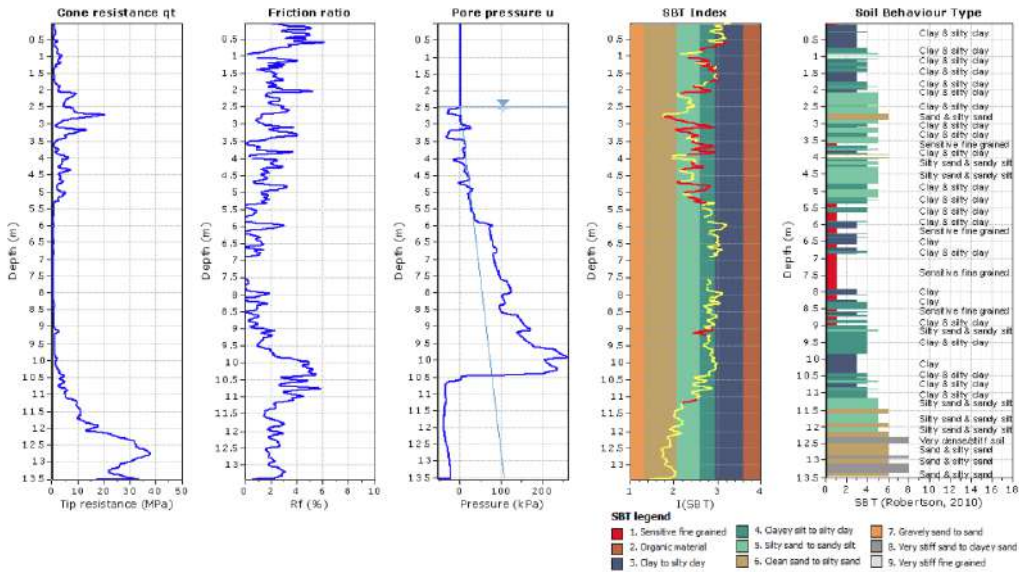


Figura 3 - Ensaio CPTU 20

Os parâmetros geotécnicos adotados para a simulação do comportamento dos solos e dos materiais interessados para as análises de estabilidade e fundação foram estimados com base nos ensaios realizados e podem ser consultados na Tabela 1.

Quadro 1 – Parâmetros do solo

Formações Modeladas	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ_h (kN/m ³)	E'_{50} (MPa)
Aterros	25,0	15,0	18,0	10,0
Depósitos de Baía S. Miguel: Solos	15,0	5,0	16,0	1,0

	moles				
Depósitos Sedimentares: Siltes arenosos		35,0	0,0	18,0	30,0
Rocha: Granitos		40,0	60,0	19,0	100,0
γ_h	Peso específico húmido;				
ϕ'	Ângulo de atrito interno;				
E'50	Módulo de deformabilidade para carregamento a 50% da tensão máxima;				
c'	Coesão drenada.				

As propriedades propostas para as colunas de DSM são de uma forma simplificada em função do solo, dosagem de cimento e definição do UCS de cálculo.

Para o presente projeto estimamos os seguintes parâmetros de resistência e deformabilidade para as colunas DSM [5]

Colunas DSM			
UCS:	1,0 MPa;		
Resistência à tração ftd:	15% UCS	0,15 MPa	
Modulo E'50:	180 MPa.		

3. SOLUÇÕES GEOTÉCNICAS ADOPTADAS

No âmbito da solução desenvolvida para a execução do aterro e construção dos muros de Gabião, o tratamento dos depósitos de Baía de consistência mole a muito mole foi obtido pela inclusão de elementos de solo-cimento. No essencial, a técnica consiste na execução de colunas de deep soil mixing (DSM), com uma seção circular de diâmetro 0,90m ($A = 0,630m^2$) e dispostos de uma forma favorável à materialização de elementos rígidos transversais ao desenvolvimento do muro de Gabiões, eficazes para a verificação da estabilização do talude projetado para o aterro sanitário da Tijuquinha.

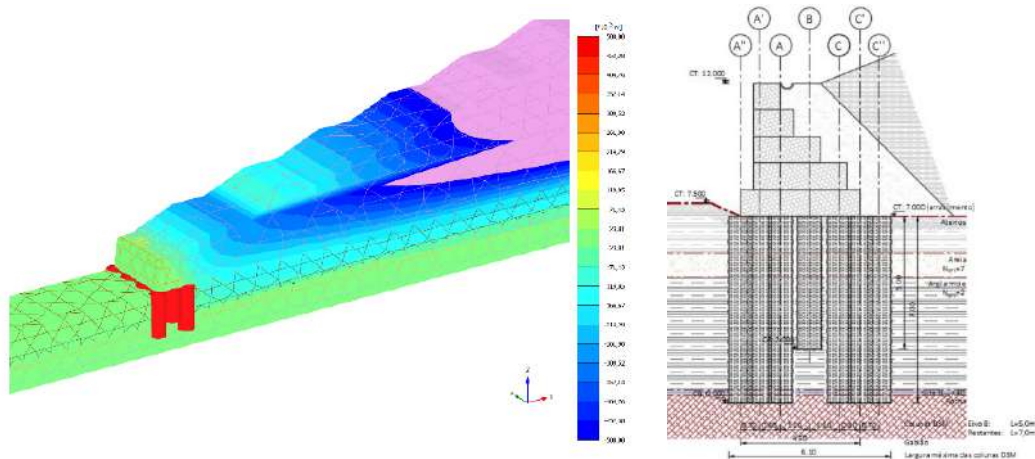


Figura 4 – Modelo Plaxis 3D e seção da solução de colunas DSM

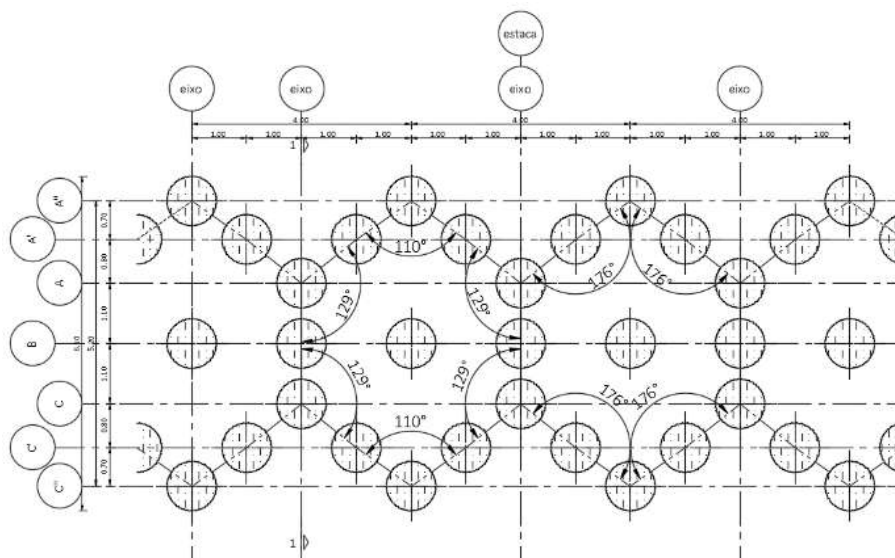


Figura 5 – Planta tipo da solução adoptada

As soluções preconizadas foram dimensionadas com recurso a modelos de elementos finitos, Plaxis 3D, para determinação dos esforços e deslocamentos compatíveis com os limites definidos no âmbito da ABNT e Eurocódigos (NP EN 1997-1:2010).

3.1. Modelagem

No dimensionamento das colunas de DSM considerou-se que a totalidade das cargas provenientes dos empuxos e do peso próprio do muro de gabiões são encaminhadas diretamente para as colunas, sem necessidade de mobilizar as formações moles.

Para a verificação da estabilidade de taludes considera-se os parâmetros equivalentes a um solo tratado recorrendo ao conceito de percentual de área melhorada (EN 14679:2005) (FHWA deep soil mixing manual, 2013).

$$a_p = \frac{A_p}{d_1 \times d_2} \quad [1]$$

$$a_p = \frac{781 \times 0,63}{309 \times 6,5} = 0,25 \rightarrow 25\% \quad [2]$$

Onde:

ap: Percentual de área melhorada;
 Ap: Area da coluna DSM;
 d1, d2: comprimento x largura.

A opção por adotar uma malha de colunas com a criação de elementos rígidos perpendiculares ao talude pode ser facilmente entendido na Figura 6, onde se opta pela materialização de paredes rígidas por forma a melhorar a resistência ao corte das superfícies circulares de rotura.

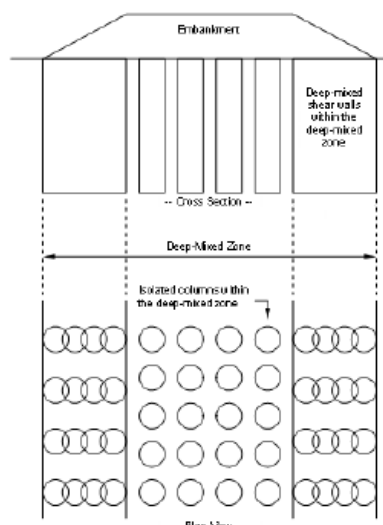


Figura 6 – Malhas típicas de arranjo das colunas

Determinação do valor característico da resistência à compressão simples, aos 28 dias com base numa distribuição lognormal (NP EN 1997-1:2010) (EN 14679:2005) (FHWA deep soil mixing manual, 2013):

$$qu_{ck} = \overline{UCS} - k\sigma \quad [3]$$

$$qu_{ck} = 1,0 - 1,1 \times 0,1 = 0,89 MPa \quad [4]$$

3.2. Análise numérica

A análise numérica de tensão x deformação foi efetuada em Plaxis 3D com o objetivo de discretizar as colunas de DSM com elementos de volume e sobre os quais são determinados os esforços ao longo do seu eixo a partir das tensões geradas durante a simulação do processo construtivo.

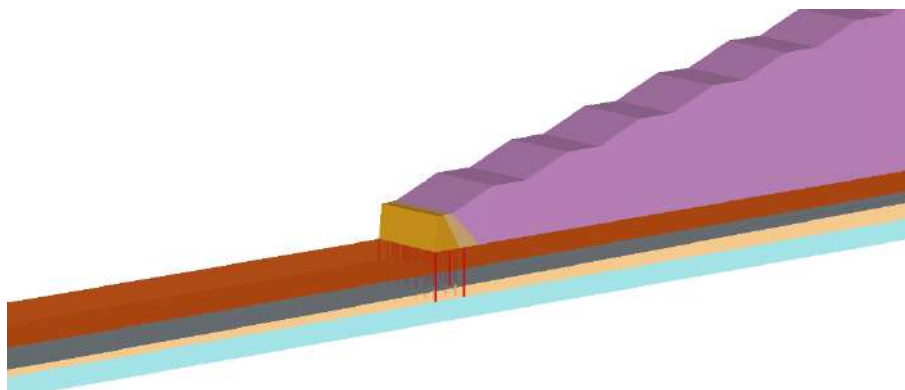


Figura 7 - Modelo de cálculo

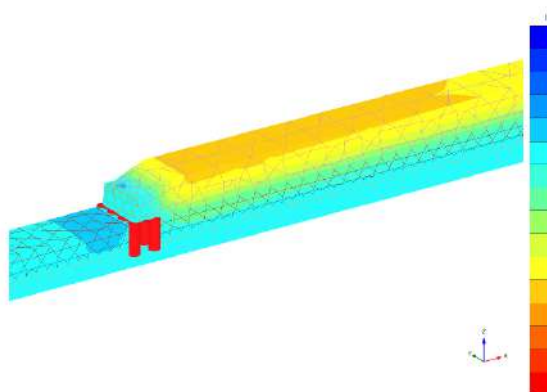


Figura 8 - Assentamentos após construção do muro de Gabiões, $\delta = 9\text{mm}$

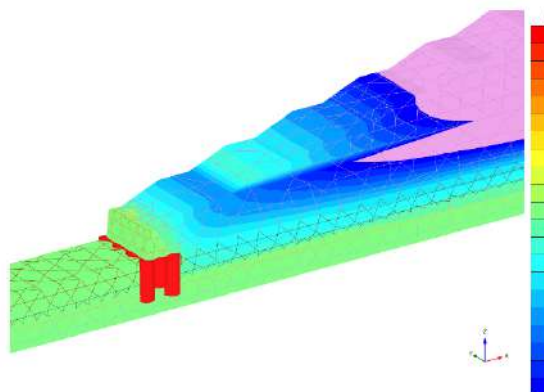


Figura 9 - Assentamentos a longo-prazo, $\delta = 11\text{mm}$

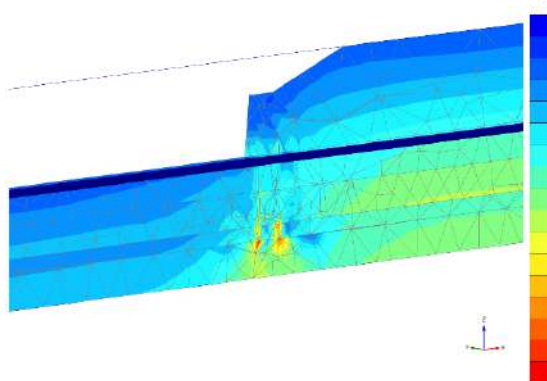


Figura 10 - Tensões deviatórias

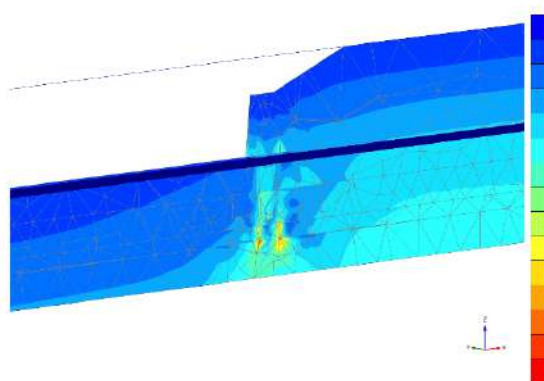
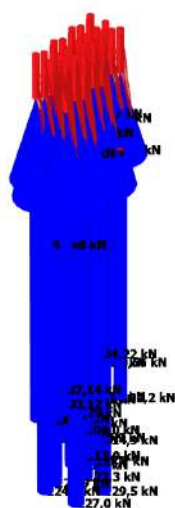


Figura 11 - Tensão efetiva máxima de 530kPa na base das colunas DSM

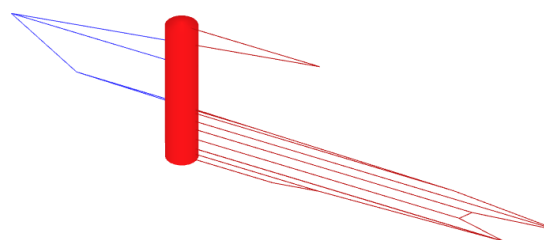


Axial forces N (scaled up 0,0500 times)

Maximum value = -10,32 kN (Element 272 at Node 63385)

Minimum value = -368,8 kN (Element 70 at Node 62961)

Figura 12- Esforços de compressão



Shear forces Q_{12} (scaled up 0,500 times)

Maximum value = 11,92 kN (Element 273 at Node 63387)

Minimum value = -26,39 kN (Element 275 at Node 63391)

Figura 13- Esforços de corte

Na Figura 8 à Figura 13 podemos observar os principais resultados obtidos, no modelo, onde se evidencia o controle de tensões atuantes na base das colunas, no contato, com os solos residuais. Da mesma forma podemos observar que as forças de compressão estão dentro do limite proposto para a solução (NP EN 1997-1:2010).

$$N_{Rd} = \frac{q_{u_{ck}}}{\gamma_m} A = \frac{890}{1,5} \pi \frac{0,90^2}{4} = 377kN \geq N_{Sd} = 369kN \quad [5]$$

Relativamente aos esforços de corte, a verificação da segurança dá-se da seguinte forma:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \times 0,15 \times q_{u_{ck}}}{\sqrt{3} \times \gamma_m} = \frac{0,63 \times 0,15 \times 890}{\sqrt{3} \times 1,5} = 32,4kN \geq V_{Sd} = 26,4kN \quad [6]$$

Os assentamentos máximos obtidos a longo-prazo para as colunas DSM foram os seguintes:

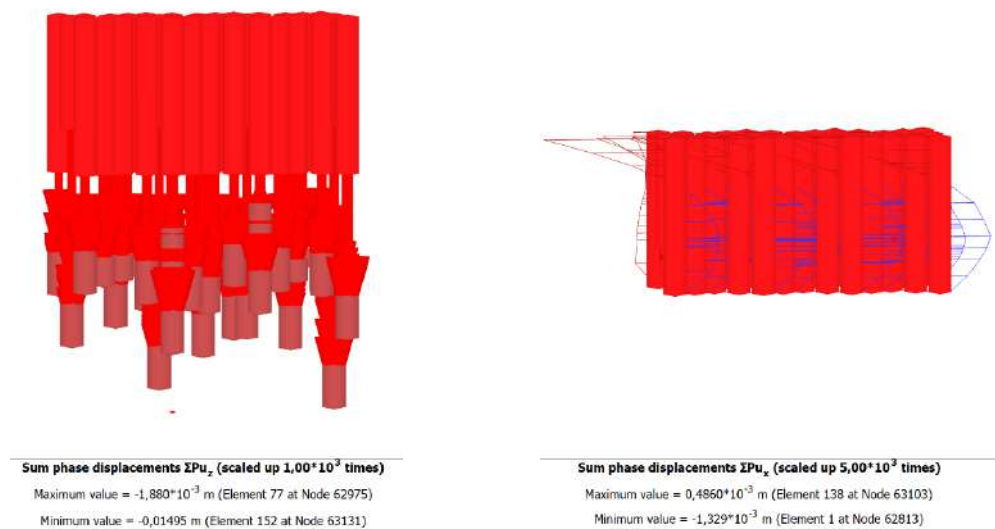


Figura 14 - Assentamentos e deslocamentos horizontais

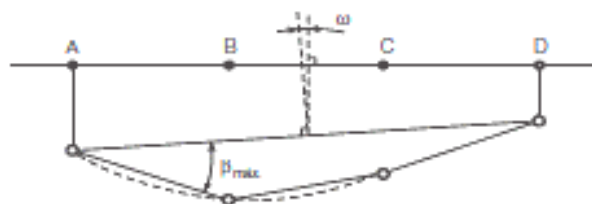


Figura 15 - Assentamento diferencial máximo, $\beta_{\text{máx}}$

Assentamento Absoluto:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 15\text{mm} \leq 20\text{mm} \text{ (Valor de refer\^encia)} \quad [7]$$

Assentamento diferencial, considera-se um valor $\beta < 1/500$, pelo que obtemos,

$$\beta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{500} = \frac{2}{500} = 4\text{mm} \geq \delta = 2\text{mm}/0,70\text{m} = 2,90\text{mm} \quad [8]$$

A verifica\c{c}\~ao da seguran\c{c}a para a estabilidade do talude ocorre com um valor de Fator de Seguran\c{c}a, $FS = 1,60$.

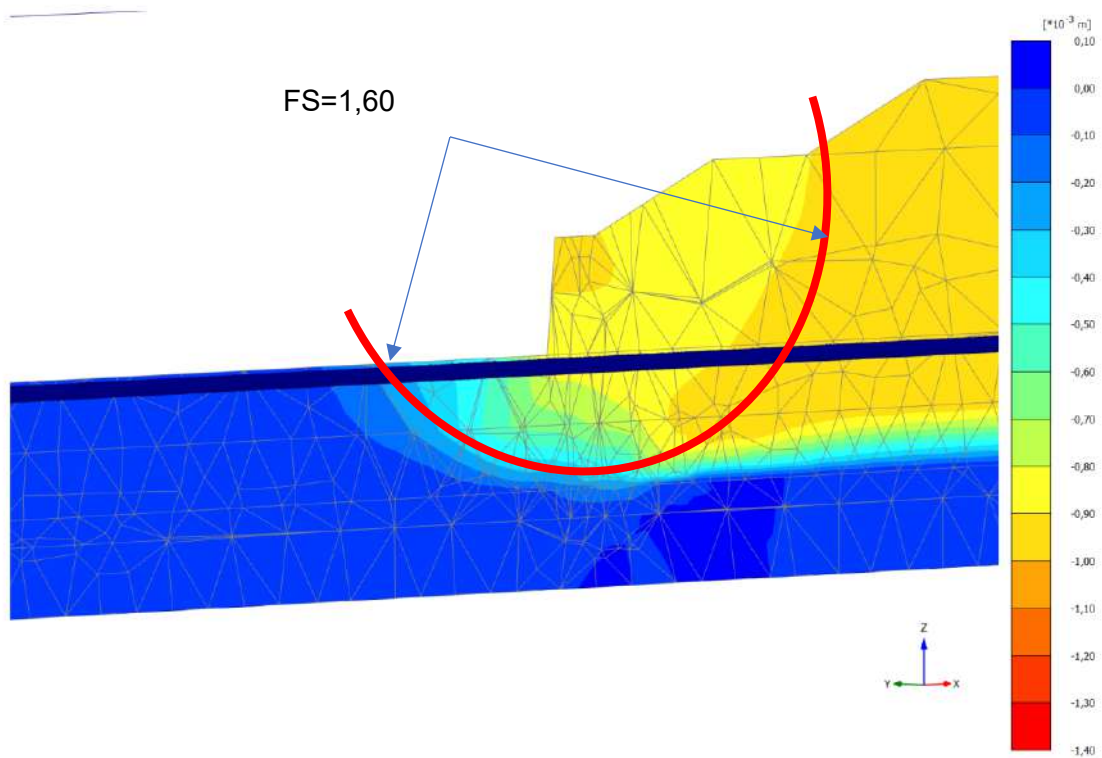


Figura 16 – Fator de Seguran\c{c}a global, $FS = 1,60$

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao Dono de Obra: VEOLIA PROACTIVA, e ao empreiteiro especialista geotécnico TECNOGEO GROUND pela permissão para a redação e apresentação do presente artigo.

REFERÊNCIAS

EN 14679:2005 Execution of Special Geotechnical Work – Deep Mixing
FHWA deep soil mixing manual Federal Highway Administration Design Manual (2013)
Deep Mixing for Embankment and Foundation Support. U.S. Department of
Transportation, Federal Highway Administration
NP EN 1997-1:2010 Eurocódigo N°7 – Projeto de Estruturas Geotécnicas.
Rutherford, Cassandra Janel (2004). Design manual for excavation support using deep
mixing technology. Master's thesis, Texas A&M University. Texas A&M University

EXECUÇÃO DE POÇOS DE GRANDE DIÂMETRO EM MEIO URBANO RESERVATÓRIOS “NADO 1” E “VILARINHO 2”, EM BELO HORIZONTE, MINAS GERAIS

DEPTH RESERVOIRE EXCAVATION IN URBAN AREAS RESERVOIRS "NADO 1" AND "VILARINHO 2", IN BELO HORIZONTE, MINAS GERAIS

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

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

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

**autor para correspondência*

RESUMO

O presente artigo tem como objetivo apresentar o desafio geotécnico e estrutural, de projeto, para a execução de dois reservatórios inseridos no sistema de controle de cheias da cidade de Belo Horizonte. Trata-se de uma obra de escavação profunda em meio urbano, compreendendo a escavação de três poços secantes com cerca de 33m de profundidade, numa área de implantação de aproximadamente 3.500,00m². Foram realizados modelos de tensão-deformação em ambiente Plaxis 3D considerando uma parametrização geotécnica estimada a partir da análise conjunta de ensaios in situ e de laboratório. O projeto foi desenvolvido em ambiente BIM, contemplando a integração geotécnica e estrutural a partir da interpolação dos modelos geológicos definidos no GEO5, a definição geométrica da obra em REVIT e a modelação do aço em TEKLA. Deste modo foi possível integrar as diferentes especialidades num ambiente colaborativo singular, compatibilizando-as, desde o início, em fase de projeto. As análises geotécnicas e estruturais foram desenvolvidas num modelo de interação solo-estrutura único, onde os esforços desenvolvidos, nas diversas fases de escavação, são função da evolução da deformabilidade do conjunto “estrutura + solo”. Posteriormente, durante a execução da obra, serão realizadas as retroanálises onde serão comparados os resultados obtidos através dos diferentes instrumentos instalados no campo com os obtidos dos modelos numéricos (método observacional).

ABSTRACT

This paper aims to present the geotechnical and structural design challenge for the construction of two reservoirs inserted in Belo Horizonte's flood control system. It is an urban excavation comprising the execution of three secant circular shafts around 33m deep, in an area of approximately 3,500.00 m². Stress-strain models were performed in Plaxis 3D with a geotechnical parameterization estimated from the combined analysis of in situ and laboratory tests. The project was developed in a BIM environment, considering geotechnical and structural integration from the interpolation of geological models defined in GEO5, the geometric definition in REVIT and the steel modelling in TEKLA. Thus, it was possible to integrate the different engineering subjects in a unique collaborative environment, making them compatible, from the beginning, in the design stage. Geotechnical and structural analyses were developed in a single model, where the stress-strains estimated in the various excavation phases are a function of the evolution of the stiffness of the “structure + soil” interaction. Later, during the field works, retro-analysis will be carried out comparing the results obtained through the

different monitoring instruments installed in the field with those obtained from the numerical models (observational method).

1. INTRODUÇÃO

As escavações de grande profundidade ($h > 30\text{m}$) introduzem uma significativa alteração do estado de tensão em repouso do solo, onde por vezes, as principais referências de dimensionamento e controle dos resultados obtidos em diversos modelos de cálculo não são suficientes para a segurança estrutural e geotécnica da obra tal como o controle de danos nas estruturas confinantes. A execução de dois reservatórios de grandes dimensões na área de Vilarinho (Figura 1) e Nado (Figura 2), inseridos numa região densamente povoada da cidade de Belo Horizonte, resultou numa complexa interação solo-estrutura tendo em conta diversos fatores tais como: simetria estrutural, assimetria geológica-geotécnica, análise de fluxo e estabilidade do fundo de escavação (rotura hidráulica) através de formações permeáveis, faseamento construtivo da obra e controle da bacia de recalques da envolvente. Nesse contexto faz-se necessário análises tridimensionais de modo a obter resultados com maior confiabilidade e uma interação solo-estrutura adequada (Hou et al, 2009).

No presente artigo iremos abordar as investigações geotécnicas mais adequadas com vista a alimentar corretamente os parâmetros de resistência e deformabilidade dos modelos constitutivos hiperbólicos com enrijecimento plástico (Hardening Soil Model, HSM Plaxis 2021) tal como os modelos de tensão deformação realizados em Plaxis 3D e sua análise e interpretação com vista a um correto dimensionamento da obra geotécnica e estrutural. Por fim abordaremos o Plano de Instrumentação e Monitoramento da obra de modo a aplicarmos o método observacional e termos um pleno controle da obra durante a evolução do seu faseamento construtivo.



Figura 1 - Reservatório Vilarinho



Figura 2 - Reservatório Nado

2. MODELO GEOLÓGICO E ZONAMENTO GEOTÉCNICO

2.1. Geologia

Com base na Carta Geológica de Belo Horizonte, folha SE.23-Z-C-V1, à escala 1:100 000, e respetiva Nota Explicativa, desenvolvida no âmbito do “Programa levantamentos geológicos básicos do Brasil” (1), constata-se que a zona de estudo se localiza numa formação datada do Arqueano, designado por “Complexo Belo Horizonte – Ab”. Segundo (1), a unidade litoestatigráfica “Complexo Belo Horizonte” é constituído por “(...) gnaisses cinzentos frequentemente com um bandamento

composicional e feições de migmatização.” “Os gnaisses do Complexo Belo Horizonte em geral mostram-se bastante intemperizados, mormente em se tratando da região metropolitana, onde o relevo é arrasado, ocorrendo boas exposições em pedreiras. Muitas vezes essas rochas formam cúpulas ou pães-de-açúcar, conforme observado na região de Ravena. O solo é arenoso a argilo-arenoso róseo, às vezes um verdadeiro saibro esbranquiçado, nos estágios iniciais de meteorização.”

2.2. Investigações geotécnicas realizadas

De forma a obtermos o pleno conhecimento das formações geológicas de ambos os locais de escavação, tendo com premissa a carta geológica da região, foram realizados diferentes tipos de prospeção visando a identificação da natureza, da possança e estrutura geológica das formações constituintes do substrato a intersectar pela escavação associada à construção dos reservatórios “Nado 1” e “Vilarinho 2”, bem como das suas características geomecânicas, foram realizados, em ambas as áreas de intervenção, um conjunto de trabalhos de prospecção mecânica, prospecção geofísica, e de ensaios in situ. Nomeadamente:

- a) Sondagens percussivas associadas a ensaios de penetração dinâmica do tipo SPT (Standard Penetration Test);
- b) Sondagens mistas associadas a ensaios de penetração dinâmica do tipo SPT (Standard Penetration Test);
- c) Ensaios de permeabilidade in situ, de infiltração em solos e de perda de água sob pressão em rocha;
- d) Ensaios in situ de palheta (Vane test);
- e) Ensaios in situ de pressiómetro (PMT);
- f) Ensaios in situ de dilatômetros de Marchetti (DMT);
- g) Ensaios in situ do tipo Crosshole;
- h) Ensaios in situ do tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).

Em função dos resultados obtidos, foram definidas as seguintes zonas geotécnicas com características e comportamento semelhante.

3. PARAMETRIZAÇÃO GEOMECÂNICA

3.1. Envolvente de rotura

As envolventes de rotura de Tresca, definidas para ZGC1 e ZGC2, foram estimadas através dos resultados dos ensaios in situ de palheta, e a partir de correlações empíricas baseadas nos ensaios de penetração dinâmica (SPT), apresentadas no relatório nº1, respetivamente.

3.2. Módulo de deformabilidade

Refere-se que os valores do módulo de distorção inicial (na gama das muito pequenas deformações), partiu dos valores de velocidade de ondas cisalhantes aferidos por métodos geofísicos. Relativamente aos valores dos módulos de deformabilidade secante (E') e de compressão unidimensional (E_{oed} , refere-se que, no que concerne às zonas ZGB e ZGC, a sua estimativa, teve por base os resultados dos ensaios in situ de pressiómetro de Ménard (PMT) e dilatômetro de Marchetti (DMT). Já a estimativa do módulo de deformabilidade secante do maciço rochoso (zona geotécnica ZGA), partiu de informação reportada na bibliografia da especialidade.

3.3. Estado de tensão in situ

Os valores do coeficiente de empuxo em repouso e razão de pré-adensamento foram estimadas através dos ensaios de dilatômetro de Marchetti (DMT), para os depósitos de solos de origem aluvionar/coluvionar (ZGC1).

3.4. Propriedades hidráulicas

As permeabilidades horizontais correspondem aos valores médios obtidos nos ensaios de permeabilidade in situ, para cada uma das zonas geotécnicas consideradas. Para os solos de origem sedimentar e antrópica (ZGC1 e ZGC2), considerou-se um rácio entre a permeabilidade na direção horizontal e vertical de dois. Para as restantes zonas geotécnicas adoptou-se uma permeabilidade isotrópica.

Quadro 1 - Tabela síntese de parametrização geomecânica para solos

I.D.	Descrição	γ_{dry}	γ_{sat}	Envoltória de rotura				Deformabilidade					Estado de tensão in situ		Parâmetros hidráulicos	
				Mohr-Coulomb		Tresca		Grandes deformações		Muito pequenas deformações			K_0	OCR	k_x	k_y
				ϕ'	c'	S_u	$S_{u,r}$	E'	E_{oed}	u	V_s	G_0				
		[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]	[MPa]	[-]	[-]	[cm/s]	[cm/s]
ZGC.2	Depósitos de aterro	17	18	27	0	37,6	-	14	17,5	0,20	211	76	1	-	$1,96 \times 10^{-5}$	$9,82 \times 10^{-6}$
ZGC.1	Depósitos coluvionares	16	17	30	0	60	25	12,5	15,6	0,30	228	83	1	2 a 3	$3,66 \times 10^{-5}$	$1,83 \times 10^{-5}$
ZGB.3	Solos de alteração (N<30)	18	19	31	0	-	-	54	70,9	0,30	279	140	0,48	-	$3,28 \times 10^{-5}$	$3,28 \times 10^{-5}$
ZGB.2	Solos de alteração (30<N<60)	20	21	34	0	-	-	96	120	0,30	579	670	0,44	-	$4,08 \times 10^{-5}$	$4,08 \times 10^{-5}$
ZGB.1	Solos de alteração (N>60) / Gnaiss (A5/C5)	21	22	39	0	-	-	1056	-	0,30	597	748	0,37	-	$6,13 \times 10^{-4}$	$6,13 \times 10^{-4}$

Quadro 2 - Tabela síntese de parametrização geomecânica para rochas

Quadro 2 – Tabela síntese de parametrização geomecânica para rochas																		
I.D.	Descrição	γ_{dry}	γ_{sat}	σ_{ci}	Envoltória de rotura										Deformabilidade	Estado de tensão <i>in situ</i>	Parâmetros hidráulicos	
					Hoek-Brown						Mohr-Coulomb							
					G_{SI}	m_i	D	m_b	s	a	ϕ'	c'	E_i	E'			ν	K_0
		[kN/m ³]	[kN/m ³]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[cm/s]	[cm/s]
ZGA.2	Gnaiss (A4/C4)	24	25	16 0	2 5	2 8	0	1,92 3	0,00 024	0,53 127	63, 6	345	42000	2753	0,2 2	0,28	2,81 x10 ⁻³	2,81 x10 ⁻³
ZGA.1	Gnaiss (A3/C3) a (A1/C1)	26	27	16 0	3 7	2 8	0	2,95 1	0,00 091	0,51 393	66, 5	518	42000	5979	0,2 2	0,28	5,03 x10 ⁻³	5,03 x10 ⁻³

4. FERRAMENTAS BIM

4.1. Introdução

Tendo em conta o desenvolvimento e a importância do uso de ferramentas BIM na construção civil optou-se, desde início, em realizar este projeto em ambiente colaborativo, integrando e compatibilizando a geometria da estrutura do reservatório e

estruturas anexas com a sua armadura, e compatibilizando a estrutura com o ambiente geológico-geotécnico circundante. O desenvolvimento do projeto em ambiente BIM permitiu identificar.

O desenvolvimento do projeto em ambiente BIM permitiu ainda identificar diversas incompatibilizações, as quais foram atempadamente corrigidas antes do projeto passar a obra.

4.2. Modelação da geometria

Tendo por base os desenhos do projeto básico estrutural realizado em AutoCAD, optou-se por realizar a modelação geométrica da estrutura do reservatório e estruturas acessórias no Revit.

As paredes moldadas do reservatório foram modeladas como elementos do tipo Generic Model, as vigas de coroamento, vigas de cobertura Escoras e anéis como Structural Framing os pilares interiores e as colunas de jetgrouting como Structural Column, as pré-lajes como elementos do tipo Floor e as fundações dos pilares como elementos do tipo Structural Foundation.

Por forma a tornar o projeto mais completo e a extrair de uma forma mais simples as quantidades de materiais dos diversos elementos constituintes do reservatório, nomeadamente a forma, o betão e o aço, foram criadas diversas fases, simulando de uma forma simplista a construção do reservatório. Assim, foram definidas as seguintes fases:

- a) Existente – Topografia existente;
- b) Terraplanagens – Terraplenagem necessária para atingir a cota de trabalho;
- c) Muro-guia – Execução da Muro-guia para auxiliar a execução das paredes moldadas;
- d) Lamelas + JET – Execução das lamelas das paredes moldada e das colunas de jetgrouting;
- e) Viga de Coroamento – Execução da viga de coroamento que liga todas as paredes moldada;
- f) Anéis + Escoras – Execução faseada dos anéis da contenção e respetivas Escoras (Figura 3);
- g) Fundações + Pilares – Execução das fundações e respetivos pilares interiores de apoio à cobertura;
- h) Vigas de cobertura – Colocação das vigas de cobertura pré-moldadas;
- i) Lajes de cobertura – Colocação das pré-lajes e betonagem da lâmina de compressão (Figura 4).

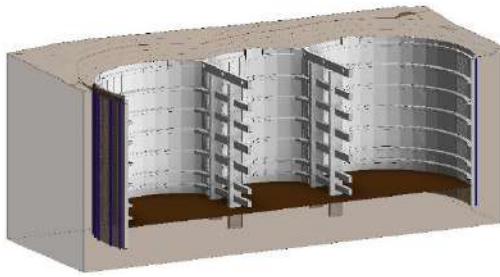


Figura 3 - Corte longitudinal da estrutura do reservatório após toda a escavação do interior e execução dos anéis e Escoras.

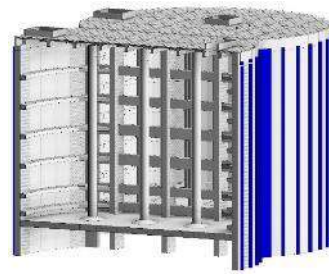


Figura 4 - Corte transversal da estrutura do reservatório após execução da estrutura da cobertura.

A modelação da estrutura conseguiu ser rápida e eficiente dada a simetria do reservatório em relação aos dois eixos principais e à repetição de diversos elementos ao longo da altura.

4.3. Modelação da geologia

Por forma a realizar uma avaliação mais correta dos materiais intersetados pelas paredes moldada, assim como aferir os diversos volumes de escavação desses materiais e a posição do nível freático existente, optou-se por efetuar uma modelação tridimensional da estrutura geológica tendo por base o plano de prospeção realizado.

Esta modelação foi feita através da ferramenta de Estratigrafia do GEO5, a qual permite, através da introdução de diversos dados de ensaios de campo pontuais (sondagens, poços, CPT, DPT, SPT, DMT e PMT), interpretar e gerar um modelo geológico composto por um conjunto de superfícies que forma o terreno na zona dos reservatórios (Figura 5 e Figura 6).



Figura 5 - Estratigrafia gerada pelo GEO5 após a inserção dos dados dos ensaios geotécnicos.

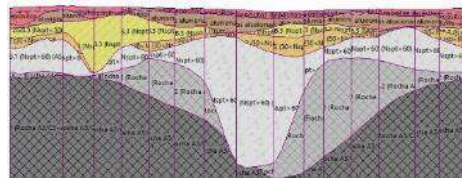


Figura 6 - Corte longitudinal da estratigrafia existente na zona do reservatório.

Esta informação é colocada no programa através da georreferenciação com coordenadas X, Y e Z, por forma a possibilitar a exportação posterior do GEO5 para o Revit através do formato universal IFC (Figura 7).

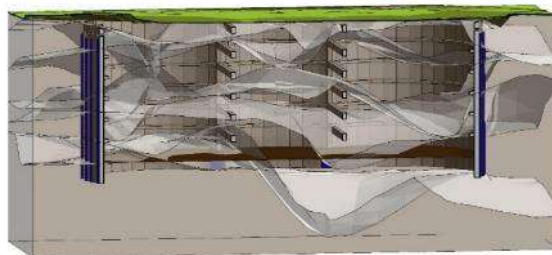


Figura 7 - Interfaces entre unidades geotécnicas realizadas no GEO5 e exportadas para o Revit em formato IFC.

4.4. Modelação do aço

Os varões dos elementos constituintes do reservatório foram modelados no Revit e no Tekla possibilitando a perfeita e total compatibilização entre elementos para que, em fase de obra, não existissem quaisquer dúvidas ou erros na montagem dos varões (Figura 8 e Figura 9). Esta modelação, apesar de morosa, apresenta inúmeras vantagens para o executante, pois permite avaliar de uma forma muito clara e precisa todos os detalhes de barras necessários no projeto, bem como as quantidades para cada tipo de elemento.

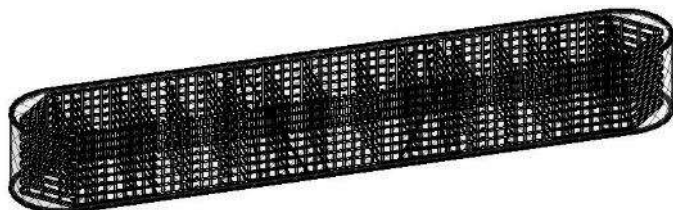


Figura 8 - Modelação em Revit das lamelas da parede moldada.

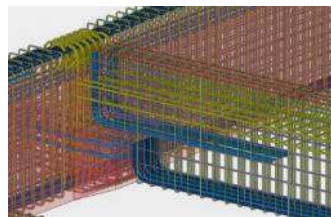


Figura 9 - Modelação da cobertura do reservatório em TEKLA.

5. MODELOS NUMÉRICOS

A análise efetuada consistiu na realização de um modelo tridimensional que engloba a totalidade da estrutura de contenção, bem como as estruturas e infraestruturas vizinhas. A geometria do modelo de cálculo numérico, foi definida atendendo à interpretação da informação proporcionada pelos trabalhos de prospeção geológica e geotécnica. O domínio de análise, em planta, corresponde a uma área de 385m (direção x) x 365m (direção y). Em altura (direção z), refere-se que o modelo apresenta uma dimensão de 133m, garantido assim uma distância de 94m da face inferior do modelo à cota final de escavação. Refere-se que a dimensão do modelo de cálculo foi definida de modo a anular os efeitos das fronteiras para os resultados das análises. A malha de elementos finitos utilizada resultou de um refinamento progressivo de forma a avaliar os efeitos da mesma para os resultados.

Na Figura 10 apresenta-se a geometria e malha de elementos finitos do modelo desenvolvido.

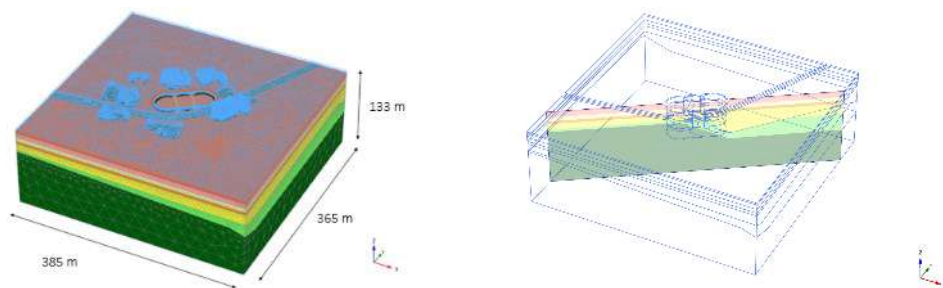


Figura 10 - Geometria e malha de elementos finitos do modelo tridimensional de cálculo (PLAXIS 3D)

As paredes de contenção, anéis e laje de fundo foram modeladas através de elementos do tipo "Plate", com comportamento linear elástico. As ligações entre painéis de parede moldada foram consideradas rotuladas. No que aos pórticos de

travamento diz respeito, refere-se que as escoras e pilares foram modelados através de elementos tipo “Beam”, igualmente com comportamento linear elástico. As ligações entre escoras e os pilares do pórtico foram consideradas como rígidas (“encastradas”).

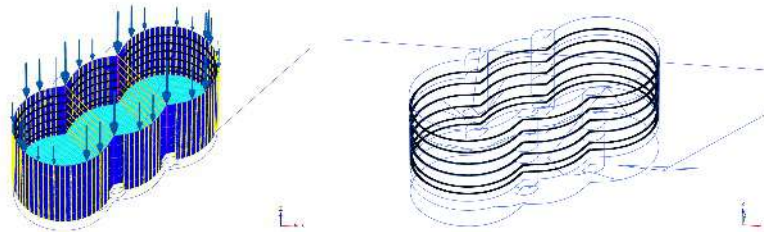


Figura 11 - Geometria do modelo tridimensional de cálculo (PLAXIS 3D) – Elementos estruturais: parede de contenção, anéis, pórticos e laje de fundo

6. RESULTADOS DOS MODELOS NUMÉRICOS

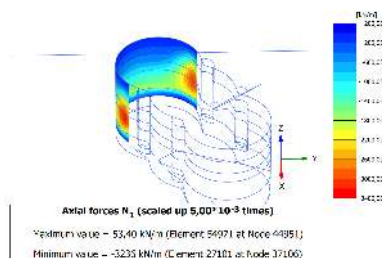


Figura 12 - Esforço axial N1 (PLAXIS 3D) – Lamelas – Célula Sul – Última fase de escavação

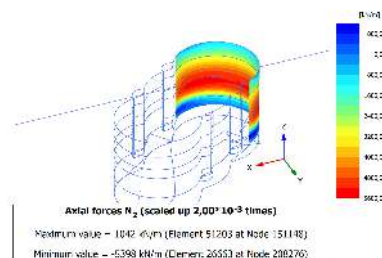


Figura 13 - Esforço axial N2 (PLAXIS 3D) – Lamelas – Célula Sul – Última fase de escavação

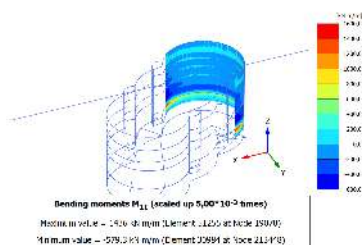


Figura 14 – Momento flector M11 (PLAXIS 3D) – Lamelas – Célula Sul – Última fase de escavação

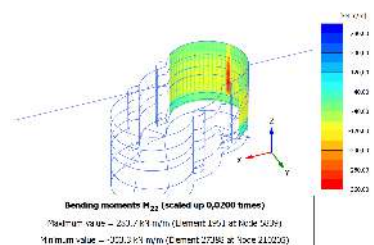


Figura 15 - Momento flector M22 (PLAXIS 3D) – Lamelas – Célula Sul – Última fase de escavação

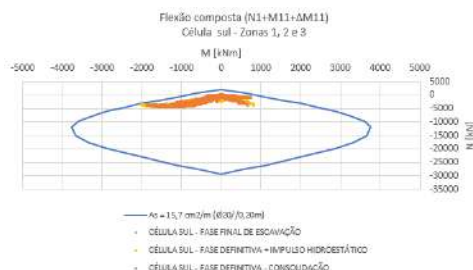


Figura 16 - Verificação ao estado limite último de resistência à flexão composta normal (N1+M11) - Célula sul, Zona A Zonas 1, 2 e 3

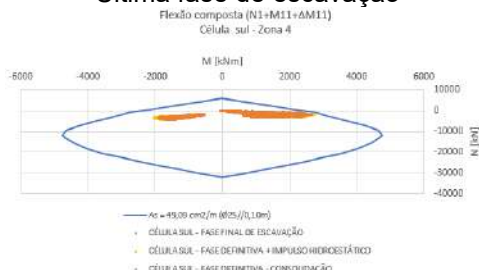


Figura 17 - Verificação ao estado limite último de resistência à flexão composta normal (N1+M11) - Célula sul, Zona A – Zona 4

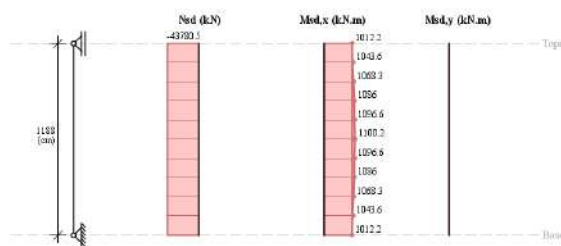


Figura 18 - Esforços de dimensionamento - Escoras - Secção 1,70x1,00m

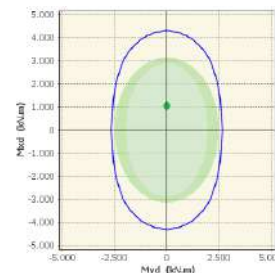


Figura 19 - Verificação ao estado limite último de resistência à flexão composta normal (N+M) - Escoras - Secção 1,70x1,00m

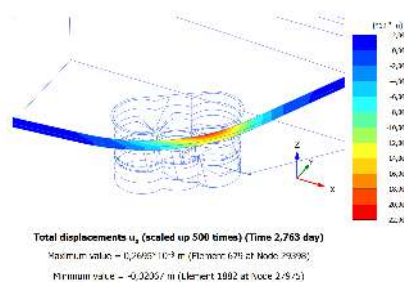


Figura 20. Recalques córrego

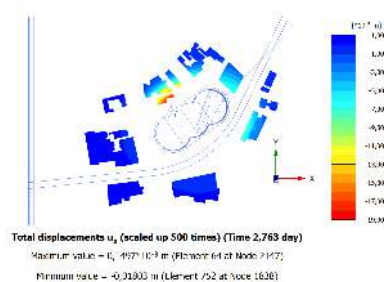


Figura 21. Recalques edifícios vizinhos

7. CONCLUSÕES

Diversos modelos de elementos finitos 2D e 3D foram desenvolvidos com o objetivo de simular o efeito de uma escavação profunda, em termos de tensões e deformações, e do bombeamento de água necessários para a execução de um poço para o controle de cheias da cidade de Belo Horizonte. Numa primeira abordagem, as análises das estruturas de contenção foram realizadas com base em modelos de elementos finitos 2D. Devido à assimetria geológica, foi necessário estudar a estabilidade global e o comportamento da estrutura, o que não seria possível com modelos 2D. Com este objetivo em vista, foi desenvolvido um modelo global 3D.

O modelo 3D foi particularmente útil na análise de alguns elementos estruturais particulares, permitindo um melhor entendimento do comportamento global da estrutura, tal como as análises de percolação globais de toda a envolvente da obra. No momento da elaboração do presente artigo, iniciaram-se os trabalhos de furação das paredes moldada, pelo que ainda não é possível efetuar as retro-análises a partir dos resultados da instrumentação e sua comparação com os modelos numéricos.

AGRADECIMENTOS

A JETsj agradece a autorização da SUDECAP e ao consórcio CME para a publicação do presente artigo e a colaboração e disponibilidade no envio dos dados necessários para a elaboração do documento.

REFERÊNCIAS

- Brandalise, Luíz Alberto. Folha SE.23-Z-C-VI. Estado de Minas Gerais. Escala 1:100 000. Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil. Belo Horizonte. Brasília : s.n., 1999.
- Briaud, Jean Louis. Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils. Hoboken, New Jersey : John Wiley & Sons, Inc, 2013. ISBN: 978-0-470-94856-9.
- Bell, F. G. Engineering Geology, 2nd edition. Oxford, UK : Elsevier, 2007. ISBN: 978-0-7506-8077-6.
- Hoek, Evert et al. Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 EDITION. 2002.
- Hoek, E. e Diederichs, M.S. Empirical estimation of rock mass modulus. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. 2005, Vol. 43.
- ISO 22476-3:2005, Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 3: Standard penetration test. 2005.
- Kitazume, M. e Terashi, M. The Deep Mixing Method. 2013.
- Kulhawy, F H, and Mayne. Manual on estimating soil properties for foundation design. Ithaca, Nova Iorque : s.n., 1990.
- Marinos, P and Hoek, E. GSI – A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne. 2000.
- NP EN 1997-1, Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico – Parte 1: Regras gerais. 2016.
- NP EN 1998-1, Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. 2011.
- NBR 6484, Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. 2001.
- Obrzud, R. F. e A. Truty. The hardening soil model - A practical guidebook. Suíça : s.n., 2018.
- PLAXIS2D CONNECT Edition V21.01 - Material Models Manual. 2021.
- Schnaid, Fernando. In Situ Testing in Geomechanics: The Main Tests. New York : Taylor & Francis, 2009.
- Schnaid, Fernando e Odebrecht, Edgar. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações, 2ª edição. São Paulo : Oficina de textos, 2012. ISBN: 978-85-7975-059-5.
- Teixeira, A. H. Improvement of Soft Clays by Jet grouting. PCSMF. 1987.

TRATAMENTO POR CONSOLIDAÇÃO FORÇADA NO LOTE 14 DA PLATAFORMA LOGÍSTICA LISBOA NORTE

GROUND IMPROVEMENT SOLUTIONS EXECUTED IN LOT 14 OF THE NORTHERN LISBON LOGISTIC PLATFORM

Lopes, Miriam, *JETsj Geotecnia Lda., Lisboa, Portugal, mlopes@jetsj.com*

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

Levita Gonçalves, António, *Terratest, Lisboa, Portugal, antonio-lg@terratest.com*

RESUMO

O presente artigo trata as soluções adotadas no projeto de tratamento por consolidação forçada desenvolvido para os solos moles de fundação do futuro armazém industrial, a construir no lote 14 da Plataforma Logística Lisboa Norte (PLLN), em Castanheira do Ribatejo, Vila Franca de Xira, compreendendo uma área de aproximadamente 47 975 m². Efetua-se uma descrição dos condicionamentos existentes, particularmente de índole geológica-geotécnica, destacando-se a existência de formações aluvionares, caracterizadas pela presença de solos moles de natureza argilo-lodosa, com fracas características de resistência e de rigidez, bem como reduzida capacidade de carga perante a imposição de incrementos de cargas verticais e ainda muito baixa permeabilidade média. A solução adotada consiste na execução de aterros de pré-carga associados a (i) colunas de brita, executadas na área prevista para a implantação da nave industrial, e (ii) geodrenos verticais, na área correspondente aos pavimentos exteriores, nos locais previstos para estacionamento automóvel e para circulação de veículos ligeiros e pesados. No presente artigo descrevem-se os critérios e métodos de dimensionamento dos aterros de pré-carga para a aceleração do processo de consolidação hidrodinâmica em fase de obra. Apresenta-se ainda o Plano de Observação e Monitorização e respetivos resultados.

ABSTRACT

The present work addresses the ground improvement solutions adopted for the soft soils as foundation of the future industrial warehouse, to be built in lot 14 of the Northern Lisbon Logistic Platform, in Castanheira do Ribatejo, Vila Franca de Xira, comprising an area of approximately 47 975 m². A description of the existing conditions is made, particularly of the geological-geotechnical scenario, highlighting the existence of alluvial layer, characterized by the presence of soft soils of a clayey nature with low characteristics of strength and stiffness, as well as reduced bearing capacity and very low average permeability. The solution adopted consists in the execution of preload embankments associated with (i) stone columns, executed in the area foreseen for the implantation of the future warehouse (indoor pavements), and (ii) vertical prefabricated geodrains, at the outdoor pavements, in the places designed for car parking and circulation of light and heavy vehicles. This article describes the criteria and methods utilized in the design of the preload fills, seeking to accelerate the hydrodynamic consolidation process in the construction phase. The Observation and Monitoring Plan and respective results are also presented.

1. INTRODUÇÃO

A logística assume, cada vez mais, um papel fundamental para as sociedades modernas. Neste enquadramento, observa-se um crescente investimento em infraestruturas de apoio a esta atividade. Exemplos de construção recente deste tipo de infraestruturas são apresentados em Justiano et al (2020) e Sousa et al (2021).

A Plataforma Logística Lisboa Norte (PLLN) localiza-se em Vila Franca de Xira, numa área de aproximadamente 100 hectares. Esta plataforma foi construída visando materializar um ponto de interligação dos fluxos logísticos internacionais, nacionais e regionais com a região de Lisboa e Vale do Tejo.

No lote 14 da referida plataforma, prevê-se a construção de uma nova nave industrial, com uma área de aproximadamente 32 968 m². Na vista aérea da Figura 1, é possível identificar a área alvo de intervenção, bem como os limites da PLLN.



Figura 1 – Vista aérea do local de intervenção (imagens retiradas do Google Earth).

2. CONDICIONAMENTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

2.1. Enquadramento geológico

O local em estudo insere-se, do ponto de vista geológico, em formações aluvionares, de idade Holocénica, conforme se encontra representado na Folha 30-D - Alenquer da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000, cujo extrato constitui a figura 2.

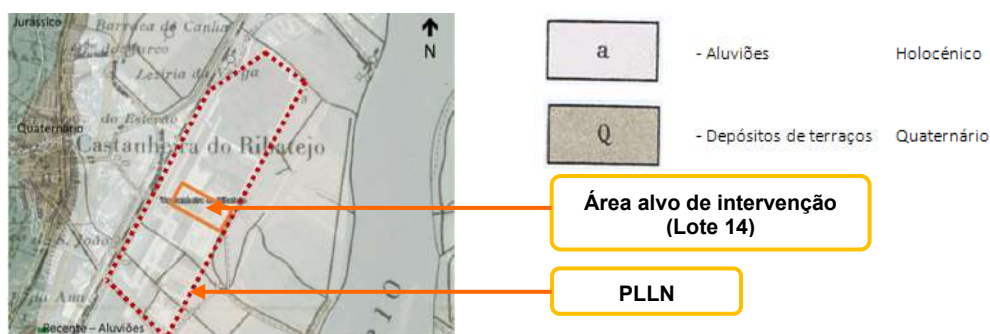


Figura 2 - Enquadramento do local em estudo na Folha 30-D – Alenquer da Carta Geológica de Portugal (escala original 1:50 000)

A área encontra-se na margem direita do rio Tejo, sendo dominada pelos terrenos aluvionares do Baixo Tejo, depósitos antigos de terraços fluviais e, em profundidade, pelos terrenos datados do Miocénico.

De acordo com a informação obtida no decorrer dos trabalhos de prospeção geológica e geotécnica efetuados na área, confirma-se que o cenário geológico-geotécnico local é caracterizado, superficialmente, por uma camada de aterros, desenvolvendo-se desde a superfície do terreno até uma profundidade variável entre 1,1m e 3,4m. Trata-se, de acordo com a amostragem disponível, de uma camada heterogénea constituída por siltes, de cor castanho-alaranjada, com cascalho de natureza calcária

Imediatamente abaixo da camada de aterros, encontram-se depósitos aluvionares, constituídos, essencialmente, por lodos e argilas lodosas, de alta plasticidade, cinzentos-escuros, de consistência mole, com alto teor de matéria orgânica e fragmentos de conchas.

Subjacentes aos depósitos lodosos, identificam-se as formações coluvionares, compostas por argilas arenosas de consistência média e cor castanha, por vezes com veios acinzentados, com cascalho heterométrico arredondado de natureza essencialmente quartzítica.

A posição do nível freático é dependente do nível de água no Rio Tejo, sendo influenciado, não só por variações sazonais, como também pelos ciclos de maré diários sentidos no estuário.

No decorrer dos trabalhos de prospeção, detetou-se a presença do nível freático a uma profundidade variável entre os 1,3m e 3,4m, ocorrendo, de um modo geral, ao nível da interface do terreno natural e dos aterros sobrejacentes.

3. SOLUÇÕES PROPOSTAS

A área alvo de análise localiza-se na margem direita do rio Tejo, sendo, do ponto de vista geológico-geotécnico, dominada pelos terrenos aluvionares do Baixo Tejo, caracterizados pela presença de solos moles de natureza argilo-lodosa, com fracas características de resistência e de rigidez, bem como reduzida capacidade de suporte perante a imposição de incrementos de cargas verticais.

Neste enquadramento e tendo por base o prazo alargado disponível para a execução da obra, preconizou-se a realização de um tratamento dos terrenos de fundação, ambicionando o acréscimo das características geomecânicas do maciço, proporcionando, assim, condições favoráveis à implementação de soluções de fundação compatíveis com a obtenção de assentamentos totais e diferenciais reduzidos.

Neste âmbito, adotou-se uma solução de tratamento por consolidação forçada com recurso a aterros de pré-carga.

De modo a acelerar o processo de consolidação hidrodinâmica dos materiais compressíveis, considerou-se a introdução de elementos drenantes, nomeadamente, colunas de brita e drenos verticais pré-fabricados (PVD). Esta redução do tempo de consolidação é conseguida através da substancial otimização do trajeto de drenagem do excesso de pressões intersticiais, deixando de ser vertical e mobilizando toda a

espessura da camada compressível para passar a ser horizontal e mobilizando apenas o afastamento entre drenos/colunas de brita.

3.1. Situação de referência

O lote 14 foi, anteriormente, objeto de um tratamento de fundação com recurso a vibrosubstituição, por meio de instalação de colunas de brita, associadas a aterros de pré-carga, cujas características se apresentam sucintamente no quadro 1.

Quadro 1 - Resumo das características dos tratamentos por vibrosubstituição

Zona	Altura de aterro [m]	Diâmetro médio [m]	Malha geral [m ²]	Malha perimetral [m ²]	Comprimento [m]
NW	≈5,55	0,95	3,0 x 3,0	3,15 x 3,15	15 a 19,5
SE	≈3,30	0,95	3,0 x 3,0	3,15 x 3,15	17 a 23

A execução dos referidos aterros de pré-carga iniciou-se em abril de 2010 e janeiro de 2011 na zona noroeste e sudeste do lote 14, respetivamente. Os aterros de pré-carga não foram removidos, imediatamente após a conclusão do processo de consolidação hidrodinâmica, sendo que a última leitura dos assentamentos disponível data de outubro de 2014. No quadro 2 apresenta-se a síntese dos principais resultados da monitorização dos tratamentos por vibrosubstituição para o lote 14.

Quadro 2 - Resumo das características dos tratamentos por vibrosubstituição

Zona	Tempo de construção da pré-carga		Tempo de consolidação primária ¹		Assentamento imediato e de consolidação [cm]
NW	98 dias	≈3,3 meses	288 dias	≈9,6 meses	50 a 110
SE	50 dias	≈1,7 meses	261 dias ²	≈8,7 meses	35 a 67

¹Inclui o tempo de construção da pré-carga. ²Tempo de atuação do aterro de pré-carga.

3.2. Pavimentos interiores

Dado que os terrenos onde se prevê implantar a estrutura da nave foram previamente objeto de um tratamento de fundação com recurso a vibro substituição, por meio de instalação de colunas de brita, associadas a aterros de pré-carga, que, no entanto, se afigurava insuficiente, atendendo ao incremento da magnitude da sobrecarga de utilização prevista, propôs-se a execução de novos aterros com 8,00 m de altura (superior à altura de aterro de 3,30 e 5,50 m considerados nas pré-cargas anteriores), compatíveis com uma nova sobrecarga de utilização de 50 kN/m², considerando taludes com inclinações H=1,5; V=1.

Nesta solução, conforme referido anteriormente, as colunas de brita atuam como elementos verticais de aceleração do processo de drenagem e de consolidação primária. Adicionalmente, dado que a solução de vibrosubstituição consiste na introdução, sem extração do solo existente, de um material (brita) com melhores características de resistência e de rigidez, reconhece-se um efeito de melhoramento das características do solo de fundação, às quais se associa também o efeito de compactação radial do solo mole em torno da coluna de brita motivado pelos efeitos de instalação (Priebe, 1998).

3.3. Pavimentos exteriores

Nos locais previstos para estacionamento automóvel e para a circulação de veículos ligeiros e pesados, preconizou-se a instalação de drenos verticais pré-fabricados.

Os drenos verticais são constituídos por bandas drenantes pré-fabricadas, instaladas no terreno por um processo de cravação (figura 3). Correspondem assim a elementos do tipo linear, instalados segundo a direção vertical e com uma seção da ordem de 100 mm por 3 mm. Em geral apresentam um núcleo central flexível que é revestido por um filtro de elevada permeabilidade. A estrutura deste núcleo central permite que as águas que acedam, em trajetória horizontal, aos drenos verticais (na sequência do processo de consolidação dos materiais aluvionares) possam ser conduzidas à superfície e depois encaminhadas para o exterior da obra.

Os drenos foram instalados segundo uma malha triangular regular com 1,20 m de lado, até uma profundidade média estimada de 20,00 m, em relação à cota da plataforma de trabalho.

Os aterros de pré-carga nesta zona, foram executados com 4m de altura, compatíveis com uma sobrecarga de 20 kN/m², considerando taludes com inclinações H=1,5; V=1,0, possibilitando a sua estabilidade durante a fase construtiva.

Atendendo à presença de uma camada superficial de aterro, a execução dos drenos verticais careceu da realização prévia de pré-furos (figura 4).



Figura 3 – Execução de drenos verticais pré-fabricados (torre de cravação).



Figura 4 – Execução de drenos verticais pré-fabricados (pré-furos).

Após a instalação dos geodrenos, e previamente à execução dos aterros de pré-carga, procedeu-se à limpeza e saneamento da plataforma de trabalho, seguida da aplicação de um geocompósito drenante responsável por encaminhar a água afluyente aos geodrenos verticais, aos coletores que, por sua vez, se encontram conetados à rede drenagem de águas pluviais existente no local (figura 5).



Figura 5 – Aplicação do geocompósito drenante na base do aterro de pré-carga.

Na figura 6 apresenta-se uma seção tipo da solução de tratamento por consolidação primária forçada.

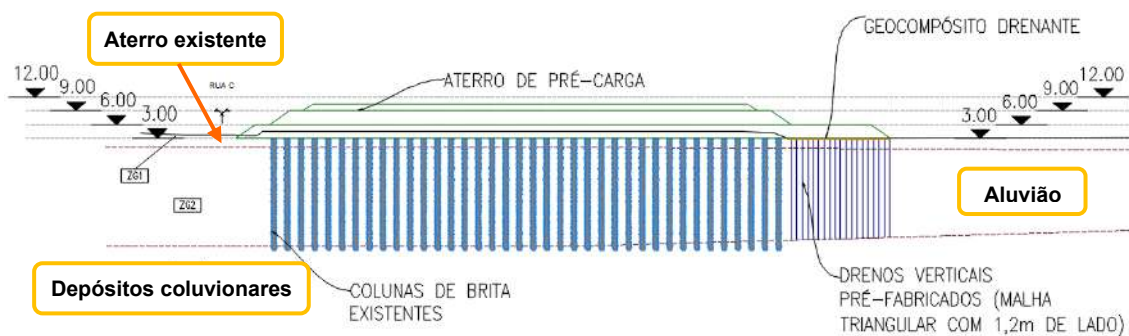


Figura 6 – Secção tipo da solução de tratamento por consolidação forçada (sem escala).

Na figura 7 apresenta-se uma fotografia aérea dos aterros de pré-carga.



Figura 7 – Fotografia aérea dos aterros de pré-carga

4. DIMENSIONAMENTO

4.1. Assentamentos

O assentamento total do solo compressível por incremento de tensão vertical pode ser calculado através da soma das parcelas correspondentes i) ao assentamento imediato, produzido durante a construção em condições não drenadas, portanto sem variação de volume; ii) ao assentamento primário, decorrente da expulsão da água devido à dissipação do excesso de pressões intersticiais, aquando do desenvolvimento do processo de consolidação primária; iii) e ao assentamento secundário, correspondente à prossecução da deformação do solo após conclusão da consolidação primária, correspondente à consolidação secundária ou por fluência.

Para o problema em estudo, contabilizaram-se os assentamentos imediatos e por consolidação primária.

O valor do assentamento imediato (s_0) foi estimado, adotando, simplifcadamente, para o solo de fundação, um comportamento elástico linear isotrópico a volume constante (coeficiente de poisson, ν , igual a 0,5) e escolhendo criteriosamente o módulo de deformabilidade em condições não drenadas, E_u . Para este efeito recorre-se à expressão ilustrada na equação [1].

$$s_0 = \frac{\sigma B}{E_u} (1 - \nu^2) I \quad [1]$$

Em que, σ corresponde ao incremento de tensão vertical aplicado; B é a largura da área carregada; E_u é o módulo de deformabilidade em condições não drenadas; e I é o coeficiente de assentamento.

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.

Para este efeito, o assentamento por consolidação primária foi estimado com base nos parâmetros obtidos nos ensaios edométricos, através da equação [2], discretizando o estrato compressível em camadas, e estimando o assentamento total tendo em conta a variação das tensões efetivas (σ'_{v0}) em profundidade.

$$s_{c,i} = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot h \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad [2]$$

Em que, $s_{c,i}$ é o assentamento em cada uma das camadas; h a espessura da referida camada; C_c é o índice de compressibilidade; e_0 é o índice de vazios do solo antes do início do processo de consolidação primária; σ'_{v0} é a tensão efetiva inicial; e σ'_{vf} é a tensão efetiva estimada no final da consolidação primária.

Os incrementos de tensão para o cálculo supracitado e, como tal, para a definição da altura dos aterros de pré-carga, foram determinados, considerando o peso próprio dos aterros (provisórios e definitivos), o peso próprio da laje do pavimento e as distintas sobrecargas de utilização. Destaca-se que nesta estimativa foram considerados os efeitos de segunda ordem, associados aos espetáveis assentamentos dos aterros.

A estimativa da duração do processo de consolidação primária, passou pelo cálculo da estimativa dos tempos de consolidação vertical e horizontal e posteriormente pelo valor total resultante destes dois mecanismos.

Tendo conhecimento do valor do assentamento total associado a uma determinada altura de aterro, assim como da lei que rege a sua evolução ao longo do tempo, foi possível estimar as curvas de evolução do assentamento com o tempo, apresentadas na figura 8.

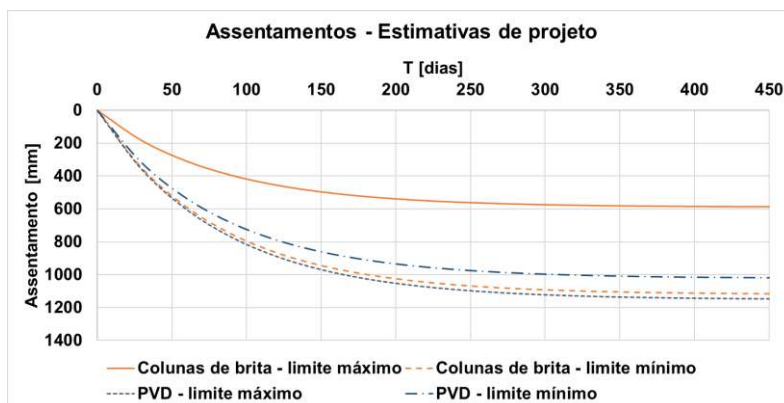


Figura 8 – Assentamentos por consolidação primária estimados em projeto

4.2. Estabilidade dos taludes dos aterros de pré-carga

No âmbito da verificação de estabilidade global dos taludes dos aterros de pré-carga e da capacidade de carga da fundação, contemplando a quantificação dos fatores de segurança, foi utilizado um programa de cálculo automático vocacionado para o efeito: SLIDE (V6.0) que permite efetuar análises em regime de equilíbrio limite. Este *software* permitiu realizar uma análise de estabilidade, recorrendo a superfícies de rotura circulares, com base no Método de Bishop-Simplificado. Realizaram-se ainda, em paralelo, análises de elementos finitos bidimensionais recorrendo ao *software* PLAXIS 2D, particularmente vocacionado para o efeito. Na figura 9 e 10, apresentam-se dois dos modelos desenvolvidos

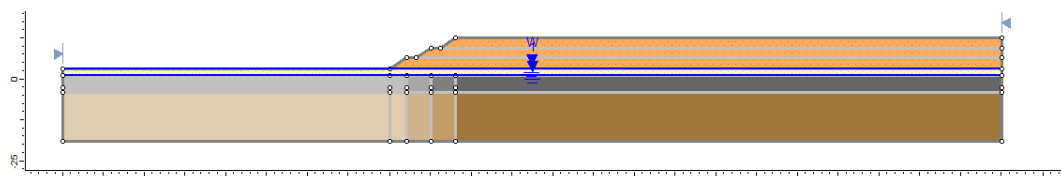


Figura 9 – Modelo de verificação de estabilidade por meio de análise limite.

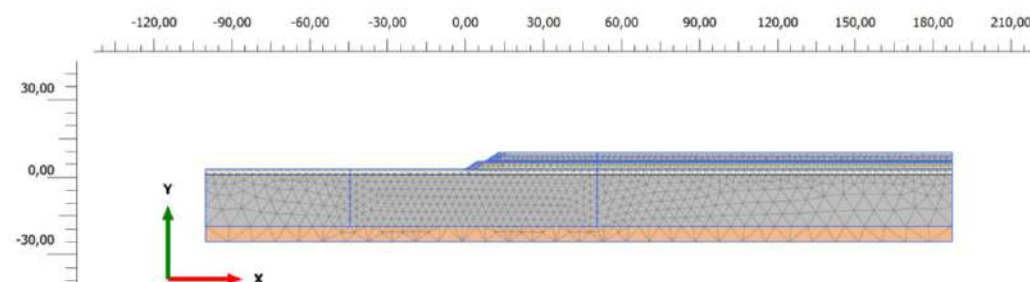


Figura 10 – Modelo de verificação de estabilidade por meio de análise de elementos finitos.

5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Visando garantir a realização, em condições de segurança e de economia, dos trabalhos de tratamento dos terrenos de fundação e de terraplenagem, em particular no que concerne à estabilidade dos aterros/fundação e à evolução dos assentamentos/grau de consolidação, implementou-se um Plano de Instrumentação e Observação.

Neste âmbito considerou-se fundamental a monitorização das seguintes grandezas:

- Nível de água instalado no terreno, através da instalação de 72 piezómetros de corda vibrante, dispostos, no total de 18 pontos, em 4 profundidade distintas;
- Movimentos horizontais do terreno na zona dos aterros de pré-carga, medidos através de 6 calhas inclinométricas, dispostas na periferia dos aterros;
- Assentamentos superficiais do terreno natural e dos aterros/plataformas, através da medição de marcas topográficas apoiadas em 52 placas de assentamento.

Nas figuras 11 e 12, apresentam-se, respetivamente, os deslocamentos verticais medidos nas placas de assentamento, registados até 9 de março de 2023, na área onde foram executadas as colunas de brita e os drenos verticais pré-fabricados.

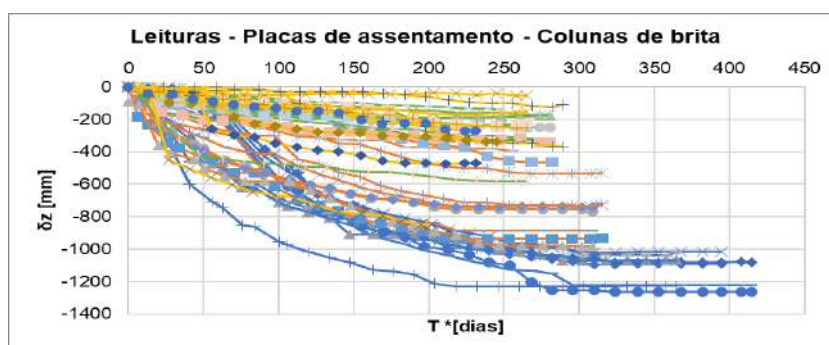


Figura 11 – Deslocamentos verticais medidos nas placas de assentamento – Solução de colunas de brita.

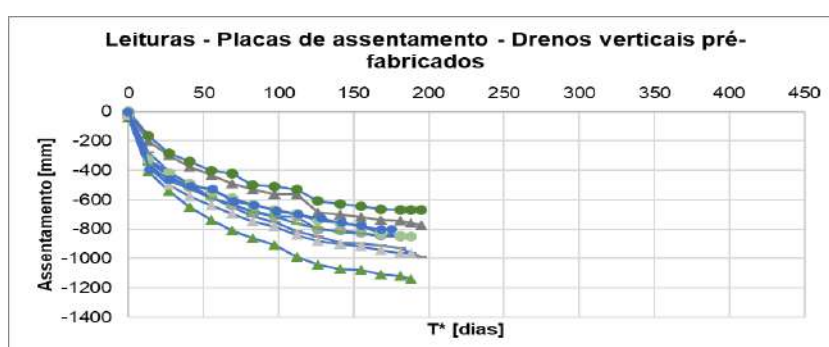


Figura 12 – Deslocamentos verticais medidos nas placas de assentamento – Solução de drenos pré-fabricados.

No que às medições dos níveis de água e dos deslocamentos horizontais diz respeito, importa referir que a instalação tardia dos piezómetros e das calhas inclinométricas não permitiu obter o registo completo destas grandezas desde o início da construção dos aterros de pré-carga. Não obstante, a evolução registada, encontra-se de acordo com a previsão de projeto, nomeadamente no que se refere à redução, com o tempo, das pressões intersticiais tendendo para valores que se aproximam da distribuição

hidrostática. No que se refere ao registo de deslocamentos horizontais, verificou-se a mobilização de deslocamentos de magnitude superior nas profundidades correspondentes à existência do estrato argiloso mole, com uma taxa de evolução mais elevada, durante o período de construção, mas que estabilizou após término da construção dos aterros, durante o período em que decorre o processo de consolidação hidrodinâmica.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O enquadramento da obra descrita, incluindo o prazo disponível para execução dos trabalhos, determinou a necessidade de desenvolver soluções de tratamento de solos visando proporcionar condições favoráveis à implementação de soluções de fundação económicas, mas compatíveis com o adequado comportamento da estrutura em serviço.

Neste âmbito, destaca-se o facto de as soluções adotadas permitirem mitigar, durante o período de vida útil da futura estrutura industrial, os assentamentos de magnitude elevada, decorrentes do processo de consolidação primária, desenvolvido ao nível camadas aluvionares argilosas moles.

Salienta-se a importância do Plano de Instrumentação e Observação na gestão do comportamento da obra, permitindo a interpretação dos assentamentos observados e o estabelecimento, com maior rigor, dos tempos necessários à obtenção do grau de consolidação especificado. Sendo, como tal, uma ferramenta indispensável numa obra geotécnica, com as características da presente.

Refere-se que a magnitude dos assentamentos estimada em projeto, na generalidade, aparenta estar em linha com os valores efetivamente medidos em obra. Exceção a esta afirmação, são os valores registados na zona NW da parcela, onde se encontram instaladas as colunas de britas, e onde se observam assentamentos de magnitude consideravelmente inferior aos valores registados e estimados para a zona SE. Atribui-se esta diferença ao efeito da presença prolongada dos aterros de pré-carga previamente construídos, assim como ao efeito de reforço do terreno conferido pelas colunas de brita.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono de Obra a autorização para a redação e apresentação do presente artigo. Destaca-se ainda o facto de os trabalhos de terraplenagem terem sido realizados pela empresa “Iranzo Excavaciones” e os trabalhos relativos à execução dos geodrenos pela empresa “Terratest”.

REFERÊNCIAS

- Justiniano et al. (2020) Soluções de fundações indiretas e lajes térreas em plataforma logística, em Alenquer. *17º Congresso nacional de geotecnia*, 2021.
- Priebe, et al. (1995). The design of vibro replacement. *Ground Engineering*, GT07-13 E, pp. 31-37.
- Sousa et al. (2022). Plataforma logística na Azambuja, Portugal: soluções de reforço de solos e de fundações. *Jornadas Hispano-Portuguesas de Geotecnia*, 2022.

REFORÇO DAS FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO, OEIRAS

UNDERPINNING FOUNDATIONS OF A RESIDENTIAL BUILDING, OEIRAS

Henriques, André, JETsj Geotecnia, Lda., *Lisboa, Portugal*, ahenriques@jetsj.com*

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

**autor para correspondência*

RESUMO

O presente artigo tem como objetivo apresentar as soluções de recalçamento das fundações de um edifício de habitação em Oeiras. O edifício em estudo data de 1998 e apresenta uma área de implantação de 380 m², sendo composto por R/C mais 3 pisos elevados. As fundações do edifício são constituídas por sapatas isoladas com lintéis periféricos com função de remate da laje do R/C do tipo massame (não estrutural). O edifício aparenta ter um razoável estado de conservação no exterior, contudo no interior apresenta diversas patologias, entre as quais se destacam o abatimento do pavimento térreo e o aparecimento de diversas fendas de elevada expressão nas alvenarias do R/C. Pensa-se que estas patologias tenham sido causadas pela descompressão das camadas superficiais de aterro e de aluviões e/ou, embora menos provável, pelo assentamento das fundações interiores, as quais podem não ter sido assentes numa camada com as características necessárias para resistir às cargas provenientes da estrutura. Por forma a solucionar a resolução destas patologias propôs-se o recalçamento das fundações existentes através de microestacas tubulares encabeçadas por maciços em betão armado, ligados aos pilares existentes através de varões GEWI. Os maciços serão interligados através de vigas de fundação que terão como função travar os maciços e apoiar a nova laje estrutural do piso 0, constituída por vigotas pré-fabricadas e pré-esforçadas e por abobadilhas cerâmicas.

ABSTRACT

This article aims to present the solutions for the foundations of a residential building in Oeiras. The building under study dates from 1998 and it has an implantation area of 380 m², composed of a ground floor and 3 upper floors. The foundations are composed of isolated footings with peripheral lintels. On the outside, the building appears to be in a reasonable state of conservation, however, on the inside, it presents several pathologies, among which stand out the collapse of the ground floor and several cracks in the masonry walls. These pathologies were either caused by the decompression of the superficial layers of landfill and alluvium or by the settlement of the foundations, which may not have been founded in a soil with sufficient bearing capacity. In order to solve these pathologies, it was proposed to underpin the existing foundations using tubular micropiles, linked by a reinforced concrete cap connected to the existing columns through GEWI rods. The reinforced concrete caps are then connected to each other through foundation beams, to brace the foundations and support the new structural slab on the ground floor, composed of prefabricated and prestressed beams and ceramic vaults.

1. INTRODUÇÃO

No presente artigo descrevem-se as soluções reforço e recalçamento das fundações de um edifício de habitação situado em Caxias, Oeiras.

O edifício em estudo é limitado a Norte/Noroeste pela Ribeira de Barcarena, a Sul pela Avenida João de Freitas Branco, a Este pela Estrada do Murganhal e a Oeste/Sudoeste por um edifício de habitação com estrutura idêntica (Figura 1).

Dados os condicionamentos existentes, tipo de terreno, geometria do edifício e solução estrutural do edifício, a solução concebida consistiu na substituição do massame do R/C por uma laje composta por vigotas pré-fabricadas e pré-esforçadas. Esta laje apoia-se num sistema de novas vigas de fundação e maciços de betão armado apoiados em microestacas e cosidos às fundações originais.

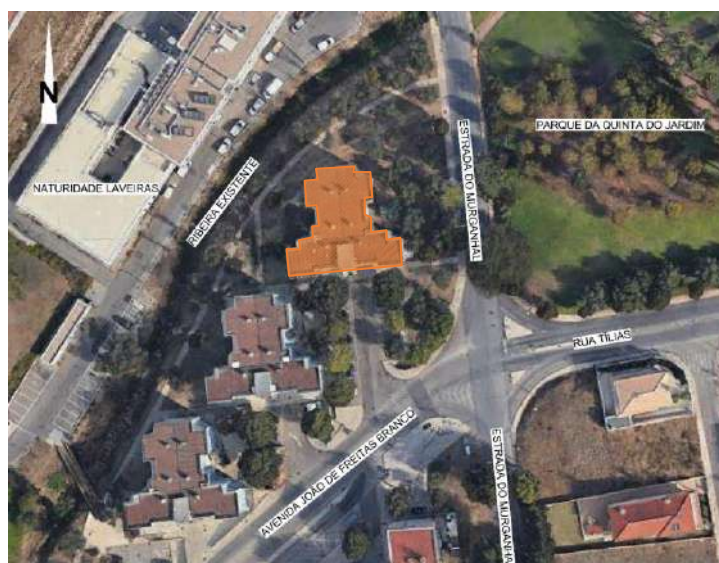


Figura 1 - Localização do edifício em estudo (a laranja).

2. CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

2.1. Solução estrutural original

O edifício em estudo data de 1998, apresenta uma área de implantação de cerca de 380 m² e uma planta em forma de T, sendo composto por R/C e 3 pisos elevados (Figura 2). A estrutura em betão armado é composta por lajes fungiformes maciças com 15 cm de espessura e vigas em toda a periferia com 40 cm de altura. Estes elementos apoiam em pilares, em geral, com secções de 0.20x0.30 cm, que possuem sapatas de fundação superficiais com secções variáveis e com localização em profundidade indefinida no projeto original da estrutura do edifício.

A definição da profundidade das fundações apenas foi conseguida após a realização de poços de prospeção no âmbito do estudo geológico-geotécnico, tendo-se constatado que as sapatas da periferia do edifício se encontram localizadas sensivelmente a três metros abaixo do R/C. De acordo com o projeto de estabilidade original do edifício, estas sapatas encontram-se ligadas por vigas de fundação (lintéis) com altura variável, as quais servem de remate do massame.



Figura 2 - Imagem do alçado principal do edifício em estudo.

2.2. Patologias existentes

O edifício, em geral, aparentava ter um razoável estado de conservação no seu exterior, denotando-se alguns empolamentos e pequenas fissuras em todo o edifício, caracterizados por problemas que se pressupõem estarem relacionados com infiltrações pontuais, variações de temperatura e deterioração normal da envolvente exterior do edifício.

É de referir que na zona de entrada do edifício (alçado Sul) e no alçado Este existiam algumas zonas onde tinha ocorrido o abatimento do pavimento. Considerou-se que este fenómeno possa ter sido provocado pela abertura de uma vala de esgoto em 2015/2016, a qual pode ter originado uma descompressão das camadas superficiais de aterro e de aluvião e, conseqüentemente, o assentamento dos pavimentos circundantes (Figura 3b e Figura 3d).

Na entrada do edifício observava-se ainda um destacamento do muro existente, não havendo quaisquer indícios de rotura estrutural (Figura 3a). Refere-se também a existência de uma fenda horizontal na alçado Oeste, podendo esta ter sido originada pela escavação, não entivada, da vala para instalação da rede de esgotos (Figura 3c) e, conseqüentemente, por movimentos do massame existente.

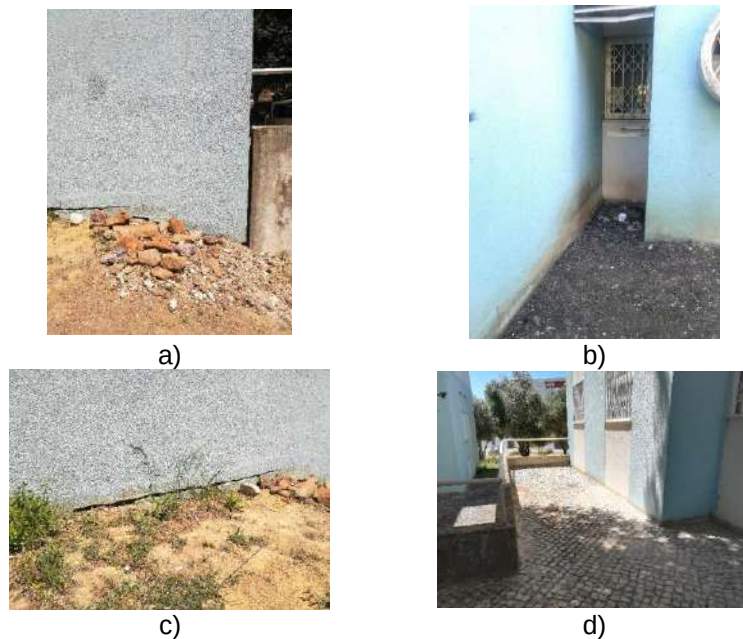


Figura 3 – Patologias exteriores do edifício em estudo: a) destacamento do muro; b) assentamento do pavimento; c) fenda horizontal na fachada; d) assentamento dos pavimentos.

O interior do edifício apresentava diversas patologias graves (Figura 4), entre as quais se destacam as seguintes:

1. Fissuração horizontal acentuada nas paredes interiores do R/C, tendo em alguns casos aberturas superiores a 1 cm;
2. Abatimento do piso do R/C em várias frações.

Considerou-se que estas patologias teriam sido provocadas pelo assentamento do massame interior e/ou, apesar de menos provável, pelo assentamento das fundações interiores, as quais poderão não ter sido construídas numa camada com características resistentes necessárias para resistir às cargas provenientes dos pilares.

Pela análise dos relatórios técnicos realizados nos anos de 2018 e 2019, nos quais consta o diagnóstico e inspeção visual do edifício, constatou-se que estes assentamentos poderão ter sido provocados por uma das seguintes razões ou pela conjugação das duas ou de outras desconhecidas:

- Abertura de uma vala de esgoto em 2015/2016, a qual pode ter provocado a descompressão dos aterros e das formações aluvionares e, consequentemente, o assentamento do massame;
- Rotura da coluna de rede de abastecimento de água em 2015, a qual pode ter provocado a percolação de água no solo subjacente ao edifício, o arrastamento de finos e, consequentemente, o amolecimento das formações aluvionares. Este fenómeno pode ter originado uma diminuição da capacidade resistente do terreno subjacente ao massame e às fundações, tendo conduzido a um assentamento do massame e, consequentemente, ao surgimento de fendas horizontais.



a)



b)



c)



d)

Figura 4 - Patologias/danos interiores do edifício em estudo: a) fissuração horizontal; b) fissuração horizontal; c) abatimento do pavimento; d) fissuração horizontal.

3. PRINCIPAIS CONDICIONANTES

3.1. Condicionamentos geológico-geotécnicos

O reconhecimento geológico-geotécnico e hidrogeológico da área em estudo foi realizado através de uma campanha de prospeção geotécnica, a qual contemplou a execução de três sondagens mecânicas à rotação, acompanhadas de ensaios de caracterização in situ SPT e um ensaio de penetração dinâmica ligeira (PDL).

Como referido no subcapítulo 2.1, foram ainda realizados 4 poços de inspeção por forma a avaliar a profundidade e geometria de algumas fundações existentes apenas na periferia do edifício, dado não ser possível a realização de poços nas fundações interiores.

De acordo com o relatório geológico-geotécnico da prospeção realizada em complemento com a carta geológica 34-C - Cascais, à escala 1:50 000, identificou-se um ambiente geológico composto pelas seguintes unidades geotécnicas:

- Atual - Aterros (At) - Materiais de aterro e depósitos de cobertura com espessura variável entre 1.5 m e 3.0 m na sua maior parte constituído por argilas silto-arenosas;
- Holocénico - Aluviões (a) - Aluviões subjacentes às formações de aterro, relacionados com a proximidade de uma linha de água (ribeira de Barcarena), com uma espessura máxima de 2.7 m, constituídos por argilas silto-arenosas, com seixos e calhaus;
- Cretácio - Calcários cristalizados com rudistas (C3C):
 - Argilas margosas com uma espessura entre 0.75 m e 2.70 m;
 - Calcários margosos, por vezes fraturados e desagregados, subjacentes aos aluviões com espessuras a variar entre 0.3 m e 2.1 m;
 - Margas intercaladas nas argilas margosas ou subjacentes aos calcários margosos, com espessuras variáveis entre 0.5 m e 2.8 m;
 - Calcários subjacentes aos calcários margosos e às margas, desenvolvendo-se em toda a profundidade prospetada.

No que se refere à presença de água, de acordo com as informações recolhidas nas medições dos níveis de água e no piezómetro instalado, não existia um nível de água estabilizado até às profundidades prospetadas.

A análise do dispositivo geológico-geotécnico resultante da campanha de prospeção permitiu individualizar 4 horizontes geotécnicos com base na caracterização macroscópica da amostragem recolhida através das sondagens. No Quadro 1 apresentam-se os parâmetros geomecânicos adotados na modelação do comportamento das diferentes zonas geotécnicas consideradas

Quadro 1 - Valores estimados dos parâmetros geomecânicos para cada zona geotécnica.

Zona Geotécnica	Formações	N _{SPT}	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	Cu [kPa]	E' [MPa]
ZG3	Aterros, depósitos de cobertura e aluviões	< 6	15	25	-	-	10
ZG2	Argilas margosas descomprimidas	< 30	20	-	-	30	20
ZG1B	Argilas margosas	30 - 60	22	-	-	100	50
ZG1A	Margas, calcário margoso e calcário	≥ 60	23	-	-	200	>200

3.2. Condicionamentos arquitetônicos e funcionais

As soluções propostas para o presente edifício foram desenvolvidas tendo por base o mínimo de impacto no normal funcionamento do edifício a intervir, garantindo o acesso permanente ao mesmo. De referir que o objetivo do presente reforço era que todos os pisos elevados pudessem continuar a ser habitados durante a intervenção, com exceção do R/C, o qual teria de ser integralmente desocupado e os respetivos acabamentos reconstruídos no final da intervenção. Por forma a garantir esta condição previu-se a instalação de uma escada metálica exterior ligada ao patamar da escada de betão do edifício permitindo que os moradores pudessem aceder às suas habitações.

De referir ainda que antes do início da obra foi realizado um levantamento, inspeção e desvio das redes de serviços que podiam vir a interferir com a zona de intervenção, em particular: coletores unitários e pluviais, rede de gás, rede de telecomunicações, rede de eletricidade e rede de águas. Esta relocalização das redes permitiu garantir o seu normal funcionamento durante e após a realização dos trabalhos.

As soluções de reforço foram ainda preconizadas tendo em vista a preservação da integridade das fachadas, antes e depois dos trabalhos de reforço e de todas as estruturas e infraestruturas localizadas no redor do edifício em estudo.

4. SOLUÇÃO DE REFORÇO ADOTADA

Tendo por base o cenário geológico do local da obra, a tipologia estrutural, a volumetria do edifício, as patologias/danos existentes no edifício, a cota de fundação das fundações existentes, assim como a necessidade de transmitir às fundações as cargas provenientes do “novo” R/C, que se traduz num aumento de carga de 33% face à carga atual da estrutura do edifício, propôs-se a realização de uma solução de recalçamento de fundações por microestacas tubulares em aço N80 (API 5A).

Estes elementos acomodam a totalidade das cargas axiais a transmitir às fundações, sendo encabeçados por maciços em betão armado com diferentes alturas que, por sua vez, são contraventados por vigas de fundação, funcionando estas últimas também como apoio das vigotas pré-fabricadas e pré-esforçadas previstas para a laje do R/C. Esta solução (Figura 5) foi concebida de forma a assegurar que todos os elementos estruturais dos edifícios ficam fundados, em condições de segurança, ao nível de substratos competentes, em terrenos não afetados por fenómenos de erosão e/ou degradação provocados pela ação da água.

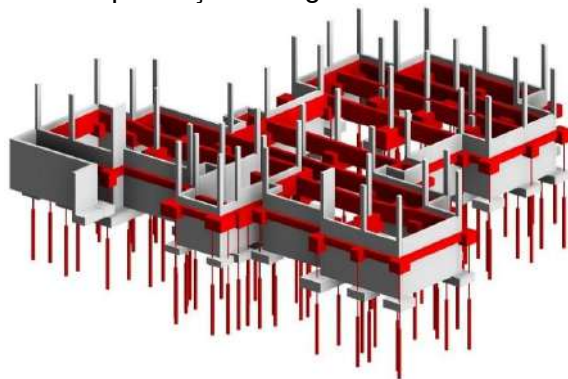


Figura 5 - Solução proposta para o edifício em estudo.

O comprimento total das microestacas foi definido por forma a ser compatível com os critérios de encastramento definidos para as formações competentes ($N_{SPT} > 30$) e garantindo a sua estabilidade, traduzindo-se em 3.0 m para as microestacas do tipo Ø73x5.5 mm e 4.0 m para as Ø88.9x6,5 mm (Figura 6). Preconizou-se que as microestacas fossem colocadas no interior de furos de 8" (200 mm) de diâmetro e seladas com recurso ao sistema IRS com obturador duplo e válvulas antirretorno no comprimento correspondente ao bolbo de selagem (Bustamante e Doix, 1985).

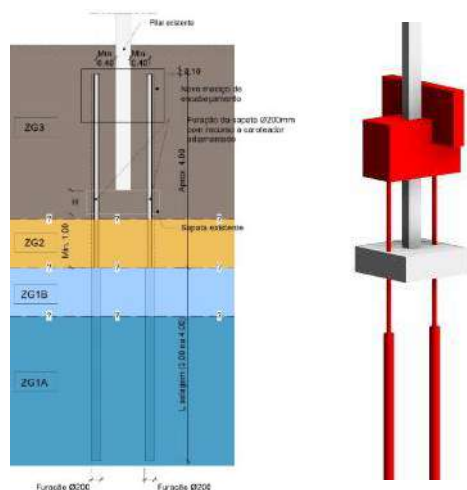


Figura 6 - Execução e selagem das microestacas.

Nas sapatas onde o recalçamento não é simétrico, considerou-se que os momentos gerados pelas excentricidades das microestacas face ao ponto de aplicação das cargas dos pilares são acomodados pelas vigas de fundação.

Preconizou-se também a execução de vigas de fundação exteriores ao edifício ligadas às vigas interiores através de ferrolhos, para que, em conjunto, recebam as cargas correspondentes às paredes de alvenaria das fachadas do edifício.

Para transmitir as cargas dos pilares aos novos maciços de fundação e, consequentemente, às microestacas, para além da picagem das faces dos pilares, foi preconizada a furação carotada dos pilares com a posterior instalação e selagem de varões roscados tipo GEWI com chapas de ancoragens próprias devido à falta de comprimento de amarração nos maciços.

Como referido acima, no que se refere ao pavimento do piso térreo, propôs-se que este fosse constituído por uma laje estrutural composta por vigotas pré-fabricadas e pré-esforçadas e abobadilhas cerâmicas, apoiadas nas vigas de fundação interiores (Figura 7) e solidarizadas através de uma lâmina de compressão com armadura.



Figura 7 - Colocação da armadura do maciço e das vigas de fundação para execução.

A solução preconizada para o caso em estudo permitiu minimizar o impacto no normal funcionamento do edifício uma vez que todos os pisos elevados poderiam continuar a ser habitados durante a intervenção, com exceção do R/C, o qual deveria ser integralmente desocupado. A solução possibilitou ainda a manutenção de todas as fachadas e a reutilização de alguns dos equipamentos retirados para a execução das fundações, nomeadamente portas, mobiliário cozinha e casa de banho. Contudo, no decorrer da obra, foi decidido proceder à substituição integral de todos estes equipamentos por se encontrarem excessivamente deteriorados.

5. DIMENSIONAMENTO

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.

As cargas axiais dos diversos pilares foram definidas, simplificada e conservativamente, com base nas áreas de influência dos mesmos, as quais serviram posteriormente para a análise das microestacas de fundação, maciços e vigas de betão armado.

Face ao complexo cenário geológico-geotécnico, ao elevado nível de intrusão de qualquer solução de reforço implicado e à incerteza do comportamento evolutivo dos terrenos de fundação, as referidas microestacas foram dimensionadas para a totalidade das cargas provenientes da estrutura original e para a carga suplementar da nova laje estrutural construída ao nível do R/C (+33%). Apesar de esta premissa de projeto aparentar ser conservadora, uma vez que os pisos elevados do edifício permaneceram em funcionamento e, como tal, as sapatas existentes continuaram a ser solicitadas, considerou-se que seria prudente manter esta abordagem.

6. 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 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 (Figura 8):

- 20 alvos topográficos distribuídos pelas fachadas da estrutura para medição de movimentos horizontais e verticais;
- 48 réguas topográficas distribuídas nos pilares a recalçar do edifício para medição de movimentos verticais

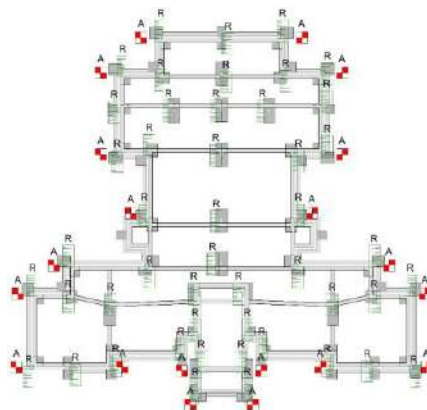


Figura 8 -Instrumentação instalada no edifício no âmbito do plano de instrumentação e observação.

Foram definidos os critérios de alerta e de alarme para todos os aparelhos e para todas as estruturas e infraestruturas monitorizadas com base nos critérios de deformação apresentados no Anexo H do Eurocódigo 7. Assim, definiu-se como valores de rotação máxima de alerta e alarme de 1/500 e 1/250, respetivamente, as quais originam os seguintes deslocamentos:

- Crítério de alerta: deslocamentos máximos da ordem de 15 mm no sentido vertical e horizontal;
- Crítério de alarme: deslocamentos máximos da ordem de 30 mm no sentido vertical e horizontal.

Foram igualmente definidas medidas de reforço, caso os referidos critérios viessem a ser ultrapassados.

Os resultados obtidos permitiram comprovar a adequação das soluções implementadas uma vez que os valores de alerta medidos nos alvos e nas réguas topográficas nunca foram ultrapassados. A título de exemplo apresentam-se na Figura 9 os resultados obtidos para um alvo topográfico instalado na fachada principal do edifício.

Pela análise dos resultados da instrumentação é possível constatar que o alvo topográfico instalado apresenta deformações em x, y e z inferiores aos critérios de alerta e alarme definidos.

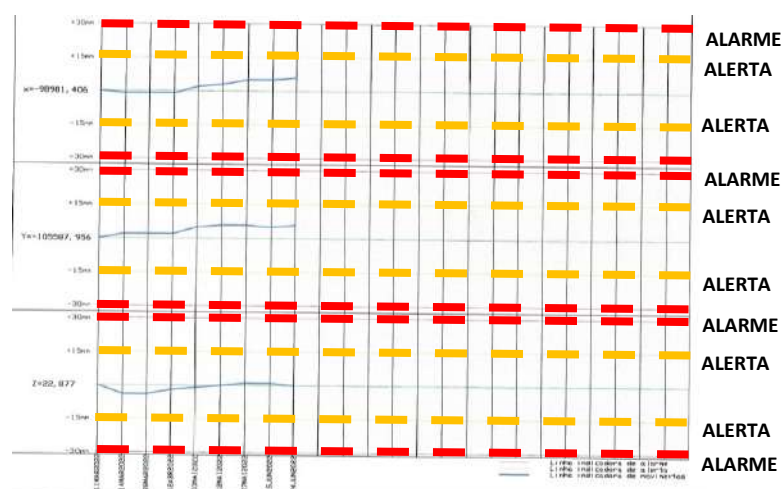


Figura 9 - Resultados do alvo topográfico colocado na fachada do edifício.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo abordou as soluções de recalçamento das fundações de um edifício de habitação situado em Caxias, Oeiras.

Tendo por base o cenário geológico do local da obra, a tipologia estrutural, a volumetria do edifício, as patologias/danos existentes no edifício, a cota de fundação das fundações existentes e a necessidade de transmitir às fundações as cargas provenientes da nova laje estrutural do R/C, a solução adotada traduziu-se no recalçamento de fundações por microestacas tubulares em aço N80 (API 5A), encabeçadas por maciços de betão armado ligados por vigas de fundação. Esta solução permitiu assegurar que todos os elementos estruturais dos edifícios ficassem fundados, em condições de segurança, ao nível de substratos competentes, em terrenos não afetados por fenómenos de erosão e/ou degradação provocados pela ação da água.

A solução preconizada permitiu ainda minimizar o impacto no normal funcionamento do edifício, uma vez que todos os pisos elevados puderam continuar a ser habitados durante a intervenção, tendo ainda sido possível manter as fachadas existentes e reaproveitar alguns materiais e equipamentos para posterior colocação nas frações.

Por último, no contexto do imprescindível acompanhamento de uma obra com as características da presente, destaca-se o papel do plano de instrumentação e observação proposto como ferramenta pró-ativa na implementação atempada de medidas que podem assegurar a execução e manutenção da obra em condições de segurança e de economia.

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, STAP – Reparação, consolidação e modificação de estruturas.

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.

ESCAVAÇÃO, CONTENÇÃO PERIFÉRICA E FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIO EM ALCÂNTARA – LISBOA

EXCAVATION, RETAINING WALL AND DEEP FOUNDATIONS SOLUTIONS FOR A BUILDING AT ALCÂNTARA – LISBON

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

Veloso, Filipe, *Rockbuilding, Lisboa, Portugal, fveloso@rockbuilding.com*

Rosa, Nuno, *Alves Ribeiro, Lisboa, Portugal, nuno.rosa@alvesribeiro.pt*

**autor para correspondência*

RESUMO

No presente artigo são apresentadas as soluções propostas para os trabalhos de escavação, contenção periférica e fundações necessários para construção de 4 pisos enterrados de dois edifícios de serviços a construir no Loteamento Alcântara Poente, adjacente à Avenida da Índia, em Lisboa. Descrevem-se os principais condicionamentos existentes, nomeadamente: arqueológicos, geológicos, hidrogeológicos, geotécnicos e de vizinhança, os quais determinaram a escolha da solução de contenção de terras e respetivo travamento, materializada por paredes moldadas travadas horizontalmente através de ancoragens provisórias e bandas de laje. Serão ainda descritas as soluções adotadas para as fundações, nomeadamente a utilização de estacas moldadas de elevada capacidade. Será ainda dado particular ênfase aos aspetos arqueológicos, que condicionaram fortemente a solução de travamento. Por fim, apresentam-se os principais resultados da instrumentação implementada durante a realização dos trabalhos e deixam-se algumas reflexões sobre os motivos para algumas divergências registadas face ao estimado na fase de projeto.

ABSTRACT

This paper presents the proposed solutions for the excavation works, retaining wall and deep foundations necessary for the construction of 4 underground floors of two service buildings at Alcântara, adjacent to Avenida da Índia, in Lisbon. The main existing constraints were archeological, geological, hydrogeological, geotechnical and the neighbourhood conditions, which determined the choice of the retaining wall solution and respective horizontal support. Diaphragm wall technology was used for the retaining wall combined with a top-down sequence to assure the horizontal support. The solutions adopted for the deep foundations will also be described, namely the use of high capacity base grouted bored piles. Particular emphasis will also be given to archaeological aspects, which strongly determined the top-down solution and sequence. Finally, the main results of the monitoring devices are presented as well as the changes implemented during the works determined by differences between the results and the design estimations.

1. INTRODUÇÃO

As soluções de Fundação e de Escavação e Contenção Periférica desenvolvidas para a construção dos pisos enterrados do Projeto Alcântara Riverside, localizado na Avenida da Índia, em Alcântara, Lisboa, foram definidas de forma a possibilitar a construção de 4 pisos enterrados em condições de segurança e garantido a minimização do impacto nos condicionantes existentes na envolvente (Figura 1).

Face à localização da obra, existia um conjunto de condicionamentos naturais e antropogénicos extremamente relevantes, que determinaram fortemente a concessão da obra, nomeadamente: a proximidade ao Rio Tejo, que determinou a existência de nível freático elevado; a existência de aluviões arenosas muito permeáveis que, juntamente com o nível freático alto, recomendavam que prudentemente não se utilizassem ancoragens em profundidade; e a existência de importantes achados arqueológicos disseminados por grande parte da área de intervenção, que necessitavam de ser preservados e/ou registados antes de sofrerem qualquer afetação resultante da obra.



Figura 1 - Identificação do local da obra e vista dos trabalhos de escavação arqueológica

De forma a atender ao conjunto de condicionamentos existentes foi definida uma solução de contenção em parede moldada, ancorada ao nível da viga de coroamento e travada ao nível dos pisos -1 e -3 através de troços de laje e escoras metálicas. No alçado Sul, face à necessidade de preservação de um muro cais existente, não foi possível executar as ancoragens do nível da viga de coroamento, tendo-se optado pela instalação de tirantes horizontais, que passavam por cima do muro cais e que ancoravam numa viga fundada em estacas onde, por sua vez, estavam instaladas as ancoragens.

A solução de fundações consistiu em estacas moldadas Ø1000mm e Ø1200mm, encastradas ao nível dos basaltos do Complexo Vulcânico de Lisboa e injetadas através dos tubos cross-hole, numa profundidade de 3.0m abaixo da base.

Em fase de projeto foi ainda definida uma laje de ensoleiramento de grande espessura, que pretendia garantir a estanqueidade da solução e, como tal, dimensionada para resistir às subpressões. Contudo, após a finalização da escavação, verificou-se que o efeito de ensecadeira garantido pela parede moldada era muito significativo, determinando caudais afluentes muito reduzidos e, como tal, a solução de laje foi reformulada, passando para uma solução drenada com bombagem sistemática dos caudais afluentes.

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1. Condicionamentos geológico-geotécnicos

A área em estudo é caracterizada pela existência de uma espessa sucessão de materiais sedimentares que assenta sobre as formações do Complexo Vulcânico de Lisboa, as quais formam o substrato rochoso da zona.

As formações mais antigas identificadas são as do cretácico, nomeadamente pela Formação de Caneças C_{Cn}^2 e pela Formação de Bica C_{Bi}^2 .

Do Albiano Superior a Cenomaniano Médio a formação de Caneças é caracterizada por calcários margosos amarelados e apinhoados, pouco fossilíferos, com níveis areno-quartzosos e mais dolomíticos para o topo. Verifica-se ainda que por vezes esta formação se apresenta predominantemente em calcários margosos amarelados e margas.

No limite superior geralmente é efetuado entre a Última camada de calcário margoso dolomítico e a primeira de calcário branco a bege, por vezes fendilhado pertencente à formação da Bica.

A formação da Bica é constituída por calcários compactos de cor branca, rosada a avermelhada, por vezes apresenta-se cristalino com ocorrência de nódulos de sílex, alterando com calcários apinhoados (nodulosos) e com calcários com componente margosa, a qual é observada, preferencialmente, no topo da unidade e que por vezes alternam com margas amarelas, rosadas e esbranquiçadas.

O limite superior da formação da Bica ocorre através de uma superfície de paleocarsificação com os tufos do suprajacente Complexo Vulcânicos de Lisboa - CVL.

O Complexo Vulcânico de Lisboa - β^1 é caracterizado por alternância entre unidades vulcânicas e unidades sedimentares, o que evidencia a existência de períodos de repouso, os quais permitiram que os processos de sedimentação retomassem, antes de um novo episódio vulcânico.

Os episódios de vulcanismo, identificados nesta zona, são caracterizados, para além de basaltos compactos, mais ou menos alterados, por rochas piroclastos - β_p^1 , que são originários da atividade explosiva, constituídos essencialmente por cinzas e lapilli, não consolidados e sempre muito alterados. Verifica-se ainda a existência de brechas grosseiras de base de escoada e outros aglomerados vulcânicos, também, muito alterados.

A unidades mais recentes são datadas do Holocénico e caracterizadas com Aluviões e/ou aterros, que ocorrem principalmente ao longo das linhas de água.

Na Figura 2 apresenta-se, do lado esquerdo, um excerto da Carta Geológica de Portugal onde se identificam a generalidade das formações referidas, ao centro, 3 provetes de aluviões lodosas submetidos a ensaios triaxiais e, do lado direito, um conjunto de provetes de calcário e de basalto recolhidos no local e submetidos a ensaios de compressão simples.



Figura 2 – Aspectos geológicos

2.2. Condicionamentos hidrogeológicos

A zona de Lisboa encontra-se fortemente intervencionada pelo Homem, nomeadamente no que diz respeito à impermeabilização dos solos o que promoveu uma grande alteração relativamente aos recursos hídricos, pois houve alterações significativas nos escoamentos hídricos originais.

Na área em estudo verifica-se superficialmente serão possíveis de encontrar aquíferos do tipo poro, caracterizados pelas unidades recentes de aluviões. Em maior profundidade encontram-se as unidades com características rochosas as quais poderão exibir uma permeabilidade tipo poro, se o seu estado de alteração proporcionar um comportamento terroso ou do tipo fissural, quando a circulação de água é efetuada pelas suas descontinuidades. A sua capacidade de transmissividade dependerá da maior ou menor quantidade de materiais finos (impermeáveis), ou no que diz respeito aos maciços rochosos, de maior ou menor abertura das descontinuidades e tipo de preenchimento, se existir.

Para avaliar o impacto desta intervenção no regime de escoamento subterrâneo, foi desenvolvido pelo LNEC (2018), de acordo como o previsto no PP Alcântara Poente, um estudo hidrogeológico global (Figura 3), tendo-se concluído sobre o reduzido impacto da construção.

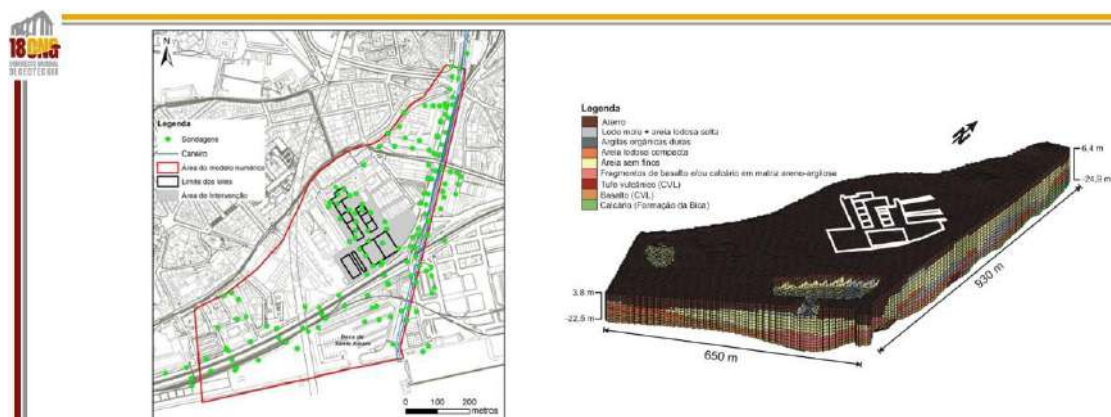


Figura 3 – Estudo Hidrogeológico LNEC – Pontos de Sondagens / Modelo Numérico

2.3. Condicionamentos arqueológicos

Os trabalhos de prospeção arqueológica desenvolvidos no recinto da intervenção, identificaram um conjunto de estruturas patrimonialmente relevantes até profundidades que se estimam ser da ordem dos 6,0m (Figura 4). Do conjunto de todas as estruturas identificadas, foi considerado que o muro cais existente ao longo de todo o alçado sudeste deveria ser preservado *in situ*, sendo as restantes estruturas arqueológicas passíveis de conservação pelo registo, ou seja, passíveis de serem removidas.

Face ao exposto acima, para garantir a preservação *in situ* do muro cais do alçado sudeste, verificou-se ser necessária a redução da área de implantação dos pisos enterrados e a adaptação das soluções de contenção periférica e fundações inicialmente previstas para a zona em referência.

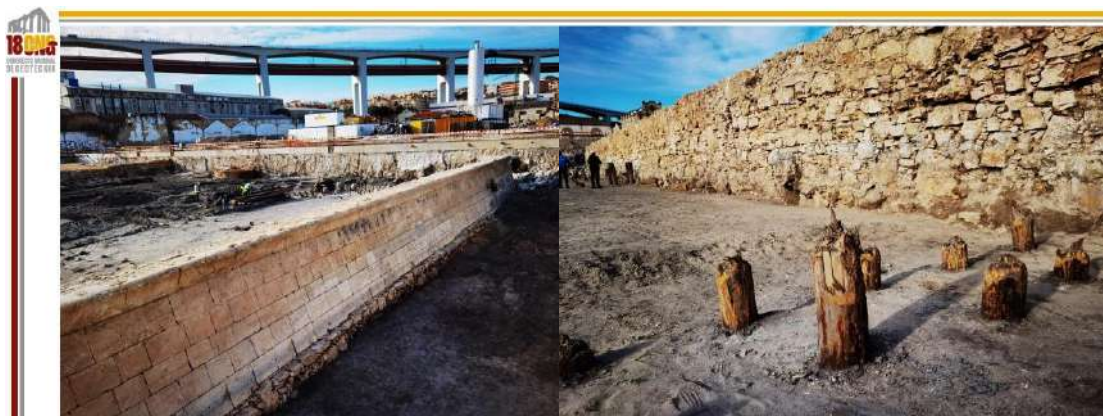


Figura 4 – Estruturas Arqueológicas Existentes

Neste enquadramento, a solução de contenção periférica permitiu a escavação arqueológica não condicionada até uma profundidade geral de 6,0m e a escavação adicional até 9,0m de profundidade na zona central do recinto de escavação, deixando uma banquetta de cerca de 3,0m junto à parede de contenção.

2.4. Condicionamentos relativos a serviços afetados

Existiam diversas redes enterradas que foram alvo de análise e consideração durante o desenvolvimento do projeto, nomeadamente um coletor unitário de grande dimensão 1200mm, sob pressão, propriedade das Águas do Atlântico, que foi alvo de análises numéricas e inspeções vídeo dedicadas, e um coletor ovoide 800x1200.

3. SOLUÇÃO PROPOSTA

Atendendo aos condicionamentos existentes, foram executadas as seguintes soluções para as fundações do edifício e para a estrutura de contenção periférica.

3.1. Fundações

A solução de fundações indiretas consistiu na execução de estacas moldadas, em betão armado, de modo a encaminhar as cargas, provenientes da superestrutura, para os terrenos competentes existentes em profundidade, de forma compatível com a boa funcionalidade do edifício, ou seja, sem a necessidade de mobilização de assentamentos que condicionem a referida funcionalidade.

Para a consecução do objetivo descrito, foram utilizadas estacas com diâmetros de 1000mm e de 1200mm, encastradas no mínimo 1,0m na formação caracterizada por basaltos muito fraturados referentes ao Complexo Vulcânico de Lisboa. Atendendo às condições geológicas do local e ao comprimento das estacas, a furação utilizou a “Vara Telescópica Kelly”, entubamento provisório do topo das estacas e a estabilização provisória do restante furo com recurso a fluídos estabilizadores (lamas bentoníticas).

Todas as estacas do projeto dispunham de 4 tubos Ø75mm para posterior realização de ensaios de controlo de qualidade do tipo cross-hole, os quais foram também utilizados para a injeção da ponta das estacas, num comprimento mínimo de 3,0m, permitindo o tratamento do maciço rochoso aí localizado e, desde modo, viabilizando a mobilização de elevadas tensões resistentes de ponta das estacas, sem necessidade de assentamentos significativos (Figura 5).

As injeções foram realizadas com calda de cimento e executadas por patamares com pressões gradualmente superiores até que se verifique um consumo reduzido e estabilizado de calda de cimento.



Figura 5 – Trabalhos de execução das estacas de fundação

Em complemento às estacas de fundação, face à cota elevada do nível freático e à natureza das formações aluvionares (arenosas numa espessura entre 20m e 30m), foi prevista uma laje de ensoleiramento de grande espessura, vigada e pré-esforçada, de modo a contrariar os impulsos hidrostáticos e transferi-los entre as zonas menos carregadas do edifício (embasamento) e as zonas de maior carga (núcleos das torres).

Neste contexto, as estacas de fundações foram dimensionadas para os dois cenários extremos: um em que o nível freático poderia atingir 1.20m acima da superfície do terreno (a longo prazo devido à subida do nível do mar); e outro em que o nível freático poderia não determinar a instalação de uma pressão significativa sob a laje de fundo (a curto prazo e dependente da permeabilidade do solo envolvido).

3.2. Contenção periférica

Tendo em conta a necessidade de construção de 4 pisos enterrados, assim com o complexo e desfavorável cenário geológico-geotécnico e hidrogeológico, a escavação foi realizada ao abrigo de uma parede moldada com espessura mínima de 0,60m.

De forma a controlar/minimizar a afluência de água ao interior do recinto de escavação e a garantir a segurança da mesma em termos de estabilidade hidráulica e de estabilidade global, a ficha da parede moldada garantiu uma entrega mínima de 2,0m ao nível das formações aluvionares de cariz argiloso, a qual determinou que a parede moldada atingisse uma profundidade de cerca de 32,0m. A eficácia desta solução veio-se a verificar durante a obra, uma vez que o caudal afluente ao recinto de escavação foi extremamente reduzido e permitiu eliminar a construção da laje de ensoleiramento inicialmente prevista.

Para o sistema de travamento provisório da parede de contenção, face aos impulsos horizontais, foram executadas ancoragens provisórias, ao nível da viga de coroamento, e bandas das lajes definitivas dos pisos -1 e -3.

As ancoragens auto-perfurantes, foram materializadas por perfis tubulares, do tipo CTS/Titan IBO 52/26, seladas num comprimento de 7,0m. A execução deste travamento permitiu a realização da escavação integral em cerca de 6,0m de profundidade, sem a necessidade de execução das estacas de fundação e/ou das bandas de laje de travamento da parede moldada e, deste modo, assegurar o cumprimento do pressuposto de preservação e de registo do património arqueológico.

No caso particular do alçado Sul (imagem esquerda da Figura 6), face à necessidade de não atravessamento com as ancoragens de um muro cais existente, foi necessário optar pela instalação de tirantes horizontais, que passavam por cima do muro cais e que ancoravam numa viga fundada em estacas onde, por sua vez, estavam instaladas as ancoragens.

A pesar do equilíbrio de forças atuante na parede moldada ser garantido de forma muito semelhante, uma vez que se mantém o travamento conferido pela componente horizontal das ancoragens e apenas se transfere a componente vertical das mesmas para as estacas que suportam a viga de betão armado, verificou-se que o desempenho (deformações) da parede de contenção neste alçado foi mais gravoso que no restantes alçados.



Figura 6 – Trabalhos de escavação e de execução do travamento das paredes de contenção

No que se refere às bandas de laje, a conceção geral destes travamentos teve em conta não só a resistência e rigidez necessárias para garantir as condições de segurança, mas também o processo construtivo associado, quer à fase de escavação, quer à fase de execução da estrutura dos pisos enterrados. Neste sentido, a geometria

dos troços de laje foi definida de modo a interferir o mínimo possível com a execução dos núcleos e outros elementos verticais da estrutura dos pisos enterrados.

Os troços de laje apoiaram-se durante a fase de escavação, na parede de contenção e em perfis metálicos HEB200 selados 2,00m nas estacas de fundação dos próprios pilares.



Figura 7 – Trabalhos de escavação e de execução do travamento das paredes de contenção

4. MODELOS DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO

De forma a analisar comportamento das estruturas de contenção, no que se refere a esforços e deformações, foi utilizado o programa de elementos finitos PLAXIS 2D, particularmente vocacionado para o efeito, simulando todas as fases construtivas.

A análise desenvolvida consistiu no estudo de uma secção tipo, considerada como representativa e mais condicionante, com o objetivo de avaliar as deformações, estados de tensão e a estabilidade do maciço a conter. Através desta análise foram determinados os esforços nas paredes de contenção e a avaliação das cargas a que os travamentos da mesma estarão sujeitos, nomeadamente as bandas de laje.

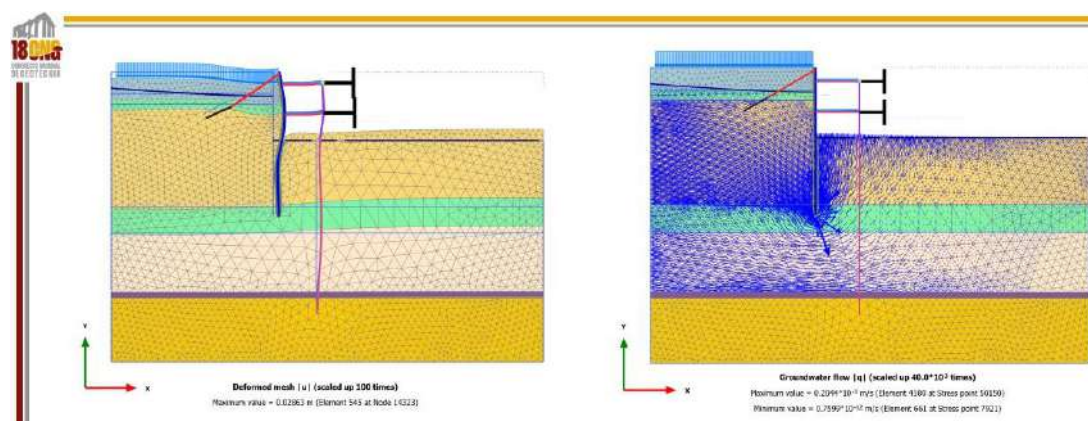


Figura 8 – Modelo de Cálculo Global – Plaxis 2D

Na modelação desenvolvida, simulou-se o comportamento do solo através do modelo constitutivo Hardening Soil. As paredes de contenção e os perfis metálicos foram modelados através de elementos do tipo viga “Plate”, com comportamento elástico, as ancoragens, com elementos do tipo mola, designadamente, “node-to-node anchor”,

enquanto as bandas de laje foram moldadas através de elementos tipo mola “Fixed-end anchor”. No caso das estacas de apoio à contenção, foram modeladas através de elementos do tipo “Embedded Beam Row”.

Já as estruturas de travamento, nomeadamente as bandas de laje dos pisos -1 e -3 e os respetivos escoramentos metálicos, foram analisadas recorrendo ao programa de cálculo automático de estruturas designado SAP2000 (Figura 9). As ações atuantes sobre as bandas de laje foram as determinadas no estudo da secção tipo, obtida no modelo desenvolvido no programa de elementos finitos PLAXIS 2D.

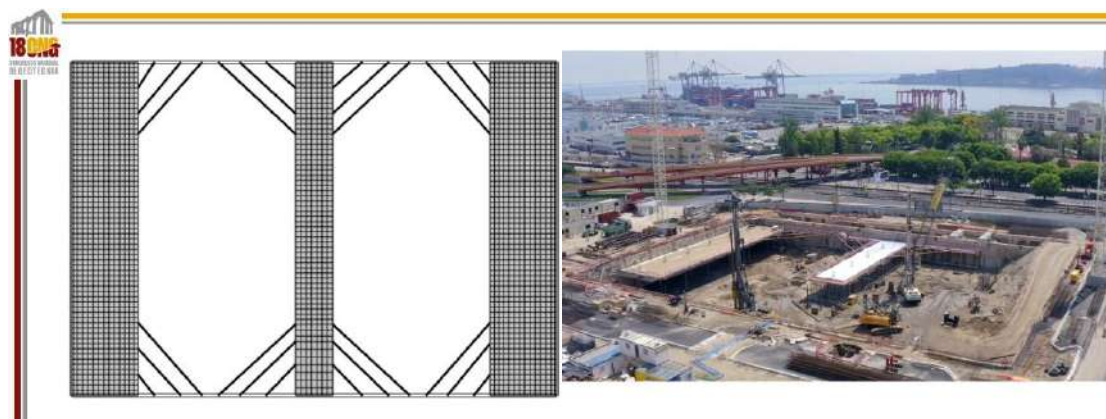


Figura 9 – Modelo de Cálculo e construção das Bandas de Laje

Conforme será discutido no capítulo dedicado a monitorização da obra, verificou-se que o modelo de cálculo das bandas de laje e dos travamentos metálicos não foi o mais adequado, conduzindo à sobretimação de deslocamentos nos alçados travados com bandas de laje e à sobestimação dos deslocamentos nos alçados travados do escoras metálicas.

5. INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

O Plano de Instrumentação e Observação implementado teve como objetivo garantir a realização, em condições de segurança e de economia, dos trabalhos relativos à escavação e contenção periférica dos pisos enterrados, assim como a análise do comportamento da envolvente durante a execução desta fase de obra, pelo que foi sendo adaptado em fase de obra, em função dos resultados obtidos em cada momento.

Os dispositivos instalados permitiram medir, com uma frequência semanal e, em alguns momentos, bissemanal, as seguintes grandezas:

- Deslocamentos horizontais e verticais da parede de contenção, com recurso a alvos topográficos;
- Deslocamentos horizontais no interior do maciço a conter, com recurso a inclinómetros;
- Inclinação da parede de contenção, com recurso a tiltmeters;
- Assentamentos a tardo da contenção, com recurso a marcas de nivelamento;
- Nível de água no interior do maciço a conter, com recurso a piezómetros.

Durante a evolução da obra, verificou-se uma tendência generalizada para o registo de deslocamentos horizontais da parede superiores ao previstos em projeto, ainda que relativamente baixo tendo em consideração da profundidade de escavação, em particular determinadas pela elevada degradação das propriedades de deformabilidade das areias aluvionares localizadas ao nível da ficha, como é evidenciado pelo tipo de deformação registada pelos inclinómetros e apresentada na Figura 10. Refere-se ainda que, apesar dos inclinómetros estarem selados dentro dos painéis da parede, que apenas atingiram as formações aluvionares, verificou-se, por comparação com os alvos topográficos colocados na viga de coroamento, que a base dos inclinómetros não estaria a apresentar movimentos relevantes.

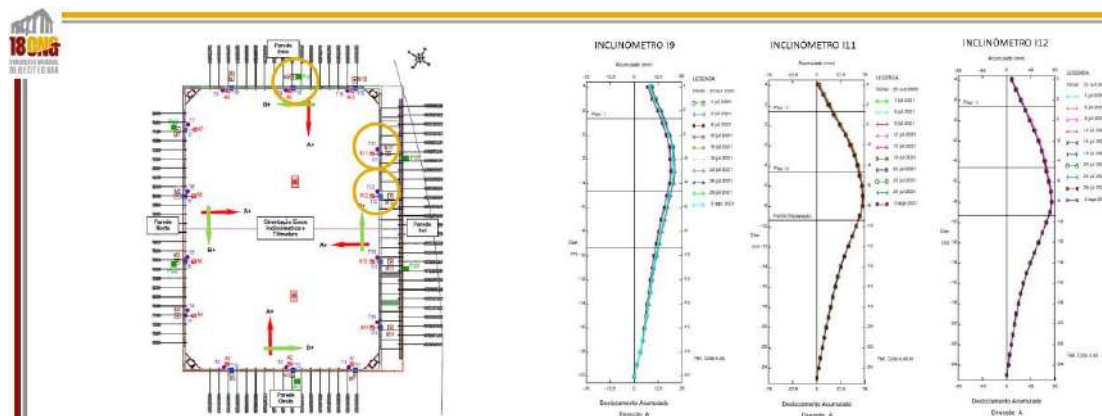


Figura 10 – Localização de Monitorização e Resultados dos Inclinómetros I9, I11 e I12

Adicionalmente, nos alçados travados com escoras metálicas, verificou-se ainda que as mesmas apresentavam uma rigidez bastante inferior ao estimado com base no modelo SAP2000, o que contribuiu para que nas zonas mais deformáveis se atingissem deformações horizontais máximas próximas de 80mm (como foi o caso dos inclinómetros I11 e I12).

Com a análise dos resultados da monitorização, foi possível concluir que a maior deformabilidade das escoras metálicas foi determinada, em grande medida, pela inadequada modelação do sistema de travamento. Na modelação das bandas de laje, uma vez que as mesmas apenas estavam ligadas à parede moldada por ferrolhos que não garantiam uma interação total, não foi considerada a rigidez proveniente do funcionamento em “T” da banda com a parede moldada. Esta assunção, apesar de ser conservadora para o dimensionamento da armadura banda de laje, conduziu a uma estimativa de deformações demasiado gravosa que, face à geometria do sistema de travamento, fazia com que anulasse/contrariasse parte das deformações das escoras metálicas. Como na realidade as zonas de travamento com bandas de laje mostraram-se muito pouco deformáveis (exemplo do inclinómetro I9), as escoras metálicas não sofreram essa deformação inicial e, como tal, mostraram-se muito deformáveis no controlo da parede de contenção nos alçados Sul e Norte. Refere-se ainda que no caso do alçado Sul, devido à presença do muro cais, à utilização de tirantes e à escavação realizada no tardoz da mesma, foi possível ocorrer, durante a escavação dos pisos inferiores, uma translação do topo da parede para o lado do terreno e, como tal, potenciar ainda mais a tendência de deformação do meio vão da parede.

6. IMPREVISTOS E ADAPTAÇÕES EM FASE DE OBRA

Conforme já referido, a ocorrência de deformações mais elevadas do que o esperado nos alçados Sul e Norte, determinaram a implementação de medidas corretivas, nomeadamente o encamisamento as escoras metálicas com betão armado, de forma a aumentar a sua rigidez e, deste modo, minimizar a taxa de crescimento das deformações que vinha a ser registada.

Também no decorrer da obra, nomeadamente durante a execução dos ensaios de integridade tipo crosshole, previstos para todas as estacas de fundação, com vista à verificação da sua integridade, detetaram-se a existência de algumas anomalias, nomeadamente faltas de recobrimento, alargamentos da secção, segregação do betão e intercalação de bolsas de solo (Figura 11). Em algumas situações, onde as patologias eram mais graves para o desempenho futuro das estacas, pela sua natureza ou pela combinação com as solicitações a que as estacas iriam estar sujeitas, foi necessário implementar medidas de reforço. Nas situações mais exigentes, nomeadamente num alinhamento estrutural onde apenas existia uma estaca sob cada pilar, foi necessário recorrer ao reforço da capacidade de carga através da execução adicional de microestacas autoperfurantes de grande capacidade do tipo ANP H3200-108, com bit de furação de Ø200mm, seladas nas formações basálticas do CVL.

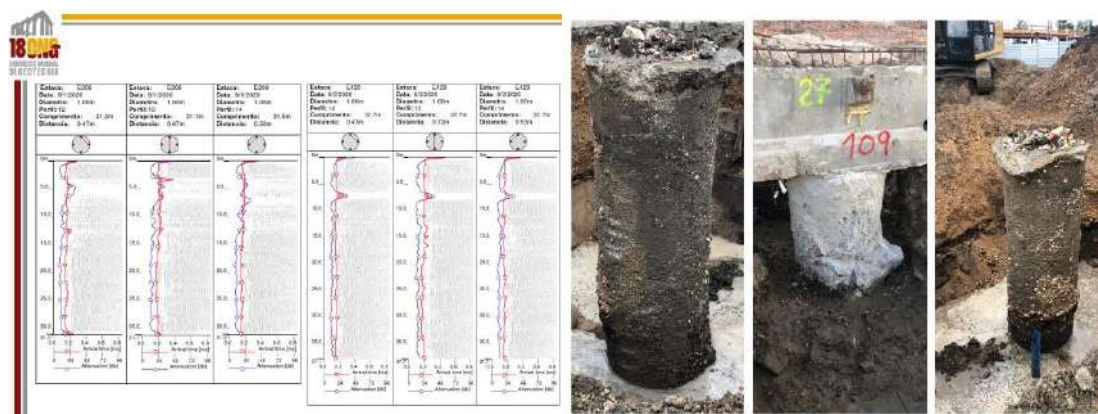


Figura 11 – Resultados ensaios crosshole e exemplos de patologias detetadas

A principal alteração decidida em fase de obra foi a eliminação da laje de fundo. Apenas no decorrer dos trabalhos de escavação e através da quantificação dos caudais bombeados diariamente, foi possível confirmar que a afluência de água ao recinto da escavação era extremamente reduzida quando comparada com as estimativas da fase de projeto (condicionadas pelos diversos ensaios de permeabilidade realizados durante as campanhas de prospeção). Contudo já existia, com base em experiências prévias, a expectativa que os caudais pudessem ser bastante reduzidos (Pita, 2012). Esta divergência, face aos pressupostos de projeto, está relacionada com o fato das paredes moldadas da contenção periférica terem interstetado, em todo o seu perímetro, uma camada de aluvião argiloso de muito baixa permeabilidade, que se tinha mostrado de difícil caracterização prévia, em particular no que se referia à sua distribuição espacial.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Face à localização, geologia, hidrogeologia, envolvente, arqueologia e dimensão da obra apresentada ao longo desta comunicação, considera-se que a concessão das soluções propostas e executadas em obra foi extremamente adequada e versátil, mostrando grande capacidade de adaptação aos resultados da monitorização, sem comprometer o planeamento da obra.

De modo a assegurar a fiabilidade dos resultados da monitorização, é fundamental a utilização de dispositivos distintos, que permitam maximizar a redundância do sistema. No presente caso, a utilização de alvos topográficos junto ao topo dos inclinómetros permitiu despistar a ocorrência de movimentos da base dos mesmos. Contudo, considera-se que em obras neste tipo de cenários geológico-geotécnicos, é preferível o prolongamento dos inclinómetros até ao substrato rochoso e, desse modo, permitir maior robustez dos resultados obtidos.

Considera-se ainda importante referir que evitar a execução de ancoragens, neste tipo de cenários hidrogeológicos, em que o nível freático está muito elevado e em que as formações ocorrentes são muito permeáveis, conduz a uma redução muito significativa da incerteza e, conseqüentemente, do risco da intervenção.

Por fim, no que se refere à supressão da laje de fundo que foi conseguida, importa referir que é uma situação que não deve ser generalizada e que carece de uma avaliação criteriosa na fase de obra, uma vez que além de poder afetar o regime de escoamento subterrâneo existente, transfere encargos significativos para a fase de exploração do edifício.

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 se destaca o papel importante das empresas: Rockbuilding – Soluções Imobiliárias SA, gestor de projeto e fiscalização, Consórcio Alves Ribeiro / HCI, empreiteiro geral, e Teixeira Duarte, subempreiteiro de geotecnia.

REFERÊNCIAS

- Pita, X.; Pinto, A.; Borges, R. (2012). Soluções de Contenção Periférica e de Fundações da Estação Elevatória das Agências em Lisboa. *13º Congresso Nacional de Geotecnia*, Portugal, abril 2012, pp. 33–34. ISBN 978-972-98781-8-3.
- LNEC (2018). Estudo Hidrogeológico Referente ao Projeto Escritórios Alcântara. Avaliação dos Potenciais Impactes.

EDIFÍCIO TRAVESSA DO ABARRACAMENTO DE PENICHE Nº17, LISBOA SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO, CONTENÇÃO PERIFÉRICA E RECALÇAMENTO DE FACHADA

EXCAVATION, EARTH RETAINING AND UNDERPINNING SOLUTIONS FOR A BUILDING AT TRAVESSA DO ABARRACAMENTO DE PENICHE Nº17

Marques, Pedro, *JETsj Geotecnia Lda., Lisboa, Portugal, pmarques@jetsj.com*
Pinto, Alexandre, *JETsj Geotecnia Lda., Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com*

RESUMO

No presente artigo são apresentadas as soluções implementadas para os trabalhos de escavação e contenção periférica, necessárias à execução dos pisos enterrados do edifício localizado na Travessa do Abarracamento de Peniche Nº17 e na Rua Eduardo Coelho Nº10 e 10A, em Lisboa. Situado numa área histórica e numa malha fortemente urbanizada e complexa. O edifício é constituído por três pisos elevados, piso térreo e três pisos enterrados. A fachada principal e empenas meeiras tinham obrigatoriamente de ser preservadas. A escavação, com cerca de 10m de profundidade máxima, foi executada essencialmente sobre solos da formação Miocénica “Argilas dos Prazeres”. A preservação da fachada principal e empenas meeiras, determinou, por sua vez, a necessidade de recalçamento e de contenção das mesmas, soluções que foram devidamente articuladas com a de contenção periférica.

Com o objetivo de minimizar a descompressão dos terrenos envolventes e minimizar as consequentes deformações, respeitando todos os condicionamentos, em particular os geológicos e geotécnicos, a preservação da fachada principal e empenas meeiras, bem como os de acessibilidade e de vizinhança, optou-se por uma solução de parede de contenção periférica, executada ao abrigo da tecnologia do tipo “Berlim Definitivo”, com 30cm de espessura, complementada com a realização de colunas de calda de cimento Ø250mm//0.25m, para tratamento prévio dos materiais de aterro, no tardo de mesma. A parede de contenção periférica foi travada horizontalmente com recurso a escoras metálicas e ancoragens provisórias, com comprimentos variáveis entre 13 e 20m.

ABSTRACT

This paper describes the solutions of the excavation, earth retaining and underpinning adopted for the execution of three underground floors in a building at Travessa do Abarracamento de Peniche nº17 and Rua Eduardo Coelho nº10 e 10A, in Lisbon. The required excavation with the depth of approximately 10 meters, intersected mainly sandy soils and sandy silts. As main restraints it should also be pointed out that the building is between two centenary buildings face the excavation pit, and the retaining wall is under shared walls. In order to ensure minimal disturbance of both the soil and the surrounding infrastructures, a soil treatment with grout columns was carried out, and a “Berlin” type peripheral earth retaining wall and a underpinning with micropiles for the shared walls was designed. Due to the available area of the site, the earth retaining wall horizontal bracing solution comprised the execution of corner steel struts and anchorages with lengths between thirteen and twenty meters. The results and analysis of the monitoring plan are also presented.

1. INTRODUÇÃO

No presente artigo descreve-se a solução de recalçamento, escavação e contenção periférica desenvolvida para a execução de até três pisos enterrados do edifício sito em execução entre a Travessa do Abarracamento de Peniche nº17 e Rua Eduardo Coelho nº10 e 10 A, em Lisboa, na freguesia da Misericórdia, em Lisboa, e cujo promotora é a “Star Burst Investements Lda.”.

A conceção arquitetónica do edifício, cujo Projeto é da autoria do atelier “GCCM Arquitectos”, prevê um edifício com uma forma em planta aproximadamente retangular (35mx11m), com uma área total de cerca de 370m² por piso. O edifício apresenta 3 pisos elevados, piso térreo e 3 pisos enterrados, destinados a habitação. No local, existia um edifício de habitação, que foi previamente demolido, com exceção da fachada principal da Travessa do Abarracamento de Peniche, empenas e muros meiros.

Na vista aérea da área da Figura 1, é possível identificar a implantação da obra, bem como algumas das mais relevantes confrontações e condicionamentos, destacando-se o nível de terras entre a Travessa do Abarracamento de Peniche e a Rua Eduardo Coelho, bem como os dois edifícios centenários confinantes.

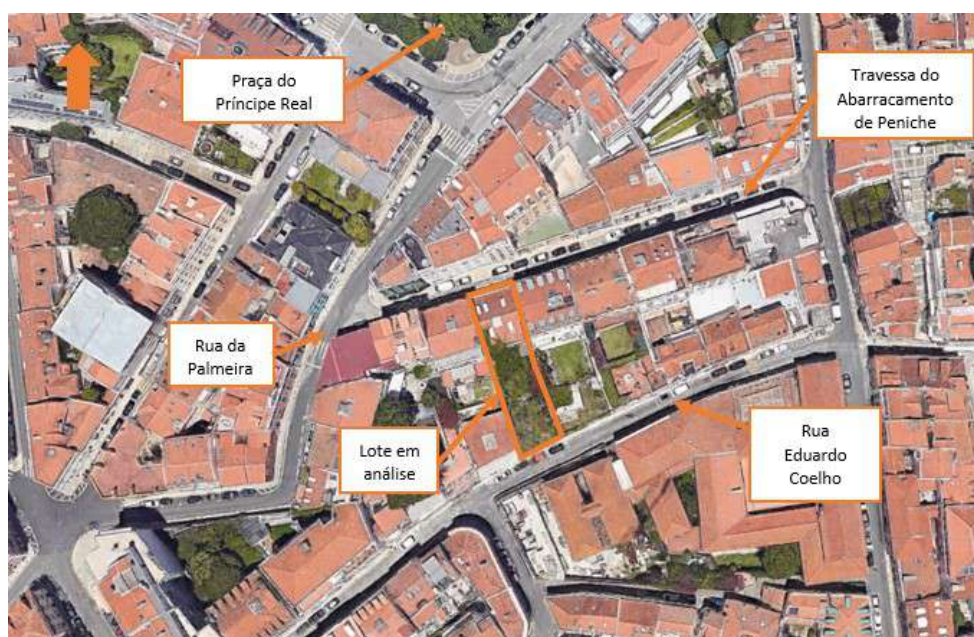


Figura 1 - Vista aérea do edifício a intervencionar (imagens retiradas do Google Earth)

2. PRINCIPAIS CONDICIONANTES

2.1. Condicionamentos Geológicos e Geotécnicos

No sentido a permitir a caracterização geológica e geotécnica dos terrenos interessados pelos trabalhos de escavação e contenção periférica, foi levada a cabo uma campanha de prospeção realizada pela empresa “Geocontrolo”, no âmbito da qual foram executadas duas sondagens mecânicas acompanhadas pela realização de

ensaios SPT. Posteriormente de forma complementar foi executada mais uma sondagem mecânica acompanhada pela realização de ensaios SPT, e quatro 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 Quadro 1.

Quadro 1 - Valores estimados dos parâmetros geomecânicos para cada zona geotécnica.

Zona Geotécnica	Formações	N _{SPT}	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E' [MPa]
Aterro	Depósitos de aterro silto-argilosos, algo pedregosos	< 10	18	25	-	5
ZG1A	“Argilas e Calcários dos Prazeres” descomprimida – Areias finas siltosas a silto-argilosas micáceas	< 22	19	32	2	25
ZG1B	“Argilas e Calcários dos Prazeres” descomprimida – silte argiloso por vezes micáceo ou carbonatado	< 30	19	28	5	20
ZG2	“Argilas e Calcários dos Prazeres” – Areia média a fina levemente siltosa a silto-argilosa e fortemente micácea	60	20	35	5	60

Superficialmente foi intercetada uma camada de depósitos de aterro com espessura variável entre 0,25m e 3m. Subjacente aos aterros, foi intersetada uma camada descomprimida, datada do Miocénico, constituída por Areias finas siltosas a silto-argilosas micáceas, variando em espessura entre os 0,25m-7,0m (S1) e 0.25m-5,0m (S2), esta espessura inclui os zonamentos ZG1A e ZG1B. Em profundidade, foi registada a ocorrência do substrato Miocénico, composto por Areia média a fina levemente siltosa a silto-argilosa e fortemente micácea, com o topo deste substrato a ser observado entre os 7,0m (S1) e os 5,0m (S2) de profundidade.

2.2. Condicionamentos relativos às condições de vizinhança

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

- A Norte, a Travessa do Abarracamento de Peniche, uma rua centenária com reduzida largura em que apenas é permitida a circulação rodoviária em uma via de sentido único;
- A Poente, o lote encontra-se confinado com um edifício vizinho centenário e o seu logradouro, o edifício possui 2 pisos elevados, cobertura e um piso em cave adicionado posteriormente. Na intervenção feita no edifício, que cujo um dos objetivos foi permitir a ligação do edifício sito na Travessa do Abarracamento de Peniche ao edifício sito na Rua Eduardo Coelho, foi construída uma galeria na zona do logradouro;
- A Nascente, encontram-se 2 edifícios confinantes assim como os respetivos logradouros, um sito na Travessa do Abarracamento de Peniche sendo este um edifício centenário em alvenaria de pedra, com 2 pisos elevados e cobertura, e um outro edifício sito na Rua Eduardo Coelho em betão armado com 2 pisos elevados;
- A Sul, a Rua Eduardo Coelho cujo acesso rodoviário apenas é permitido numa via de sentido único.

Importa igualmente referir que existe um desnível com cerca de 8m de cotas altimétricas entre a Travessa do Abarracamento de Peniche e a Rua Eduardo Coelho.

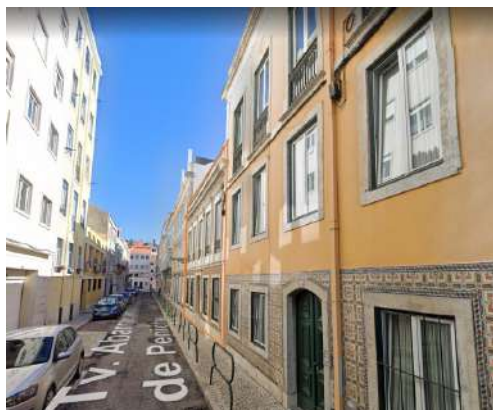


Figura 2 - Vista do edifício a intervir e edifícios vizinhos, antes do início dos trabalhos, vista da Travessa do Abarracamento de Peniche (à esquerda) e da Rua Eduardo Coelho (à direita) (imagens retiradas do Google Earth)

2.3. Condicionamentos arquitetónicos

De acordo com o previsto no projeto de arquitetura e conforme referido anteriormente, está prevista a manutenção da fachada principal. Apesar do alinhamento da contenção se encontrar pelo interior do perímetro da fachada, não havendo assim necessidade de recalçamento desta, no decorrer da obra detetou-se que as empenas e muros do logradouro eram meeiros, impossibilitando assim a sua demolição. Face a estas condicionantes detetadas em obra, foi necessário desenvolver soluções para o recalçamento dos elementos mencionados.

3. SOLUÇÃO PROPOSTA

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, 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;
- 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, optou-se por propor 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). Previamente ao início dos trabalhos de escavação e

atendendo às fracas características dos depósitos de aterro superficiais, à natureza arenosa das camadas do miocénico, à preservação dos edifícios centenários confinantes e à possibilidade de afluência de água na escavação propôs-se o tratamento dos materiais a tardo da contenção com recurso a colunas de solo-cimento. 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.

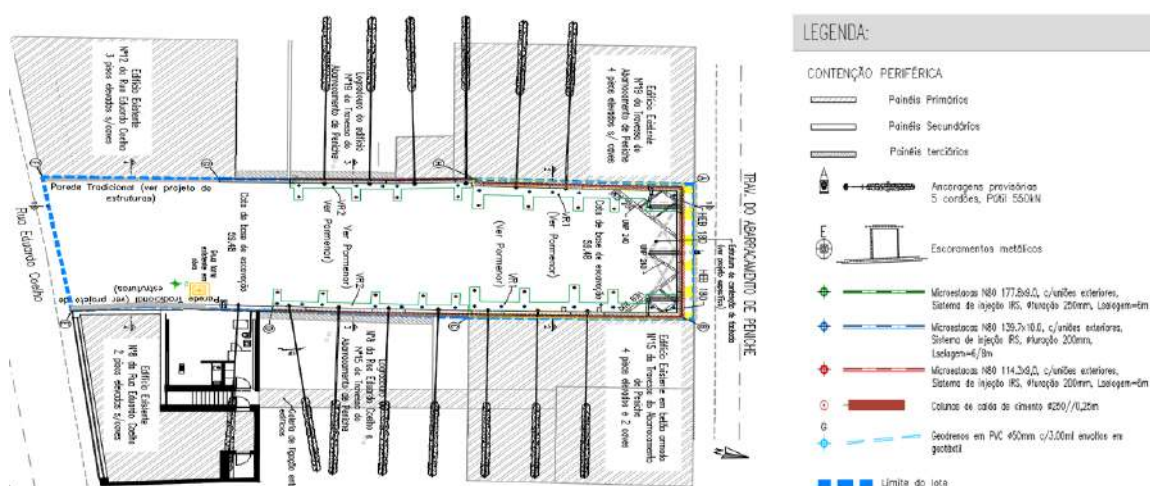


Figura 3 – Planta de dimensionamento do recalçamento e contenção periférica (à esquerda) e legenda dos desenhos (à direita)

No que se refere à manutenção e recalçamento das fachadas, optou-se por uma solução de recalçamento através de vigas e maciços fundados indiretamente em microestacas e aferrolhados aos elementos verticais a preservar. 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 fundação da contenção e das vigas e maciços de recalçamento.

3.2. 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 $\varnothing_{\min}=8"$ (200mm) e $\varnothing_{\min}=10"$ (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 e previamente tratado com colunas de calda de cimento, garantindo-se a estabilidade da parede da 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 perímetro de escavação.

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 4m, 6m e 8m, 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 Ø139,7x10mm e Ø177,8x9mm e uniões exteriores entre ligações, conforme referido estas microestacas 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 240.

O travamento horizontal da contenção na fase provisória, como referido, foi garantido através da execução de ancoragens provisórias constituídas por cordões 5 de 6", com inclinações variáveis com a horizontal de 30°, 25° e 15° seladas recorrendo a obturador duplo e a válvulas anti-retorno no substrato Miocénico em furos de 150mm. Nos cantos do perímetro de contenção garantiu-se o travamento horizontal através de perfis metálicos provisórios, materializados através de perfis HEB 180 e 200. Na Figura 4 apresentam-se imagens dos trabalhos de escavação com identificação de alguns dos elementos mais relevantes da solução de contenção.



Figura 4 – Fotos capturadas no decorrer dos trabalhos em obra, com identificação de alguns dos elementos mais relevantes

3.3. Recalçamento de empenas e muros meeiros

A solução de recalçamento consistiu na execução de vigas em betão armado com secção 0,70x1,2m para a zona das empenas e vigas com secção 0,70x0,80m para as zonas dos muros meeiros, aferrolhadas lateralmente aos elementos a recalçar através de ferrolhos Ø16//0,30m e 0,50m para cada zona respetivamente. De forma a encaminhar as cargas verticais definiu-se a fundação indireta das 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 da contenção periférica. Para garantir a transmissão dos esforços de 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 3m, 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 secção Ø114,3x9mm e uniões exteriores entre ligações, travados lateralmente à encurvadura através de perfis UNP 240. Na Figura 5 apresentam-se imagens dos trabalhos de escavação com identificação de alguns dos elementos mais relevantes da solução de recalçamento.



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

4. DIMENSIONAMENTO

4.1. Contenção periférica

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 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 6 apresenta-se um exemplo da modelação adotada para a contenção periférica efetuada no software referido assim como os deslocamentos horizontais obtidos para a última fase de escavação.

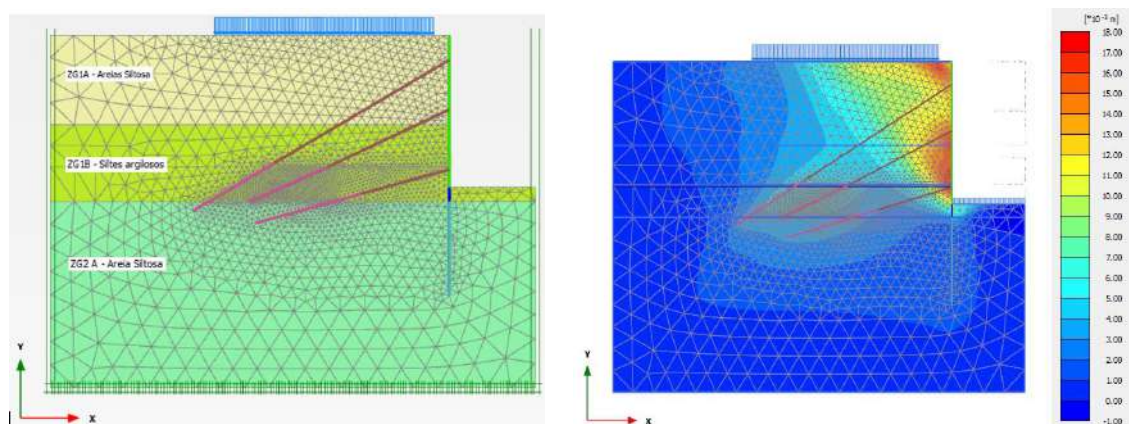


Figura 6 - Modelo da contenção periférica efetuado em Plaxis 2D (à esquerda) e deslocamentos horizontais obtidos para a última fase de escavação (à direita)

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.

4.2. Recalçamento de empenas e muros meeiros

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 7 apresenta-se a solução de recalçamento assim como o encaminhamento das cargas na solução e dimensionamento executado.

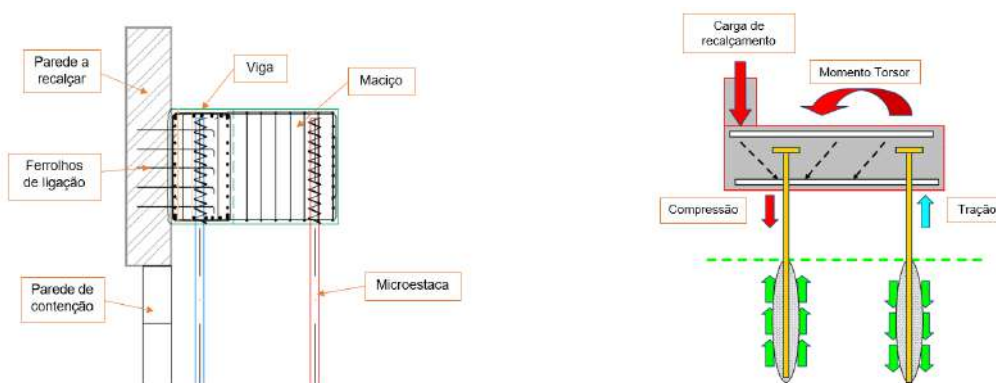


Figura 7 – Solução de recalçamento executada e encaminhamento de cargas da solução

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:

- 20 alvos topográficos, distribuídos pelos vários alçados da contenção periférica;
- 69 alvos topográficos, distribuídos pelos elementos existentes a preservar, incluindo fachadas existentes vizinhas, empenas e muros meeiros;
- 1 inclinómetro junto à fachada a preservar na Travessa do Abarracamento de Peniche.

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 a localização dos alvos topográficos colocados nas estruturas vizinhas e meeiros. 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.

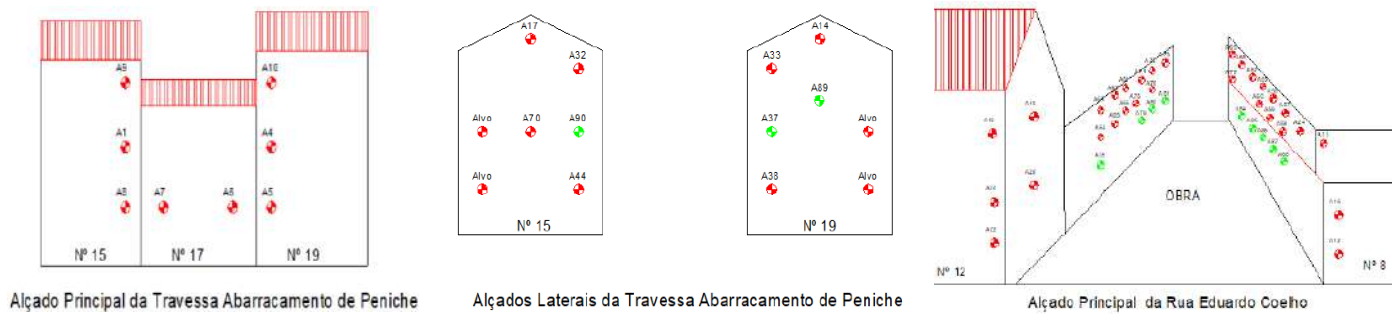


Figura 8 - Localização dos alvos topográficos colocados nas estruturas existentes

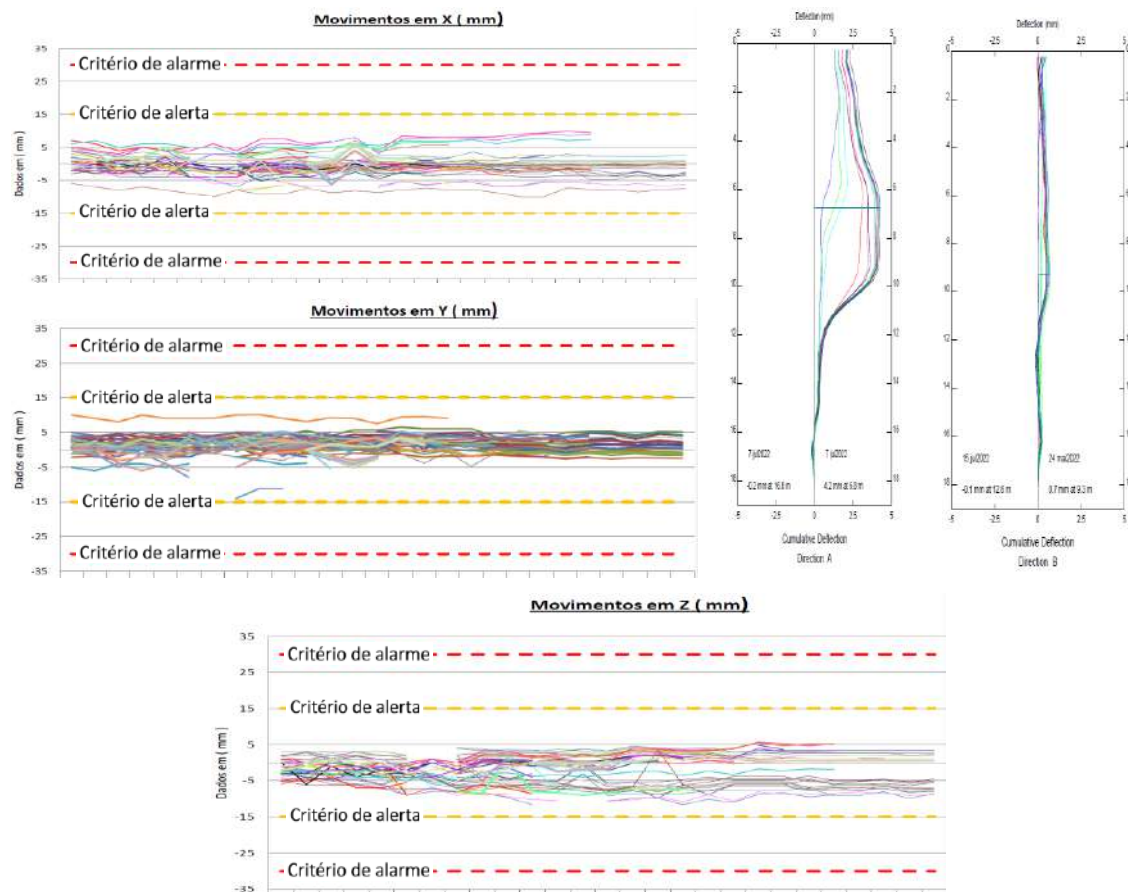


Figura 9 – Registos das leituras efetuadas ao longo da obra dos Alvos Topográficos e Inclinómetros

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. 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 “Star Burst Investements Lda”, 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 Arquitectos” 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.
- 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

PLATAFORMA LOGÍSTICA NA AZAMBUJA, PORTUGAL: SOLUÇÕES DE REFORÇO DE SOLOS E DE FUNDAÇÕES

LOGISTICS PLATFORM IN AZAMBUJA, PORTUGAL: SOIL IMPROVEMENT AND FOUNDATIONS

**Sousa, André, JETsj, Lisboa, Portugal, asousa@jetsj.com*

Pinto, Alexandre, JETsj, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com

Levita Gonçalves, António, Terratest, Madrid, Espanha, antonio-lg@terratest.com

Barba Moreno, Juan, Terratest, Madrid, Espanha, juan-bm@terratest.com

Moreno, Javier, Terratest, Madrid, Espanha, fjavier-ms@terratest.com

**autor para correspondência*

RESUMO

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

ABSTRACT

The present paper presents the foundation design for two warehouses belonging to the Logistics Platform, constructed near Vila Nova da Rainha, in Azambuja (Portugal). The calculations were performed considering the soil-structure interaction with elastic springs, in the bottom of the structural elements (columns), and their values were calibrated based on the results from in situ load tests.

A combination of two foundation solutions were studied where the vertical structural elements were founded on precast piles, and the pavement in a load transfer platform installed on top of compacted gravel columns. These gravel columns improve and reinforce the soft soils on site. With the intent of controlling the execution quality as well as expected long-term deformations of the solutions at hand, several "in-situ" tests were carried out before and during the construction phase.

1. INTRODUÇÃO

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

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

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

- Fundações indiretas para os pilares da superestrutura com recurso a estacas pré-fabricadas em betão armado, do tipo TERRA. Os maciços de encabeçamento das estacas foram, por sua vez, travados por vigas de fundação, dimensionadas para acomodar, além dos esforços horizontais e momentos fletores transmitidos pelos pilares, uma excentricidade accidental de até 10cm correspondente à tolerância de execução / implantação das estacas;
- Pavimentos interiores do armazém sobre terrenos brandos: laje de fundação em betão armado com fibras, sobre plataforma de transferência de carga com altura compatível com a distância entre colunas de brita compactadas e reforçada com geotêxteis de alta resistência na respetiva base. As colunas de brita foram executadas a através do sistema IMPACT da GEOPIER®, funcionando como elemento de tratamento e reforço dos solos brandos.

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

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

2.1. Condicionamentos geológicos e geotécnicos

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

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

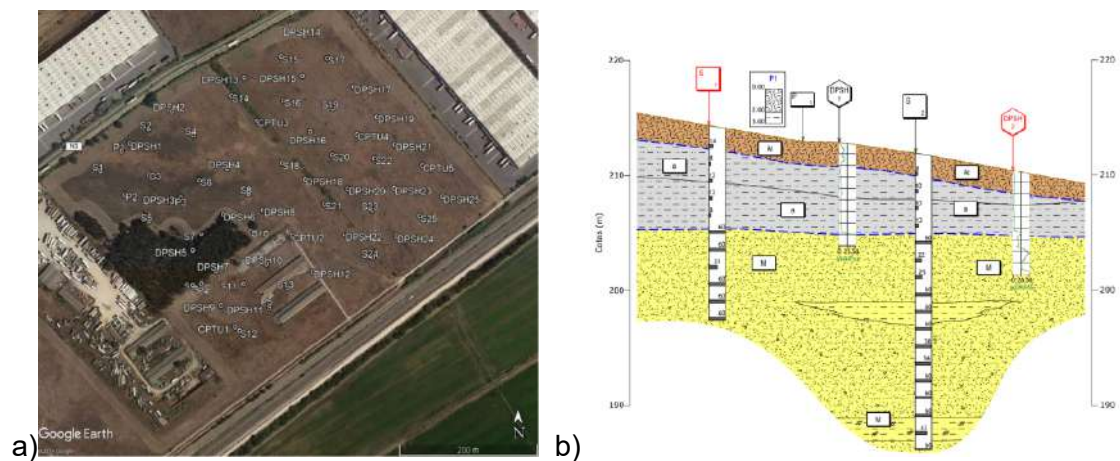


Figura 1 – a) Localização das sondagens e ensaios;
b) Perfil geológico entre as sondagens S1 e S2

O dispositivo geológico identificado no local de intervenção assinala a ocorrência de substrato de fácies sedimentar atribuído ao Miocénico, representado pelas unidades lito-estratigráfica denominadas de Camadas de Vila Nova da Rainha e Complexos Detríticos de Ota Camarnal (M) e pelos Depósitos de Terraço-Quaternário, do Plio-Plistocénico (Q). À superfície existem, com geometria irregular, depósitos aluvionares (a) e de aterro (At) de génese contemporânea, de espessura variável e sem aptidão para as funções de fundação (Figura 1(b)).

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

2.2. Outros condicionamentos

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

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

3. SOLUÇÕES DE REFORÇO DOS SOLOS DE FUNDAÇÃO DE PAVIMENTOS

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

Foi assim estudada e adotada uma solução de colunas de brita dispostas numa malha quadrada de 2,8x2,8m² e 3,1x3,1m² em toda a área de fundação do pavimento interior, desde que se encontrasse localizada sobre os materiais aluvionares brandos, considerando uma sobrecarga de utilização de 50kN/m².

As colunas de brita compactadas são constituídas através da aplicação de energia de impacto vertical direto permitindo compactar eficazmente camadas sucessivas de brita. A ação de impacto vertical também incrementa a tensão radial, permitindo o melhoramento do terreno que confina lateralmente as colunas. Quando necessário, as colunas poderão ser injetadas com calda de cimento. A Figura 2 mostra o processo de execução das colunas de brita compactadas utilizando o sistema IMPACT® da Geopier. Este método de cravação cumpre com os requisitos da norma EN14731:2005, aplicável ao planeamento, execução, ensaios e monitorização do tratamento do solo através da vibro compactação.



Figura 2 – Representação gráfica do processo de execução das colunas de brita compactadas

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

- **Geologia:** Como o terreno dispunha de grande variabilidade geológica, em particular a espessura muito variável dos materiais aluvionares, a seleção de uma solução de reforço e de melhoramento do terreno era uma condição fundamental para a uniformização da rigidez do terreno de fundação e, em consequência, para um eficaz controlo dos assentamentos diferenciais das diferentes zonas dos armazéns. Para contornar este desafio, do ponto de vista concetual, foram tomadas as seguintes medidas:
 - Utilização de diferentes malhas de colunas de brita, em função da capacidade geotécnica de cada zona, garantindo-se sempre que o a base das colunas repousava sobre terrenos com adequada capacidade de carga.
 - Tendo por referência o descrito no ponto anterior, execução das colunas até atingir o critério de nega, correspondente à situação em que a aplicação da força de “pull down” do equipamento e do vibrador, determine que o avanço não ultrapasse os 2,5 cm por 10 segundos.
- **Controlo dos assentamentos:** o tratamento e reforço do terreno através das colunas de brita compactadas permitiu um incremento da rigidez do terreno e, em consequência, um eficaz controlo dos assentamentos, ajustando-se aos requisitos de exploração dos armazéns: 30mm de assentamento máximo.

Destaca-se o facto das colunas de brita compactadas poderem ser mais eficientes do ponto de vista do incremento da rigidez, em relação às colunas de brita tradicionais, pois permitem a obtenção de módulos de deformabilidade da ordem de 1,3 a 2,5 superiores. Esta diferença é justificada pela metodologia de execução utilizada,

compactação por camadas, e pelo mecanismo de interação com o terreno confinante, conforme esquematizado na Figura 3.

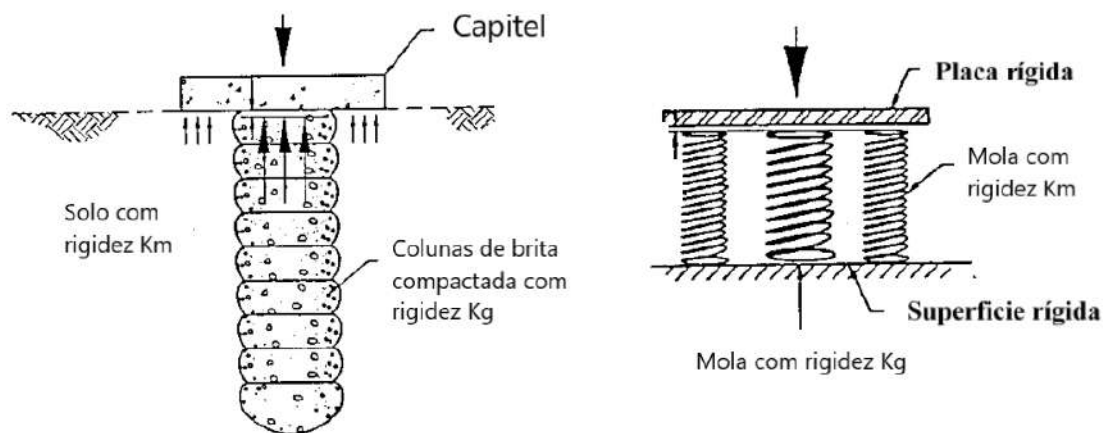


Figura 3 – Representação gráfica do processo de pré-dimensionamento das colunas de brita compactadas

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

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

3.1. Conceção e dimensionamento

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

Durante a execução das colunas em obra e, sobretudo quando não era atingida a profundidade estimada em fase de projeto, foi necessário rever o modelo inicial de

estimativa de assentamentos e desenvolver outro modelo, baseado na teoria da pré-consolidação, utilizando os resultados dos ensaios CPTu e dos ensaios edométricos.

Durante a elaboração do modelo de assentamentos de acordo com a teoria da pré-consolidação e contrastando os valores de $C_{\epsilon c}$ e $C_{\epsilon r}$ (coeficientes relacionados com os ciclos de carga e recarga) obtidos através dos ensaios edométricos e dos ensaios CPTu, concluiu-se que os ensaios de CPTu forneciam parâmetros bastante mais realistas, em comparação com os obtidos através dos ensaios edométricos. Esta situação poderá ser explicada, fundamentalmente, pela maior representatividade dos ensaios CPTu, em comparação os ensaios edométricos, muito condicionados pela qualidade da respetiva amostragem.

Em complemento, refere-se que os parâmetros obtidos através dos ensaios CPTu, foram ainda calibrados com base nos resultados dos ensaios de carga realizados em obra, permitido, assim, respeitar o critério de assentamento máximo dos pavimentos interiores, em fase de exploração, não superiores a 30 mm.

3.2. Controlo de qualidade e de execução

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

- Ensaio de carga estática vertical: foram realizados um total de 30 ensaios de carga estática vertical na cabeça das colunas, com carga máxima até 150% da carga de serviço, a fim de validar a e deformabilidade das colunas de brita compactada, modulo de rigidez e de modulo de deformação, conforme ilustrado na Figura 4.

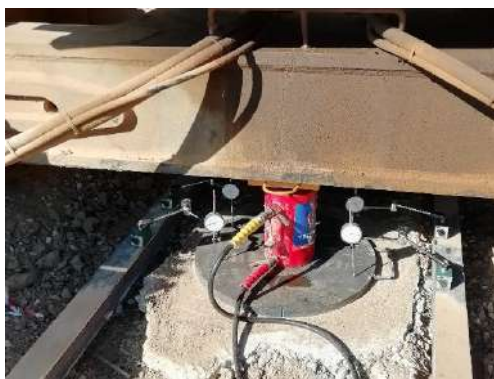


Figura 4 – Vista de um dos ensaios de carga estática vertical

Obtiveram-se valores médios de 114.74MN/m³ e 315.81MPa para o Módulo de Rigidez e de Deformação, respetivamente. Estes valores são muito superiores aos estimados em fase de projeto (cerca de 150%) de 76MN/m³ e 250MPa ,respetivamente, para os mesmos módulos, o que confirma a qualidade da solução de reforço e tratamento implementada. O incremento face aos valores de projeto, advêm, entre outros, da melhoria dos solos onde está a ser aplicado o reforço, através do incremento de tensão radial produzido pela compactação das colunas.

- Ensaio carga de longa duração: foram realizados dois ensaios através de aterros experimentais, à escala real, com duração de aproximadamente 3 meses, até 200% da carga de serviço, a fim de avaliar o desempenho da solução a médio e longo prazo, conforme ilustrado na Figura 5.

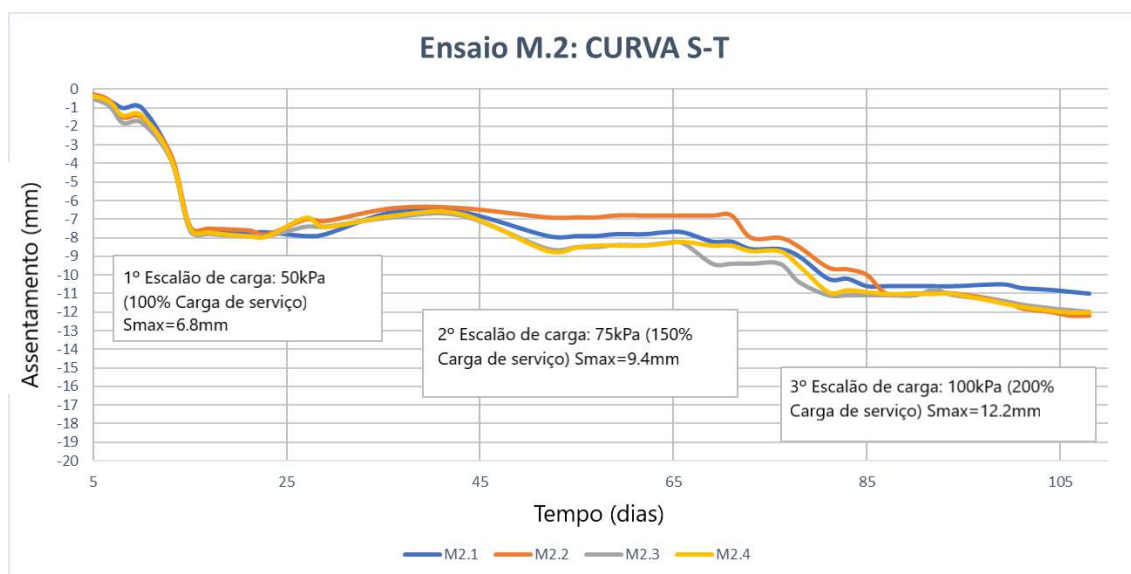


Figura 5 – Gráfico dos ensaios realizados, em escala linear, onde pode ser observada a evolução dos assentamentos ao longo do ensaio

Os resultados obtidos nos dois ensaios de longa duração, indicados na Figura 5, foram muito semelhantes. O assentamento total máximo após a estabilização do último patamar de carga foi de cerca de 13 mm, valor muito inferior ao estimado em fase de projeto, permitindo antecipar um bom comportamento da solução a médio a longo prazo, incluindo a ausência de eventuais fenômenos de fluência.

4. SOLUÇÕES DE FUNDAÇÕES DAS ESTRUTURAS DOS EDIFÍCIOS

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

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

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

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

4.1. Conceção e dimensionamento

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

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

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

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

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

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

em que:

Q_{TOPE} é a carga máxima no coroamento da estaca;

σ é a tensão de cálculo no betão (30% da resistência característica, f_{ck});

A é a área da secção transversal.

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

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

Considerando a quantidade mínima de armadura transversal, o passo da hélice ou a separação entre cintas maior ou ligeiramente menor do que 0,75d, a resistência última

ao esforço transversal foi estimada, considerando as estacas destas secções (T-235 e T-270) como peças sem armadura de corte em zonas fissuradas por flexão, conforme estipulado no EC2 (3).

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

Dada a natureza agressiva do processo de cravação, ocorreram problemas pontuais na cravação de algumas estacas que obrigaram a revisão da solução sendo que, nessas estacas, não foi possível verificar o critério de nega, pelo que as mesmas foram devidamente substituídas por novas estacas implantadas devidamente afastadas das restantes (inclusive da estaca problemática). As soluções adotadas, nestes casos, incluem aumentos de armadura dos maciços e aumentos de armaduras das vigas de fundação adjacentes para acomodar as novas excentricidades derivadas da cravação de novas estacas.

4.2. Controlo de qualidade e de execução

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

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

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

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

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

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

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

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

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

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

AGRADECIMENTOS

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

REFERÊNCIAS

- (1) Li Salas, J.A., Justo, J.L., Serrano, A. 1981. Geotecnia y Cimientos II. Editorial Rueda, Madrid.
- (2) Likins G. y Rausche F., "Correlation of CAPWAP with Static Load Tests", 7th International Conference on the Application of Stresswave Theory to Piles 2004;
- (3) Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão Armado;
- (4) Eurocódigo 7 – Projeto de Estruturas Geotécnicas;
- (5) NP EN 12699 - Estacas instaladas com deslocamento do terreno;
- (6) EN ISO 9001:2008- Sistema de gestão de qualidade;
- (7) NP EN 12794 – Produtos prefabricados de betão;
- (8) EN 197-1 – Cimento;
- (9) Norma Espanhola - Código Técnico de la Edificación. Documento Básico SE-Cimientos (março de 2006);
- (10) Norma Espanhola - Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera, GCOC (2002);
- (11) Puertos del Estado, 2008 - ROM 0,5-05 Geotechnical recommendations for the Design of Maritime and Harbour works.

EDIFÍCIO PHOENIX – SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA, EM LISBOA

PHOENIX BUILDING - EXCAVATION AND RETAINING WALL SOLUTIONS, LISBON

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

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

RESUMO

No presente artigo são apresentadas as soluções implementadas para os trabalhos de escavação e contenção periférica, necessárias à execução dos pisos enterrados do Edifício Phoenix, que terá o propósito de acomodar espaços de escritórios. O edifício será constituído por cobertura, 7 pisos elevados, piso térreo e 3 a 5 pisos enterrados (na zona mais profunda). A escavação, com cerca de 19m de altura máxima, foi executada em aterros heterogéneos recentes, Areolas da Estefânia e Argilas dos Prazeres, recobrimdo os materiais do Oligocénico (Formação de Benfica). A obra localiza-se num lote da Avenida Álvaro Pais, em Lisboa, confinado por diversas infraestruturas, em particular as enterradas, que na sua maioria são coletores de esgotos e condutas de água, acesso ao Túnel do Rego e linhas férreas da IP, com importantes restrições de deformações, aspeto considerado na conceção e dimensionamento da solução de contenção periférica. Com o objetivo de minimizar as descompressões dos terrenos envolventes e de minimizar as consequentes deformações, bem como de respeitar todos os condicionamentos existentes, optou-se por uma solução de contenção periférica constituída por uma parede moldada, em betão armado, com 50cm de espessura, travada provisoriamente através de ancoragens e de escoras de canto metálicas. Por fim, destaca-se ainda que a instrumentação e observação da estrutura de contenção periférica e respetiva envolvente, durante os trabalhos de escavação, foi realizada com recurso a um sistema de leituras automatizado, permitindo a realização de leituras em tempo real de todos os aparelhos.

ABSTRACT

In this paper are presented the solutions implemented for the excavation and retaining wall, necessary for execution of the underground floors of the Phoenix Building that will accommodate several office spaces. The building will consist of 7 floors above the ground level, ground level and 3 to 5 underground floors (in the deepest zone). The excavation, with 19m maximum height, was executed in recent heterogeneous landfills, "Areolas da Estefânia" and "Argilas dos Prazeres", covering Oligocene materials ("Formação de Benfica"). The construction is located in an Álvaro Pais Avenue plot, in Lisbon, surrounded by several infrastructures, particularly buried ones, which are mostly sewage collectors and water pipes, access to the Rego Tunnel and IP railway lines, with important deformation constraints, an aspect considered in the design of the retaining wall solution. To minimize the ground disturbance and to minimize the consequent deformations, as well as to correspond to the architectural requirements, the solution adopted was a diaphragm wall with 50cm thick, braced by provisory ground anchors and corner steel struts. Finally, it should be noted that the instrumentation and observation of the retaining wall and the evolving structures during the excavation works was carried out using an automated reading system, allowing an online reading in real time of all devices.

1. INTRODUÇÃO

No presente artigo são apresentadas as soluções de escavação e contenção periférica necessárias à execução dos pisos enterrados do edifício designado Phoenix, localizado na Avenida Álvaro Pais, em Lisboa, e que acomodará diversos espaços de escritório. O edifício a construir é composto por cobertura, 7 pisos elevados, piso térreo e 3 pisos enterrados. O piso térreo desdobra-se em 3 níveis, por forma a efetuar a ligação com os diversos arruamentos, o que conduz a que, com o desenrolar do edifício para Poente, os 2 níveis mais baixos do piso 0, representem subcaves.

O limite da Unidade de Intervenção (a azul na Figura 1) compreende, além do edifício que será delimitado pelo lote da Parcela C (a vermelho na Figura 1), uma área considerável da zona envolvente a qual contará com diversos trabalhos urbanísticos de arranjos exteriores. 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 Earth)

Aquando do início dos trabalhos a topografia do lote era ligeiramente acidentada, composta por taludes de diversas inclinações. Assim, em primeira fase foram desenvolvidos trabalhos de remodelação de terrenos, cujo objetivo foi o de remover o volume de terreno substancialmente acima da cota dos arruamentos vizinhos. Posteriormente, definiram-se taludes provisórios com maior impacto a Poente e a Sul do lote, os quais tiveram como objetivo minimizar escavações posteriores e definir uma plataforma de trabalho para execução da parede de contenção. Na Figura 2 apresenta-se a topografia do local da intervenção nas diversas fases referidas.



Figura 2 – Existente (esquerda), Remodelação terrenos (centro) e Taludes provisórios (direita)

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1. Condicionamentos Geológicos-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 10 sondagens mecânicas à rotação, acompanhadas da realização de ensaios de caracterização in situ, SPT, tendo em duas delas sido instalados um piezómetro de tubo aberto. Complementarmente, foram executados ensaios de permeabilidade (*Lefranc* e *Slug Test*), bem como ensaios laboratoriais para caracterização dos terrenos prospetados e análises químicas à água subterrânea.

De acordo com a Carta Geológica de Lisboa, o ambiente geológico é caracterizado, essencialmente, por formações do Cenozóico, o que foi confirmado pela prospeção realizada que caracterizado, superficialmente, a ocorrência de depósitos de aterro (*At*) e, subjacente a estes substratos miocénicos (*M_{Pr}* e *M_{ES}*) em particular as Argilas dos Prazeres, compostas por argilas e margas de lagunas litorais e as Areolas da Estefânia, compostas por areias finas, areias argilosas, argilitos e alguns bancos de biocalcarenitos. Inferiamente, e com grande expressão, foi identificado um nível caracterizado por substratos do Oligocénico, materializados pela Formação de Benfica (*φ_{BF}*), composta por conglomerados e arenitos siliciclásticos.

A análise do dispositivo geológico-geotécnico resultante da campanha de prospeção permitiu individualizar 6 horizontes geotécnicos, os quais se apresentam no Quadro 1 juntamente com os parâmetros geomecânicos estimados:

Quadro 1 - Parâmetros geomecânicos

Horizonte geotécnico	Formação	(N ₁) ₆₀ / N ₆₀	γ (kN/m ³)	φ' (°)	c' (kPa)	E [MPa]
G1	Aterro Aterro heterogéneo	8-25	18-19	32-35	--	30-80
G2A	Miocénico Solos arenosos médios	8-25	18-19	32-35	--	30-80
G2B	Miocénico Solos arenosos compactos	25-42	19-20	35-38	--	80-140
G2C	Miocénico Solos arenosos muito compactos	42-60	20-21	40-42	<25	140-200
G3A	Oligocénico Maciço arenítico friável	80-180	21-22	40-45	25-50	300-500
G3B	Oligocénico Maciço arenítico	>180	22-23	40-45	50-100	500-800

O modelo hidrogeológico é representado por horizontes que convergem para a existência de aquíferos livres assentes sobre a Formação de Benfica. Os níveis freáticos, em geral tendem a encontrar-se entre os 6 e os 9m de profundidade, pelo que parte significativa da escavação será realizada abaixo do mesmo.

2.2. Condicionamentos relativos às Condições de Vizinhaça

O recinto da escavação insere-se numa zona urbanizada da cidade de Lisboa, encontrando-se na sua vizinhaça diversas edificações, arruamentos e infraestruturas. Assim sendo, foi necessário desenvolver soluções compatíveis com a preservação da integridade das referidas estruturas e infraestruturas, assegurando, ainda, todas as

condições de boa funcionalidade das mesmas. Enunciam-se de seguida as principais confrontações:

- Avenida Álvaro Pais, e respetivas infraestruturas, a Norte.
- Estação Ferroviária de Entrecampos, a Nascente
- Linha Ferroviária do IP, a Sul
- Rua Sousa Lopes, e respetivas infraestruturas, e Túnel do Rego, a Poente

2.3. Condicionamentos Arquitetónicos

No que ao edifício diz respeito, com o objetivo de definir a ligação aos diversos arruamentos circundantes ao nível do piso 0, tornou-se necessário que este se desdobrasse em 3 níveis distintos, por forma a efetuar a ligação às diversas cotas associadas, pelo que, com o desenrolar do edifício para Poente, os 2 níveis mais baixos do piso 0 se tornam subcaves. Assim, a definição do topo da parede de contenção foi efetuada por forma a que acompanhasse, sempre que possível, o desenvolvimento variável dos pisos térreos. Outro condicionamento associado à escavação do edifício foi a dimensão da parede de contenção que, privilegiando o espaço de utilização futura das caves, se definiu como máximo ser 50cm.

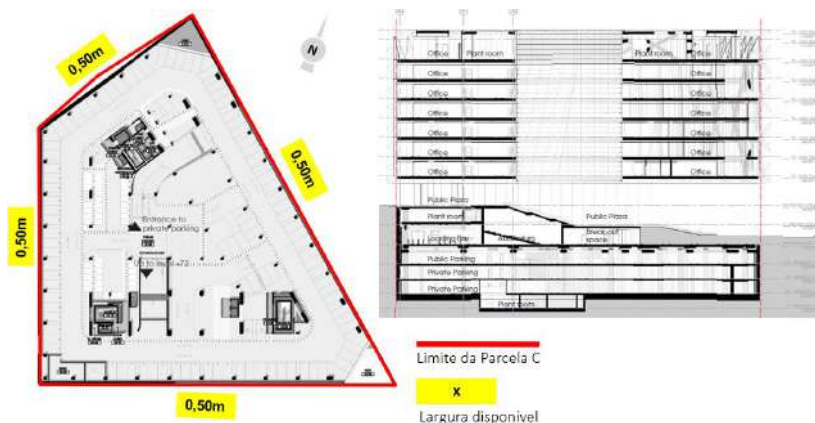


Figura 3 – Planta de Arquitetura de pisos enterrados (à esquerda) e corte transversal (à direita)

No âmbito da intervenção a realizar na zona envolvente ao edifício, destaca-se a definição de uma rampa de acesso rodoviário aos pisos enterrados do edifício. Para a construção desta definiu-se uma solução de contenção periférica complementar.



Figura 4 – Intervenção de Arranjos Exteriores na zona envolvente ao edifício

3. SOLUÇÕES PROPOSTAS E ADOTADAS

Na concepção das soluções de contenção periférica procurou-se, para além da necessária contenção vertical dos terrenos a escavar, respeitar os seguintes pressupostos de base:

- Controlar as deformações nos terrenos, construções e infraestruturas envolventes à escavação;
- Definir soluções com o menor prazo de execução e o menor custo associado possível, integrando para tal e sempre que viável, os elementos necessários para a fase provisória da obra de contenção periférica na solução de estrutura e de contenção definitiva dos pisos enterrados;
- Minimizar as interferências com o regime hidrogeológico do local.

Apresentam-se de seguida as soluções propostas e adotadas para os trabalhos de escavação e contenção periférica.

3.1. TALUDES DE ESCAVAÇÃO PROVISÓRIOS

Uma vez que o limite da contenção periférica a construir se encontrava a alguma distância do limite de intervenção foi possível definir taludes de escavação provisórios, os quais permitiriam otimizar a solução, uma vez que se reduziu a altura de contenção provisória necessária, bem como compatibilizar logo desde desta fase as cotas com o pretendido pelo projeto de arranjos exteriores. Como se verá adiante, estes taludes permitiram ainda agilizar a escavação necessária para a construção da rampa de acesso ao estacionamento.

Assim, os taludes provisórios previstos para as zonas circundantes foram definidos, de forma geral, com inclinações 2(H):1(V), sendo estas compatíveis com as características geomecânicas dos materiais interessados e com as infraestruturas vizinhas, materializando-se desta forma a plataforma de trabalho para execução dos trabalhos de construção da parede moldada.

Na Figura 5 apresentam-se uma planta da zona a intervir na qual se ilustram os taludes provisórios, e duas perspetivas 3D do terreno antes e após a execução dos mesmos.

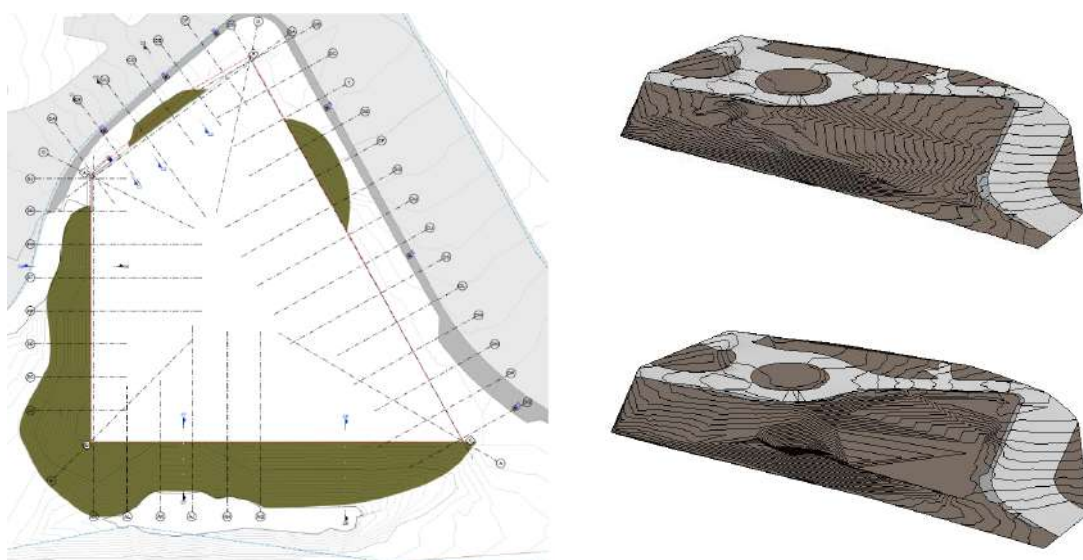


Figura 5 - Planta da zona a intervir: Taludes provisórios (a verde) e Arruamentos (cinza)

3.2. Solução do tipo “Paredes Moldadas” travadas por Ancoragens

Atendendo aos principais condicionamentos, executou-se uma solução de contenção periférica do tipo “Paredes Moldadas” para execução das caves do edifício, constituída por painéis em betão armado com espessura útil de 50cm. A execução da escavação ao abrigo de painéis de parede moldada visou cumprir os requisitos impostos pela Arquitetura no que à espessura e ao acabamento final da solução dizia respeito, bem como optar pela solução técnica mais otimizada em termos de custo, tendo ainda o seu encastramento abaixo do fundo de escavação sido definido por forma a controlar/minimizar a afluência de água ao interior do recinto de escavação e a garantir a segurança da mesma em termos de estabilidade hidráulica e de estabilidade global.

A escavação da parede moldada foi em geral realizada com recurso a “grab” hidráulico sendo que, durante estes trabalhos, o volume de terreno retirado é ocupado por fluido de estabilização no interior da vala. Contudo, devido às formações geológicas que se previam intersetar anteviu-se a eventual dificuldade de escavação unicamente com o “grab”, pelo que se definiu a execução prévia de furos verticais realizados com recurso a trado curto e vara Kelly.

Na fase final dos trabalhos foi possível apurar que esta solução, conjuntamente com a permeabilidade dos terrenos, permitia a dispensa de uma laje de fundação em betão armado concebida para impermeabilizar o recinto de escavação em fase definitiva.

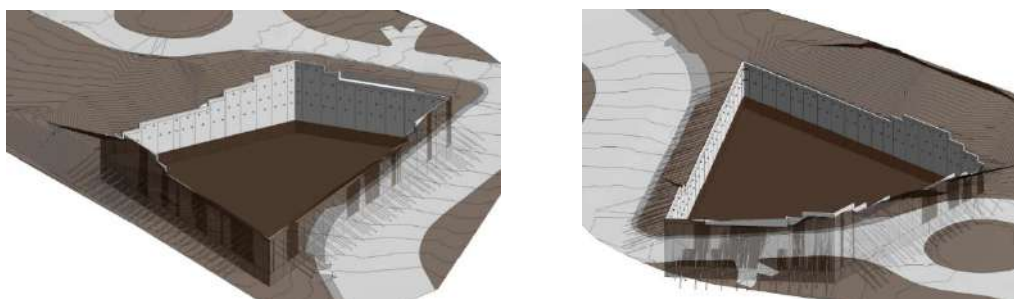


Figura 6 – Modelo BIM: Vista Nascente (à esquerda) e Vista Poente (à direita) da solução de paredes moldadas

No que respeita ao travamento horizontal da parede de contenção durante a fase provisória, definiu-se a execução de ancoragens, pré-esforçadas, e a colocação de escoras metálicas de canto. As ancoragens foram dispostas em 2, 3 e 4 níveis sendo constituídas, na sua generalidade, por 5, 6 e 7 cordões de 0,60” e seladas através do sistema IRS [1] em formações competentes e geologicamente estáveis em relação à geometria total da escavação com comprimento de selagem variáveis entre 6m e 8m, materializado por via de furação com diâmetros não inferiores a 200mm (8”).

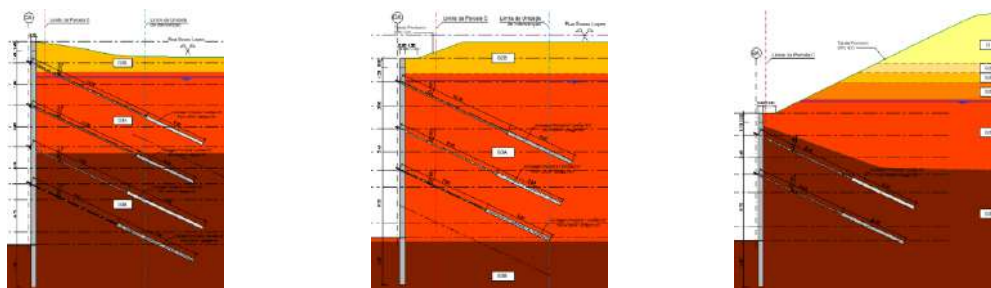


Figura 7 – Estrutura de contenção do tipo parede moldada: Secções Tipo

3.3. Solução do tipo “Berlim Provisório” travado por Ancoragens

Com o objetivo de executar a rampa de acesso ao estacionamento, e considerando todos os condicionamentos relevantes, nomeadamente o geológico-geotécnico e hidrogeológico atrás descrito, propõe-se que a escavação seja realizada ao abrigo de uma contenção, provisoriamente ancorada, executada segundo a metodologia tradicionalmente designada “Berlim Provisório”, a qual consiste na instalação prévia de perfis metálicos verticais, selados no terreno, seguida da colocação de pranchas de madeira e vigas metálicas de distribuição horizontais, onde apoiarão as ancoragens pré-esforçadas previstas.

Neste caso definiram-se perfis verticais HEB 140, previamente colocados em furos de 250mm de diâmetro, instalados com um afastamento médio de 1,20m, e com um comprimento mínimo de selagem de 3m, materializada através de sistema de injeção tipo IGU [1]. O equilíbrio da estrutura de contenção, face aos impulsos provocados pelo terreno e pelas sobrecargas rodoviárias, foi garantido pela instalação de ancoragens provisórias, apoiadas em vigas de distribuição constituídas por 2 perfis UPN 300.

Na Figura 8 apresenta-se a solução de estrutura de contenção periférica atrás descrita.

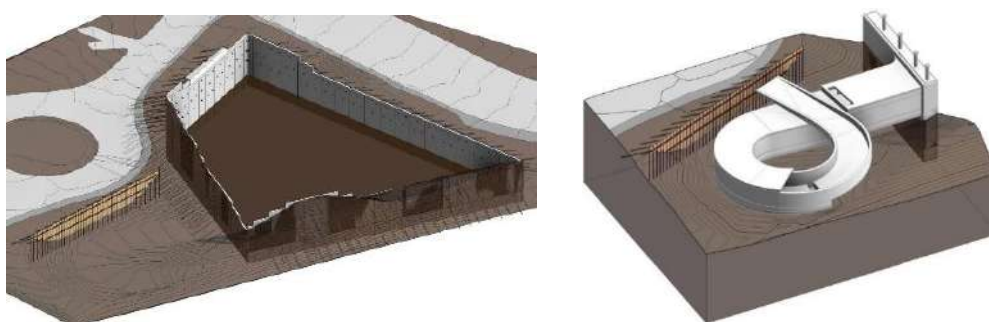


Figura 8 – Modelo BIM: Solução de Berlim provisório compatibilizada com paredes moldadas (à esquerda) e com a estrutura definitiva (à direita)

As ancoragens foram dispostas em 2 níveis sendo constituídas por 3 e 5 cordões de 0,60”, seladas através do sistema IRS [1] em formações competentes e geologicamente estáveis em relação à geometria da escavação com comprimento de selagem entre 4 e 5m, materializado por via de furação com diâmetros não inferiores a 200mm.

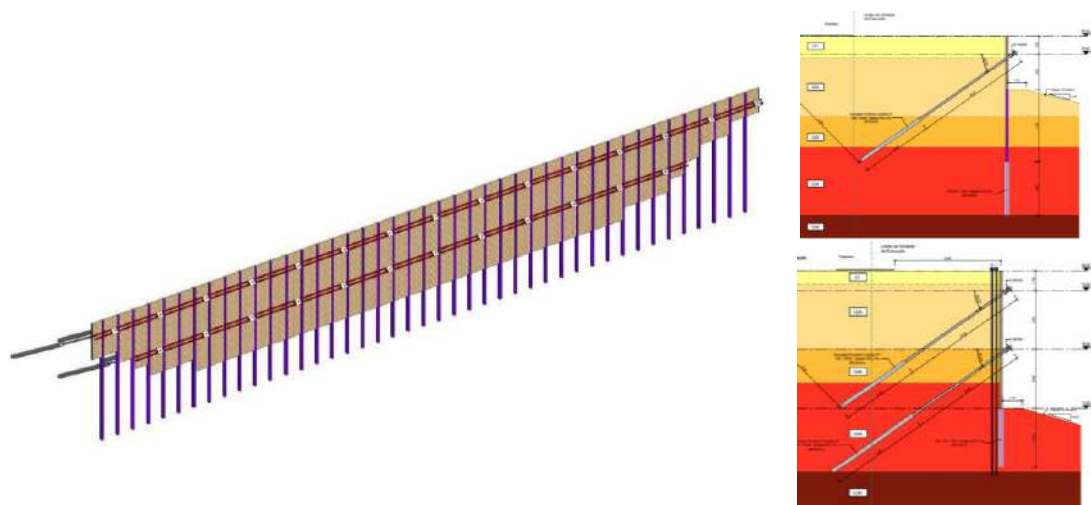


Figura 9 – Estrutura Berlim provisório: Perspetiva 3D (à esquerda) e Secções Tipo (à direita)

4. DIMENSIONAMENTO

O comportamento das estruturas de contenção foi analisado em termos de esforços e de deformações, para todas as fases construtivas, através do programa *PLAXIS 2D*. Na Figura 10 e Figura 11 apresentam-se os modelos elaborados para análise a estrutura de contenção periférica e dos taludes provisórios, respetivamente.

A análise consistiu no estudo das secções mais representativas para o comportamento da contenção, com o intuito de avaliar as deformações, estados de tensão e a estabilidade do maciço a conter, bem como estimar os incrementos de deformação em estruturas vizinhas à escavação. Na fase provisória os travamentos são materializados pelas ancoragens e, na fase definitiva, pelas lajes da estrutura.

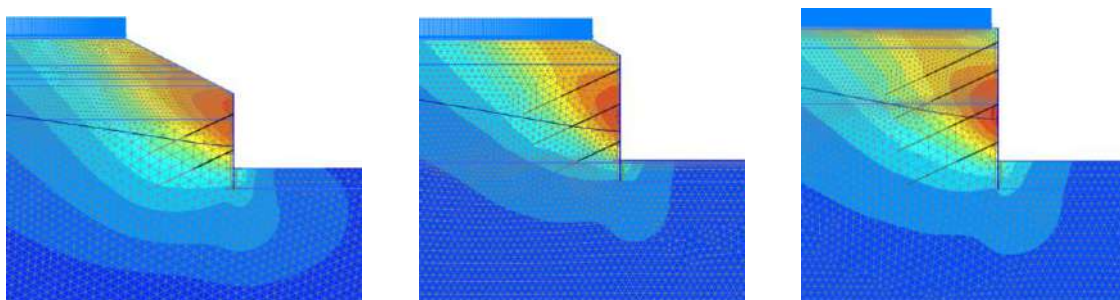


Figura 10 – Modelos de elementos finitos elaborados no *PLAXIS 2D*

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.

Por forma a avaliar a segurança em termos de estabilidade global dos taludes provisórios, foi igualmente elaborado um modelo *PLAXIS 2D*, através do qual foi possível obter as superfícies críticas e o coeficiente de segurança global.

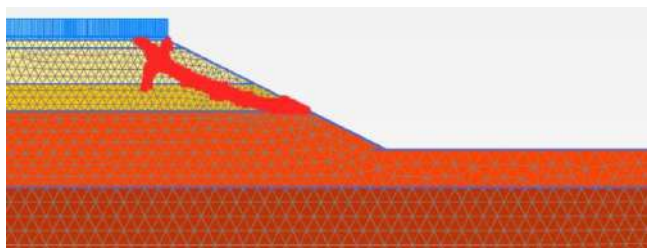


Figura 11 – Modelos de elementos finitos elaborados no *PLAXIS 2D*

No caso da estrutura de contenção periférica materializada por paredes moldadas, foi ainda realizada uma avaliação do caudal afluyente ao fundo da escavação.

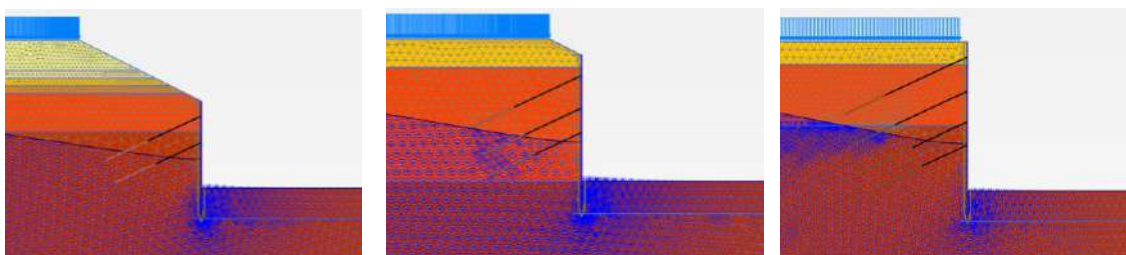


Figura 12 – Modelos de elementos finitos elaborados no *PLAXIS 2D*

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 seções de instrumentação, recorreu-se a 30 tiltmeters e 16 células de carga, distribuídos pelos vários alçados da contenção periférica, a 4 piezómetros e 4 inclinómetros, um por cada alçado, e ainda a 12 marcas topográficas para instrumentação dos arruamentos e linhas ferroviárias do IP. Com base na modelação realizada através do programa de elementos finitos citado, foram definidos os critérios de alerta e alarme para todos os aparelhos. Foram igualmente definidas medidas de reforço, caso os referidos critérios viessem a ser ultrapassados.

Devido à dimensão da obra, quantidade de dispositivos instalados e ao período de leituras estimado, definiu-se um sistema de instrumentação automatizado que permitisse a leitura e comunicação de resultados em tempo real por via de uma plataforma online.

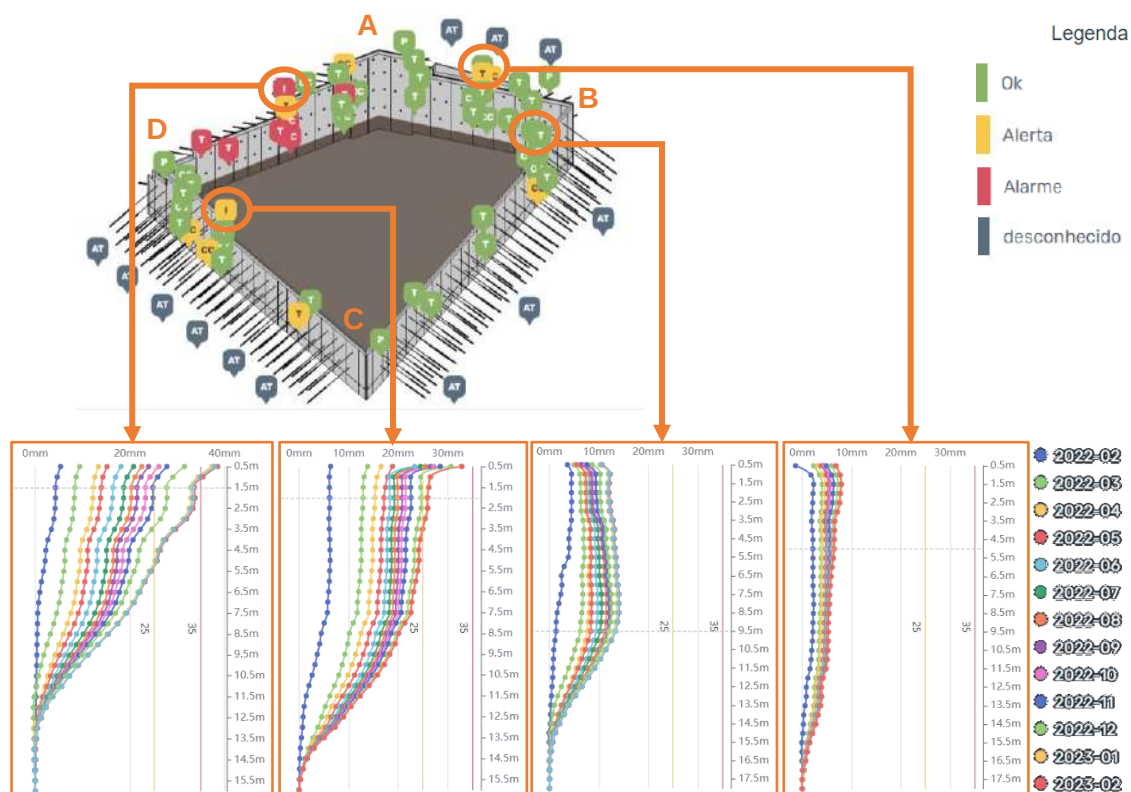


Figura 13 – Instrumentação: -Perspetiva da obra, instrumentos instalados e respetivo estado à data (em cima) e resultados dos inclinómetros instalados nos 4 alçados (em baixo)

Neste enquadramento, refere-se que o fundo de escavação foi atingido em Maio de 2022, não tendo os trabalhos de construção da estrutura definitiva progredido até a presente data, o que resultou numa menor presença em obra do empreiteiro e fiscalização. Durante esta paragem, com recurso aos inclinómetros, tiltmeters e células de carga, verificou-se uma tendência de deformação no alçado DA, incompatível com a dos restantes e com os resultados previstos (inclinómetro mais à esquerda da Figura 13). Verificou-se ainda que a origem deste comportamento era o funcionamento

deficiente das cunhas de ancoragens que não estariam a travar adequadamente os cordões tensionados. A situação foi corrigida verificando-se a consequente estabilização do comportamento da contenção. Com exceção deste caso, na sua generalidade, os resultados comprovam a adequação das soluções implementadas e dos parâmetros considerados na respetiva modelação.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O enquadramento da obra descrita determinou a necessidade de desenvolver soluções seguras e económicas, devidamente compatibilizadas com os vários condicionamentos existentes, em particular os de natureza geológico-geotécnica e hidrogeológica, arquitetónicos e de preservação de estruturas e infraestruturas vizinhas.

A solução de paredes moldadas com execução de pré-furos adequou-se às exigências locais, possibilitando a sua utilização como elemento de contenção de carácter definitivo. Associada às permeabilidades dos terrenos envolvidos, a solução permitiu ainda a dispensa de uma laje de fundo com função de estanquidade das caves.



Figura 14 – Vista da obra em fase final dos trabalhos de escavação

Sublinhou-se ainda a importância do Plano de Instrumentação e Observação na gestão do comportamento da estrutura de contenção periférica e infraestruturas vizinhas, confirmando-se ser uma ferramenta indispensável numa obra em meio urbano com características da presente. Em complemento, destacou-se a relevância de utilizar um sistema de instrumentação automatizado, o qual permitiu, durante um período em que a obra esteve mais ausente das entidades executantes e fiscalizadoras, detetar um comportamento não conforme com o previsto, bem como no seu acompanhamento.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos demais, a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Consideram importante sublinhar que as soluções implementadas resultaram de um trabalho de equipa, no âmbito do qual se destaca o papel importante das empresas: Rockbuilding-Soluções Imobiliárias SA, gestor de projeto, DST, empreiteiro geral, e Teixeira Trigo Lda, fiscalização.

REFERÊNCIAS

[1] 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.

CONSTRUÇÃO DE PARQUE EÓLICO MARÍTIMO

OFFSHORE WIND FARM CONSTRUCTION

Gondar, João, *New Power Partners, Lisboa, Portugal*, joaogondar@tecnico.ulisboa.pt
Pinto, Alexandre, *JETSj, Lisboa, Portugal*, apinto@jetsj.com
Fernandes, Sara, *DEME, Antuérpia, Bélgica*, sarafernandes846@gmail.com

RESUMO

O primeiro projeto de eólico marítimo foi executado na Dinamarca em 1991. Inicialmente envolta em ceticismo, esta tecnologia rapidamente se tornou popular devido à maior eficiência de produção em meio marítimo em comparação com a mesma tecnologia instalada em meio terrestre. Este tipo de projetos expandiu-se no Mar do Norte, que pelas características de baixa profundidade e perfis de vento favoráveis, se tornou numa região de eleição para esta tecnologia. Atualmente, existem projetos em outras áreas geográfica da Europa, Ásia e América, encontrando-se em franca expansão a nível global. A construção de um parque eólico marítimo é fortemente condicionada pelas características geológico-geotécnicas, relevantes na fase de concepção e construção, e que são destacadas no presente artigo.

ABSTRACT

The first offshore wind project was built in Denmark in 1991. Initially shrouded in skepticism, this technology quickly became popular due to the greater efficiency of offshore production compared to onshore. This type of technology has expanded in the North Sea, which, due to its shallow depth and favorable wind profiles, has become a predominant region for this technology. Currently, these projects are growing globally and spreading into other geographic areas in Europe, Asia, and America. The construction of an offshore wind farm is strongly influenced by the geological-geotechnical restraints, that are relevant in the design and construction phases, and which are highlighted in this paper.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Desenvolvimento da Tecnologia de Eólico Marítimo

A construção de parques eólicos marítimos teve uma evolução significativa nos anos recentes (Figura 1). Durante o período de 1991 a 2001 surgiram os primeiros projetos. Estes nasceram da necessidade de desenvolver maior independência energética de países terceiros. A dimensão dos projetos rondava os 20MW. A produção da construção era cerca de 1 turbina a cada 28 dias. Não existiam cadeias de fabrico e distribuição.

De 2002 a 2011 esta tecnologia continuou a desenvolver-se. Este desenvolvimento foi incentivado pelos objetivos europeus de redução de emissões de gases de efeito de estufa e pela necessidade de aumento da preponderância da produção renovável na estrutura energética. Neste período, decorreu um aumento dos projetos em desenvolvimento e a consequente evolução da cadeia de distribuição associada a esta

indústria. A eficiência das tecnologias de construção foi aumentando, sendo a produção de 1 turbina a cada 2 dias. O custo da energia situava-se entre os valores EUR 90-167 por MWh (Orsted, 2019).

Nos anos mais recentes, o desenvolvimento dos parques eólicos marítimos foi marcado pela redução dos custos de fabrico e de construção. Os projetos apresentaram menos atrasos e derrapagens orçamentais. Novos fornecedores de turbinas e empreiteiros entraram no mercado com soluções inovadoras, favorecendo a competitividade. Novas soluções estruturais e métodos de instalação foram desenvolvidos. As dimensões e capacidade das turbinas aumentaram. Em 2017 foi atribuído o primeiro projeto mundial de eólico marítimo sem energia subsidiada. O rácio de instalação de turbinas aumentou para 1.5 a cada dia e o custo de energia reduziu para EUR 167-65 por MWh.

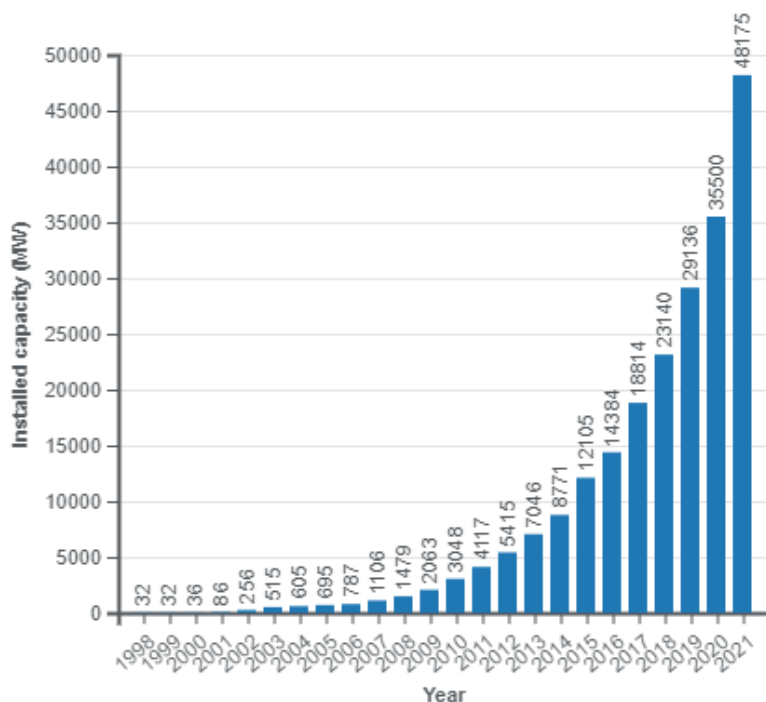


Figura 1 – Capacidade instalada de energia eólica marítima mundial (Fonte: GWEC)

De 2017 até aos dias de hoje verifica-se a globalização da tecnologia eólica marítima, estando já presente nos mercados asiático e americano. Novas tecnologias continuaram a ser desenvolvidas. Uma destas tecnologias é o eólico flutuante, que promete quebrar barreiras em termos de profundidade de instalação e otimização de custos com economias de escala. O continuo desenvolvimento permitiu a instalação de mais de 2 turbinas por dia e custos de energia abaixo de EUR 61 por MWh.

1.2. Caraterização da Tecnologia

Um parque eólico marítimo é constituído por turbinas, rede elétrica e uma subestação marítima, quando necessária. A estrutura eólica é constituída pela turbina, pela estrutura de suporte e pela fundação. Cada turbina é composta pela torre, rotor e pás. Por seu turno, a fundação pode assumir vários formatos (Figura 2), dependendo das condições geológicas e geotécnicas do terreno marítimo e das ações. A estrutura de suporte funciona como componente de transição entre a fundação e a turbina.

Na Figura 2 estão representados os tipos de estrutura de turbina de fundação fixa. A profundidade onde estas soluções são normalmente aplicadas reduz-se da direita para a esquerda, de acordo com eficiência que estas apresentam. Para profundidades mais reduzidas e condições marítimas favoráveis, as fundações baseadas em gravidade (normalmente estruturas em betão) apresentam-se como uma solução competitiva, apesar de pouco utilizadas atualmente.

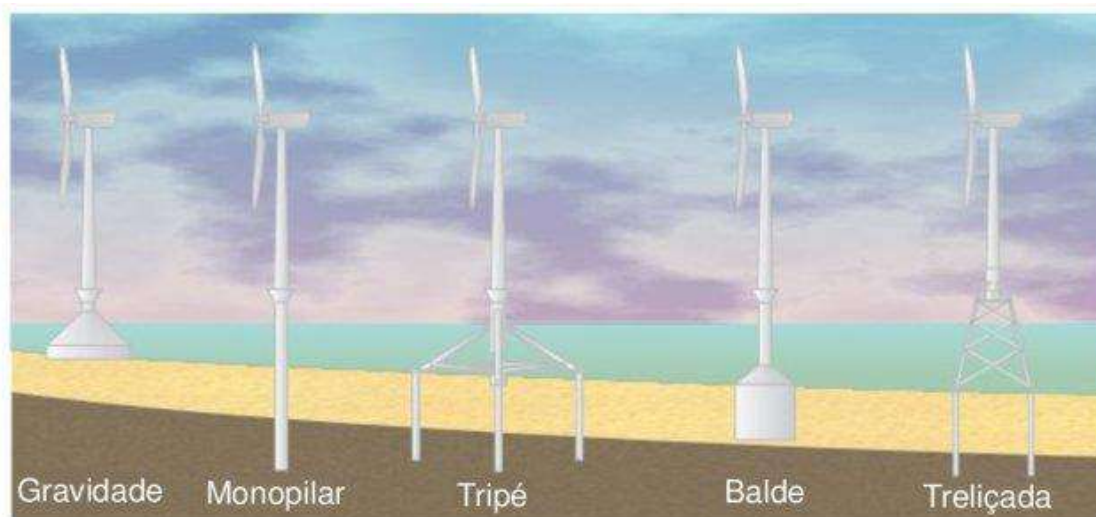


Figura 2 - Tipos de estrutura eólica marítima de fundação fixa. (Fonte: de Souza & Ribeiro, 2017)

As fundações em mono estaca (ou monopilar) representam cerca de 80% das soluções existentes (BVG associates, 2019). Estas, apesar de utilizarem maior quantidade de aço do que as fundações em treliça, apresentam custos de fabrico mais reduzidos e maior facilidade de instalação. Esta solução é utilizada normalmente até aos 35m, profundidade a partir do qual deixa de ser competitiva devido à perda de rigidez e insuficiente resistência à fadiga.

De 35 a 60m as fundações reticuladas apresentam-se como as soluções mais utilizadas. Podem ainda ser utilizados baldes de sucção nestas soluções que apresentam algumas vantagens em relação aos métodos de cravação. Esta solução utiliza o princípio da sucção, através da renovação da água no interior do balde. Assim, diferença de pressão gerada no interior do balde e a sua envolvente promove uma instalação sem recurso a meios mecânicos.

Para profundidades superiores a 60m, é esperado o recurso a soluções de eólico flutuante. Em Portugal, devido ao perfil da plataforma continental com profundidade elevada (ver Figura 3), existe um maior potencial para a instalação da tecnologia flutuante, que se estima de 40GW. Existe também algum potencial de instalação de eólico com fundação fixa de cerca de 3.5GW (Costa et al., 2010).

A situação da fundação fixa em mono estaca será aqui retratada, devido à sua maior utilização global e à preponderância dos condicionamentos geológicos e geotécnicos na sua concepção e instalação.

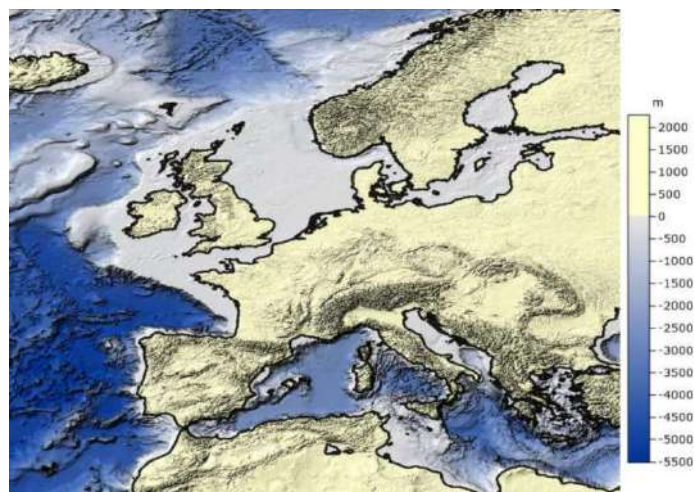


Figura 3 – Batimetria da plataforma continental europeia (Fonte: GEBCO)

1.3. Processo de Construção de um Projeto Eólico Marítimo

A concepção, construção e manutenção de parques eólicos marítimos requer conhecimentos de várias áreas da ciência, sendo projetos tradicionalmente multidisciplinares. Algumas das disciplinas envolvem o setor político, económico, legal, ambiental, construção civil, engenharia naval e oceânica, engenharia geotécnica, geológica, geofísica e engenharia mecânica. As principais fases de um projeto fundação em mono estaca são as seguintes:

- Estudos de viabilidade;
- Concepção preliminar;
- Concepção definitiva;
- Aquisição;
- Fabrico de componentes;
- Transporte;
- Instalação;
- Operação e manutenção;
- Desconstrução.

Os estudos de viabilidade estão relacionados com a capacidade de geração eólica e são realizados após a obtenção de informação do solo marítimo através de sondagem (descrito mais à frente). A partir destes estudos é definida a localização de cada turbina e realizada a concepção das fundações. Com as fundações concebidas, esta informação é utilizada para concurso e aquisição da fabricação e trabalhos de instalação.

O método mais comum para o transporte e instalação da fundação é através de uma plataforma elevatória autopropulsionada (Figura 4). Esta plataforma é equipada com uma grua que executa as funções de carregamento no porto e içamento para instalação em meio marítimo. Sendo esta plataforma fundada no leito do mar em posição de instalação, esta requer também uma análise geológica e geotécnica específica.

Uma vez a plataforma elevatória em posição de instalação, a grua faz o levantamento e posicionamento do mono estaca através de um equipamento definido para o efeito. A estaca é então cravada sendo o método mais comum através de martelo hidráulico. A

vibro-cravação tem vindo a ser tornar-se popular recentemente devido a algumas vantagens técnicas e operacionais que apresenta. A cravação do mono estaca é outro dos âmbitos do projeto que envolve um estudo geológico e geotécnico detalhado, que será descrito mais à frente.



Figura 4 – Plataforma elevatória autopropulsionada (Fonte: NOV)

2. Componente geológica e geotécnica em projetos de eólico marítimo

Os projetos de parques eólicos em meio marítimo apresentam, desde as suas fases preliminares de desenvolvimento, desafios de engenharia consideráveis aos responsáveis pela componente geológica e geotécnica. Isto deve-se à complexidade dos riscos geotécnicos inerentes, associado aos seus custos e escala temporal de desenvolvimento dos projetos (Muir & Brinckerhoff, 2013).

Numa fase inicial são realizadas sondagens ao terreno marítimo. Estas sondagens incluem uma análise batimétrica, investigação de objetos e resíduos de armamento com potencial explosivo (*UXO – unexploded ordnances*), assim como sondagens geológicas e geotécnicas. Estes dados são depois utilizados para apoiar a concepção das mono estacas e os estudos para a fase de instalação com a plataforma elevatória.

Relativamente à fase de instalação, o processo de cravação de estacas implica um estudo detalhado e específico a cada local de instalação da mono estaca. Por seu turno, a transição da plataforma elevatória para o modo elevado requer também uma análise de modo a garantir a estabilidade em todas as situações de carregamento durante a instalação.

2.1. Dados obtidos através de caracterização geológica e geotécnica

De forma a caraterizar as diversas cargas e condições de fundação, é necessária uma avaliação das características da envolvente do local e do subsolo marinho. As condições do subsolo são usadas para prever a resposta aos carregamentos no dimensionamento estrutural. Nesse sentido, a previsão desta informação tem uma relevância crucial para garantir a segurança e a eficiência na concepção das mono estacas. Os dados obtidos através de prospeção em fase preliminar podem dividir-se entre caracterização geológica, geofísica e geotécnica.

2.1.1. Prospeção Geológica

A prospeção geológica serve de apoio à definição da extensão e seleção dos métodos de prospeção geotécnica. Este baseia-se no historial geológico da área em estudo,

combinado com o tipo e o tamanho da turbina a ser instalada, bem como na uniformidade dos terrenos existentes. Existem normalmente cartas e perfis geológicos que fornecem informação geral inicial.

2.1.2. Prospeção Geofísica

A prospeção geofísica inclui a batimetria do leito oceânico, topografia, estratigrafia e a identificação de objetos perigosos. A estratigrafia superior e a batimetria são utilizadas para identificar potenciais problemas durante o posicionamento da plataforma de instalação. Para o levantamento batimétrico é utilizado um equipamento eco batímetro. Para o mapeamento da topografia e identificação de objetos é utilizado um equipamento sonar e um magnetómetro. O equipamento sonar é capaz de identificar o tipo e distribuição de sedimentos, assim como características do terreno, tais como bancos de areia. O magnetómetro identifica objetos com composição metálica, como cabos, navios ou munições que, a serem identificados, deverão ser removidos ou considerados no planeamento das operações.

2.1.3. Prospeção Geotécnica

A prospeção geotécnica é realizada após a obtenção dos dados geofísicos. Deste modo, a recolha de dados in-situ é planeada de acordo com características específicas do leito do mar para obtenção de informação adicional sobre estratos específicos. Inclui também a recolha de amostras para posterior análise e ensaios em laboratório. Estas investigações têm como objetivo caracterizar os solos nas suas propriedades micro e macroscópicas, químicas, mecânicas e de saturação. Este estudo começa normalmente com a realização de ensaios CPT () de forma a definir a estratigrafia e a partir daí identificar as necessidades de sondagem adicionais. Após a realização das sondagens, os dados são compilados num modelo geotécnico e a partir daí são retirados os parâmetros necessários à concepção da fundação e análises para a fase de instalação.



Figura 5 – Equipamento para execução de ensaio CPT no solo marítimo

A extensão das sondagens geotécnicas deve corresponder à dimensão do parque eólico e à complexidade do subsolo marítimo. A profundidade das sondagens deve ser suficiente para garantir que são identificadas formações com fraca capacidade resistente e potencial de afetar a segurança da fundação ou performance da turbina. De acordo com a norma vigente para a concepção de estruturas de fundação, pelo menos metade do diâmetro de uma mono estaca abaixo da profundidade máxima deve ser atingido. De acordo com a mesma norma (DNV-OS-J101), é aconselhável a realização de pelo menos um ensaio CPT no elemento de fundação de cada turbina (Norske Veritas, 2013).

2.2. Concepção de mono estacas

A mono estaca consiste numa estrutura tubular que é cravada no subsolo oceânico. Com o desenvolvimento da tecnologia eólica em meio marítimo, as dimensões das turbinas e da sua fundação, tem vindo a aumentar. Atualmente, as mono estacas podem variar de diâmetro entre 4-12m, com um comprimento total até 120m e espessura de tubo até 150mm. O seu peso pode ir até às 2400 toneladas.

Algumas das vantagens deste tipo de fundação incluem a simplicidade e baixo custo de fabrico, facilidade no transporte e processo de instalação, menores exigências do ponto de vista geológico e geotécnico e de movimentos do leito mar. As desvantagens estão relacionadas com maior deformabilidade e vibração, em comparação com outras soluções.

2.2.1. Principais Conceitos

Os parques eólicos em meio marítimo são geralmente dimensionados para um tempo de vida útil de 20 anos. Em termos de ações permanentes estas são relativas ao peso próprio da estrutura, peso de equipamento e pressão hidrostática interna e externa. Nas ações variáveis inclui-se (não exaustivamente) o pessoal, carregamentos operacionais durante o levantamento, impactos de embarcações de acesso e cargas cíclicas. Em termos de ações ambientais, podem ser destacadas as seguintes:

- Ação do vento;
- Agitação marítima;
- Ação sísmica;
- Correntes;
- Ação das marés;
- Neve e gelo.

A metodologia do estados limites é a mais utilizada para o dimensionamento de fundações. São analisados quatro estados limite, de fadiga (FLS), acidental (ALS), de serviço (SLS) e último (ULS). Uma turbina eólica marítima está sujeita a múltiplos carregamentos dinâmicos cíclicos. No dimensionamento, a frequência natural deve ser evitada de forma a minimizar a probabilidade de efeitos de ressonância. Em conjugação, a transferência de cargas para o solo marítimo induz uma resposta dinâmica de interação solo-estrutura. Para esta análise deve ser tido em conta o comportamento não linear axial. A modelação da resposta lateral deve considerar o comportamento não linear do terreno. O modelo de Winkler é normalmente utilizado (Figura 6).

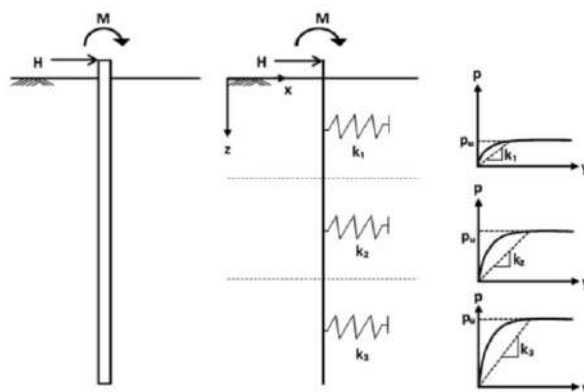


Figura 6 – Modelo não linear de Winkler. (Fonte: Jalbi et al., 2019)

A prática corrente de dimensionamento encontra-se descrita na norma comumente utilizada na indústria, a DNVGL-ST-0126. Esta traduz-se na utilização da curva p-y que representa a resistência lateral do solo em função da deformação lateral da estaca. Esta norma refere que a curva p-y deve ser validada através de um modelo numérico de elementos finitos. Este mesmo modelo numérico deverá considerar a acumulação de deformações plásticas derivadas do carregamento cíclico inerente ao funcionamento da turbina e ações ambientais do vento e ondulação.

Para mono estacas, verificações da segurança ao estado limite último de cargas axiais pode ser realizado com recurso à equação geral apresentada abaixo:

$$P_u = \int_{z_0}^L (f_s C) dz + f_b A_b - W_p \quad [1]$$

Sendo P_u a capacidade, f_s a resistência por atrito lateral no contacto ao longo do fuste da estaca, C o diâmetro da estaca, L o comprimento da ficha da estaca, z_0 o comprimento abaixo do solo marítimo onde não é espectável a mobilização do atrito lateral, f_b a resistência última da base da estaca, A_b a área bruta da base do estaca e W_p o peso do estaca (Norske Veritas, 2013).

2.2.2. Proteção Contra Erosão (*scour protection*)

A erosão é o fenómeno de arrastamento de sedimentos por efeito da ação de correntes e ondas. O fenómeno pode ocorrer devido às características do solo e velocidade da corrente que gera um vórtice na base da estaca, retirando assim sedimentos em seu redor (Westgate & Dejong, 2015). A velocidade de fluxo mais reduzida no lado posterior do estaca pode levar à acumulação de sedimentos neste local. O efeito é a perda de resistência por atrito lateral no caso da fundação em mono estaca (ver Figura 7).

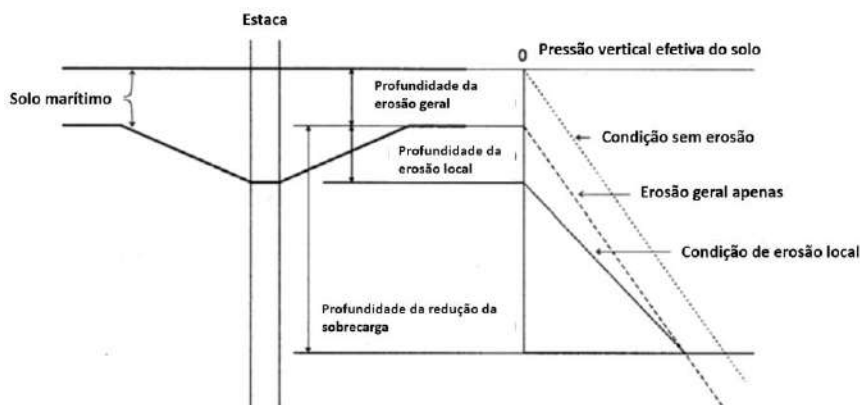


Figura 7 – Efeito de lavagem na base do mono estaca. (Fonte: adaptado de Westgate & Dejong, 2015)

A estimativa dos efeitos da erosão pode ser obtida através de uma análise comparativa em projetos com características semelhantes, através de modelos de teste ou cálculos baseados em testes com protótipos. Na ausência de dados, pode ser considerado 1 a 2.5 vezes o diâmetro do estaca como profundidade de erosão. Existem 2 hipóteses para fazer face a este efeito de erosão, uma é dimensionar a fundação considerando a profundidade de erosão máxima, outra passa pela colocação de material de enrocamento de diâmetro de cerca de ~0.5m em redor da base da mono estaca, que deve ser aplicado logo após a instalação desta.

2.3. Fase de instalação

2.3.1. Cravação de Mono Estacas

Para a fase de instalação das mono estacas é necessário realizar uma análise do processo de cravação (Figura 8). Esta análise tem em conta as características do equipamento de cravação e calcula a energia necessária assim como a frequência de cravação, para cada zona geotécnica. É também analisada a possibilidade de ocorrência de punçoamento da mono estaca (*pile run*) efeito que ocorre devido à presença de um estrato com menor resistência a uma profundidade mais elevada do que o anterior. A ocorrência de punçoamento deve ser evitada por motivos de segurança e de forma a prevenir potenciais carregamentos dinâmicos na grua na fundação da plataforma para a qual esta não esteja dimensionada.

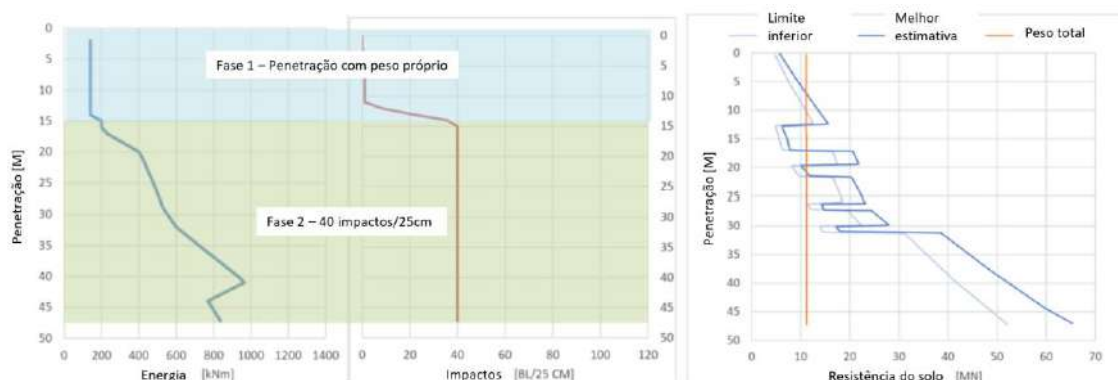


Figura 8 – Exemplo de análise de cravação

2.3.2. Análise de Penetração da Fundação da Plataforma Elevatória

Durante o processo de elevação da plataforma de instalação, há um procedimento de pré-carga do solo através da elevação alternada dos pilares de fundação da plataforma. A profundidade de penetração da *spudcan* (apoio da fundação da plataforma), é determinada através de uma análise específica a cada posição de instalação. Aqui é estimado também o tempo necessário até o solo sob as *spudcans* atingir a compactação suficiente para as diferentes situações de carga da embarcação. Estas situações de carga são avaliadas consoante o lastro da embarcação, peso dos componentes a bordo, e casos de carga operacionais durante içamentos com a grua.

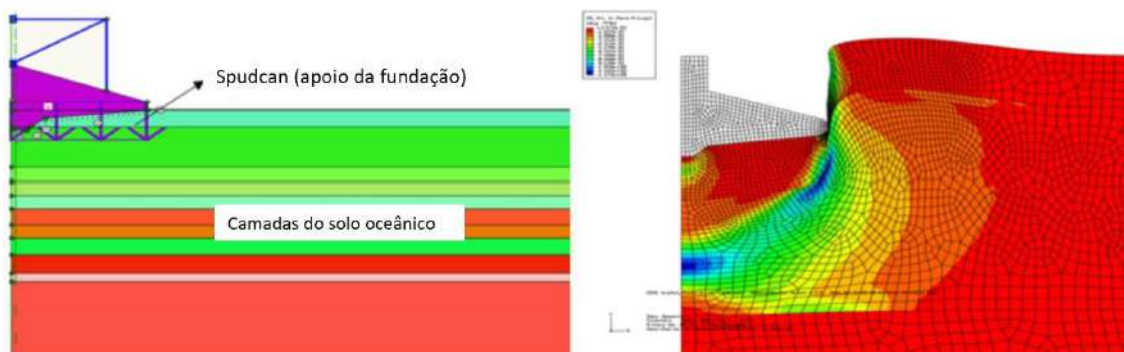


Figura 9 – Análise de penetração de base da fundação em modelo de elementos finitos. (Fonte: Kellezi, 2015)

A Análise de Penetração da Fundação (LPA – *Leg Penetration Analysis*) e a Análise Específica de Local (SSA – *Site Specific Assessment*) são duas análises fundamentais para garantir a segurança da plataforma elevatória. Situações de perda súbita de capacidade resistente sob a base da fundação, podem causar perda da estabilidade da plataforma com elevados riscos humanos e económicos.

As diretrizes atuais da indústria para estas análises são baseadas na capacidade de suporte teórica a cargas verticais. Esta abordagem pode ser pouco precisa considerando o desenvolvimento geométrico da base da fundação e o zonamento geotécnico. O método de elementos finitos (Figura 9) permite uma estimativa mais rigorosa dos possíveis mecanismos de colapso.

3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O mercado eólico marítimo encontra-se em larga expansão internacionalmente. Este é um sector altamente multidisciplinar e que envolve a participação de diversos sectores da sociedade. Em Portugal é também esperado para breve o primeiro concurso público para a concessão de zonas dedicadas ao desenvolvimento desta tecnologia.

Uma larga componente na concepção e construção destas estruturas está associado aos condicionamentos geológico-geotécnicos, inerentes à zona de implantação de cada projeto. Para a obtenção de parâmetros necessários ao dimensionamento das fundações é necessário realizar sondagens em meio marítimo e uma caracterização detalhada das condições da envolvente. Obtendo estes parâmetros, os mesmos são utilizados na concepção das fundações bem como na fase de construção. Estes condicionamentos desempenham assim um papel fundamental um adequado desempenho da estrutura e respetivas fundações, bem como para uma execução segura, dentro dos prazos e orçamentos previstos.

REFERÊNCIAS

- BVG associates. (2019). *Guide to an offshore wind farm*. www.thecrownestate.co.uk
- Costa, P., Simões, T., & Estanqueiro, A. (2010). *Sustainable Offshore Wind Potential In Continental Portugal*. <http://hdl.handle.net/10400.9/1171>
- de Souza, C. M. C., & Ribeiro, P. M. V. (2017). Análise Modal em Aerogeradores Offshore Considerando a Interação Solo-Estrutura. *Proceedings of the XXXVIII Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*.
- Jalbi, S., Arany, L., Salem, A. R., Cui, L., & Bhattacharya, S. (2019). A method to predict the cyclic loading profiles (one-way or two-way) for monopile supported offshore wind turbines. *Marine Structures*, 63, 65–83. <https://doi.org/10.1016/J.MARSTRUC.2018.09.002>
- Kellezi, L. (2015). *Offshore Wind Energy & Geotechnical Engineering Design Of Foundations For Different Wind Farm Structures*.
- Muir, W. A., & Brinckerhoff, P. (2013). *Site investigation and geotechnical design strategy for offshore wind development*.
- Norske Veritas, D. (2013). *Design of Offshore Wind Turbine Structures*. <http://www.dnv.com>
- Orsted. (2019). *Making green energy affordable*.
- Westgate, Z. J., & Dejong, J. T. (2015). *Geotechnical Considerations for Offshore Wind Turbines Bio-inspired self-burrowing in-situ testing probe View project Microbial Induced Calcite Precipitation View project*. <https://www.researchgate.net/publication/252536016>

FUNDAÇÕES INDIRETAS DA PASSAGEM CICLO-PEDONAL A CONSTRUIR SOBRE O RIO TRANCÃO, EM LISBOA

DEEP FOUNDATIONS OF THE PEDESTRIAN BRIDGE OVER THE TRANCÃO RIVER, IN LISBON

Carvalho, Neuza, *JETSj Geotecnia Lda., Lisboa, Portugal*, ncarvalho@jetsj.com *

Rodrigues, Ana Teresa, *Rodio, Alenquer, Portugal*, ana.rodrigues@rodio.pt

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

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

Caxias, Carlos, *ANP-Systems GmbH, Lisboa, Portugal*, Carlos.Caxias@anp-systems.at

Santos, Paulo, *Rodio, Alenquer, Portugal*, paulo.santos@rodio.pt

**autor para correspondência*

RESUMO

O presente artigo descreve as soluções de fundações adotadas para a ponte ciclo-pedonal sobre o Rio Trancão. A ponte sobre o Rio Trancão é formada por um passadiço de acesso do lado de Lisboa, uma ponte disposta de um tabuleiro principal com 121m de comprimento, e um passadiço de acesso do lado de Loures.

Em consequência das fracas características de resistência e de deformabilidade das formações superficiais, verificou-se a necessidade de transmitir as cargas provenientes da superestrutura a estratos competentes, com características adequadas e que assegurassem a boa funcionalidade de toda a estrutura. Tendo por base o dispositivo geológico do local, bem como o tipo e amplitude das cargas a transmitir às fundações, foi concebida e executada uma solução de fundações através de microestacas, de tubo oco metálico, executadas através da metodologia autoperfurantes, associada à execução de mini colunas de jet grouting de 500mm de diâmetro, em todo o seu comprimento.

Neste artigo apresentam-se as condicionantes e as características da solução de fundação adotada, bem como os resultados dos ensaios de carga à escala real e alguns aspetos considerados relevantes no acompanhamento da obra.

ABSTRACT

This article describes the main solutions adopted for the cycle-pedestrian bridge build over the Trancão River. This structure has an access walkway on the Lisbon side, a 121m long main deck, and an access walkway at the Loures side.

Considering the low resistance and high deformability of the superficial geological layers, it was necessary to define a deep foundation solution, to transfer the loads from the superstructure to the bedrock. Based on the local geological scenario, as well as the type and magnitude of the loads, the foundation solution consists of micropiles executed using the self-drilling methodology, associated with the execution of 500mm diameter mini jet grouting columns along their entire length.

This article presents the main constraints and characteristics of the foundation solution adopted, as well as the results of the full scale load tension tests and some aspects considered relevant during the execution process.

1. INTRODUÇÃO

A passagem superior sobre o Rio Trancão, junto à foz do mesmo rio, é formada por um passadiço de acesso com desenvolvimento de aproximadamente 70m de comprimento (lado do município de Lisboa), um tabuleiro principal com 121m de comprimento, e um passadiço de acesso com um desenvolvimento de aproximadamente 82m (lado do município de Loures) o qual, por sua vez, interseta um passadiço ciclo pedonal em madeira, do lado de Loures. A opção estrutural passou por uma ponte em elementos de madeira lamelada colada e atirantada. O tabuleiro é dividido em 3 tramos e é suportado pelos tirantes, pelos pilares metálicos e pelos maciços de betão. Na Figura 1, é possível identificar a implantação da obra, bem como algumas das mais relevantes confrontações e condicionamentos.



Figura 1 - Localização da obra – Envelope (Imagem retirada do Google Earth)

Tendo em conta as condições de vizinhança e o dispositivo geológico local, composto por estratos superficiais com fracas características de resistência e deformabilidade, desadequadas à execução de fundações diretas, verificou-se a necessidade de transmitir as cargas provenientes da superestrutura a estratos competentes que assegurem o correto comportamento de toda a estrutura.

Para tal, foi concebida e executada uma solução de fundações através de microestacas, de tubo oco metálico, executadas através da metodologia autoperfurantes, associadas à execução de mini colunas de jet grouting, de 500mm de diâmetro, em todo o seu comprimento.

2. CONDICIONAMENTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS

De acordo com a Carta Geológica de Portugal, Folha de Loures – 34B, à escala original.1:50.000, o local em estudo enquadra-se no enchimento aluvionar (a) de idade «recente» (geol.) que caracteriza a bordadura do rio Trancão, assente sobre um substrato miocénico atribuído à Sequência Depositional T (MT). À superfície estabelecem-se, de forma irregular, depósitos de aterro (At) de génese contemporânea (Figura 2).

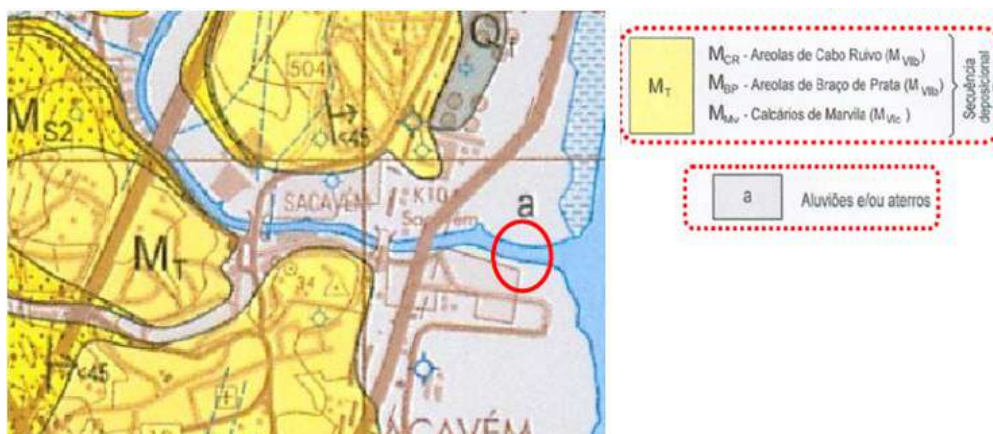


Figura 2 - Carta Geológica de Portugal - Folha de Loures – 34B, à escala original. 1:50 000 (s/escala)

Para a caracterização dos terrenos ocorrentes no local, foi realizada uma campanha de prospeção geotécnica, que envolveu a execução de 4 sondagens, acompanhadas de ensaios SPT a cada 1,5m de profundidade e ensaios laboratoriais sobre amostras de solo remexidas.

A campanha de prospeção geotécnica permitiu reconhecer a presença de horizonte superficial de depósitos de aterro, com espessura máxima de 2,50m, de carácter arenoso e $NSPT=3$. Sobre os aterros, foram intersectados os estratos aluvionares, com espessuras entre os 14m e os 21,5 metros, depositados sob a forma de lodos, silto-argilosos, muito moles com $0 \leq NSPT \leq 2$. Sob os depósitos aluvionares foi reconhecido e investigado ambiente miocénico, nomeadamente a sequência deposicional T, onde se inserem as formações Areolas de Cabo Ruivo e os Calcários de Marvila, com zonas mais descomprimidas ($12 \leq NSPT \leq 47$) e outras mais competentes ($NSPT > 60$).

O dispositivo aluvionar investigado mostrou-se produtivo do ponto de vista hidrogeológico tendo-se referenciado o nível freático a cerca de 3,0 metros de profundidade.

3. SOLUÇÃO DE FUNDAÇÃO

Atendendo à profundidade da camada Miocénica competente e à existência de uma zona descomprimida de considerável espessura (N_{SPT} médio < 20), e espessura superior a 14m, considerou-se uma solução de fundações através de microestacas autoperfurantes, associadas à execução de mini colunas de jet grouting. A solução garante a adequada transmissão dos esforços da superestrutura, quer de compressão (evitando a mobilização de fenómenos de instabilidade por encurvadura), quer de tração, através da ação conjunta do elemento misto: varão oco metálico e colunas de mini jet grouting, executadas numa única operação durante o movimento descendente.

Como já referido, as mini colunas de jet grouting dispõem de um diâmetro mínimo de 500 mm e de um comprimento de entrega na camada Miocénica descomprimida ($N_{SPT} > 20$ pancadas) variável e compatível com as cargas a transmitir aos terrenos de fundação. As microestacas são do tipo autoperfurantes, com diâmetros variáveis em

conformidade com a respetiva solicitação, sendo as colunas de jet grouting formadas em todo o comprimento das microestacas.

Com o objetivo de assegurar o adequado encaminhamento das cargas da estrutura, as microestacas foram encabeçadas por elementos maciços em betão armado. Nas zonas de encontro do tabuleiro foram concebidas peças em betão armado que têm como função apoiar o tabuleiro e transmitir as cargas para os maciços de fundação e, consequentemente, às fundações indiretas. As fundações indiretas verticais têm comprimentos totais até 30m e as inclinadas até 32m. Na Figura 3 apresenta-se a planta da solução de fundação e um corte longitudinal ao longo da ponte.

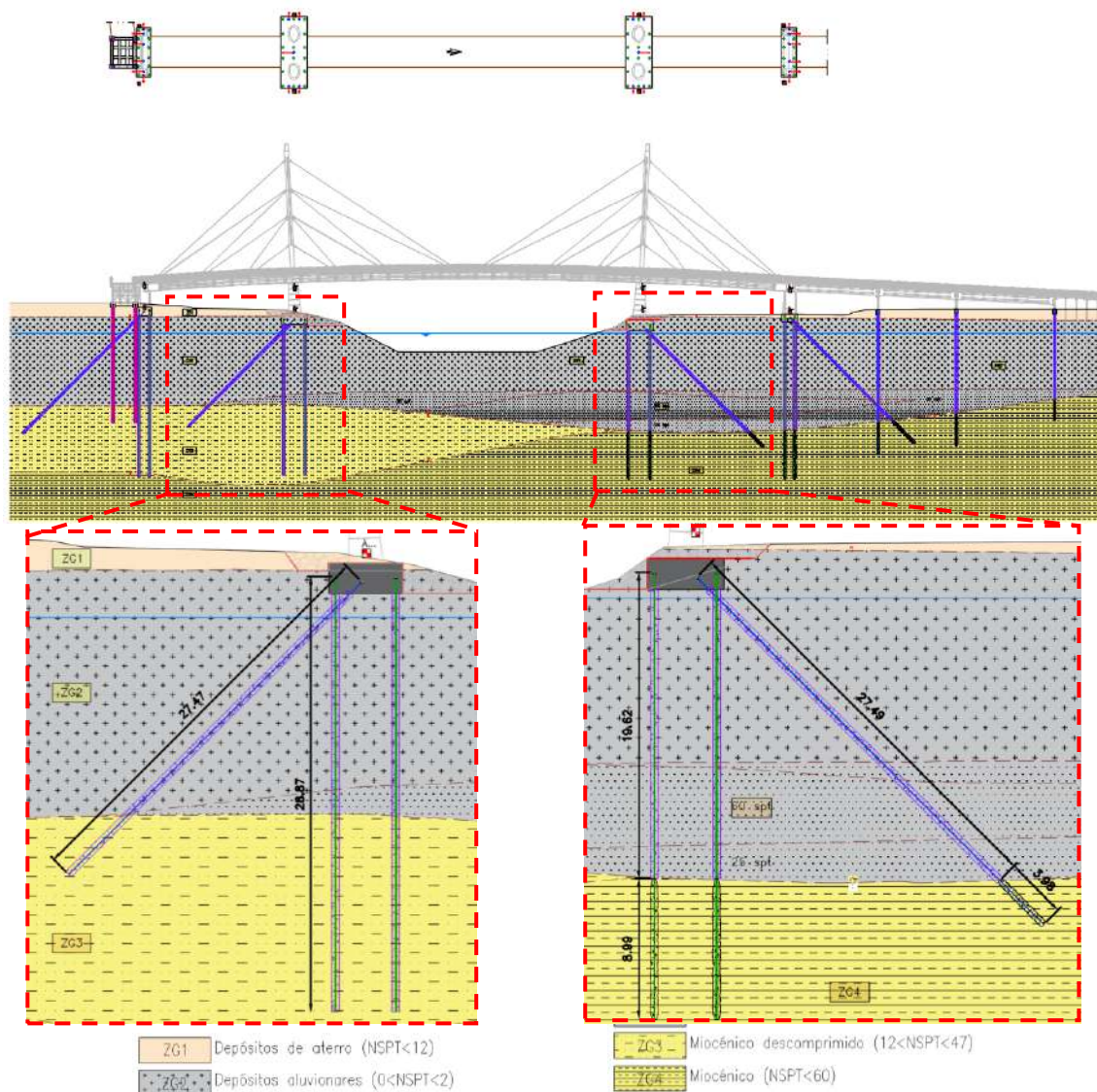


Figura 3 – Planta e cortes longitudinais da solução de fundação com representação do perfil geológico e geotécnico local

Considerou-se que a transmissão de cargas para o terreno é realizada por atrito lateral e que deverá verificar-se no estrato correspondente à camada Miocénica descomprimida, caracterizada por $N_{SPT} > 20$ pancadas. O comprimento das microestacas foi, assim, definido considerando as resistências mobilizadas ao longo do Fuste, estimadas com base no método de Bustamante e das metodologias de cálculo do EC7.

4. PROCEDIMENTO CONSTRUTIVO

Nos procedimentos construtivos em que se utilizam microestacas autoperfurantes, a furação do terreno é realizada através da armadura da própria microestaca, que serve como coluna de furação, munida de uma ponteira perdida de corte e injeção na extremidade (bit).

Neste caso, a colocação da armadura da microestaca, constituída por um varão oco, e a execução da mini coluna de jet grouting é realizadas numa fase única, sem extração de terreno, nem necessidade de entubamento. A coluna de jet grouting é formada de cima para baixo, com a injeção a executar-se através do varão oco de microestaca e com recurso a uma trialeta de corte de jet-grouting, especificamente concebida para o efeito. A conjugação do avanço de furação e rotação, permitiu ao sistema atingir as profundidades de projeto.

As microestacas dispõem de uniões e de ponteiras injetoras, compatíveis com pressões a utilizadas na formação da mini coluna de jet grouting, da ordem de 20MPa (200 bar). Os tubos adotados foram do tipo ANP (H1600-76, H0950-51 e H0550-38) e as colunas de jet grouting dispõem de um diâmetro médio de 500 mm e de um comprimento médio variável, de acordo com as cargas a transmitir.

Os parâmetros de execução foram previamente ajustados com base nas colunas de teste, bem como nos ensaios prévios de tração, à escala real, realizados para o efeito, um em cada margem. O processo construtivo associado a estes elementos seguiu o definido na EN-12716.

Atendendo ao ambiente marítimo em que a solução de fundações foi executada, a injeção foi realizada com uma calda de cimento pozolânico de alta resistência química, do tipo CEM IV / A(V) 32,5 R, com uma relação A/C= 1:1.

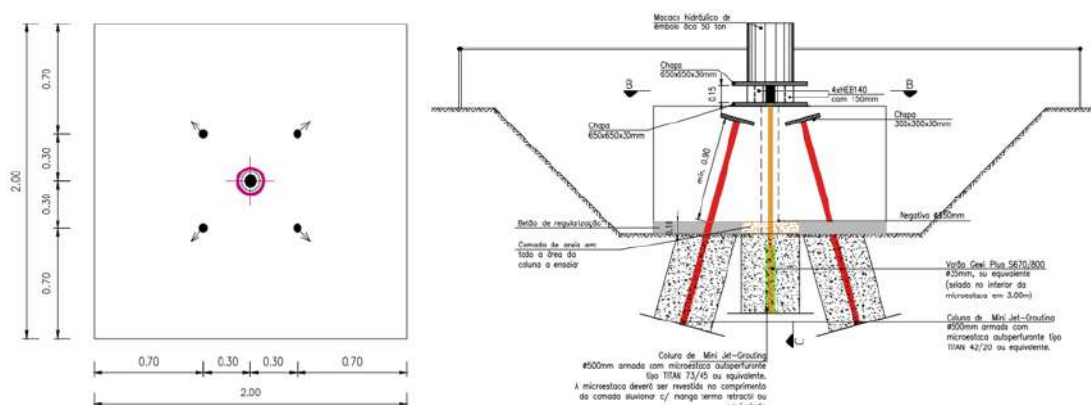
5. ENSAIOS DE CARGA E COLUNAS-TESTE

5.1. Ensaios de carga de tração das microestacas

Tendo em conta as características dos terrenos ocorrentes, associada ao tipo e condicionantes da obra a executar, foram executados dois ensaios de carga de tração à escala real, cujos resultados pretendiam analisar o comportamento dos elementos de fundação da ponte quando submetidos às ações associada ao estado limite último de capacidade de carga do terreno, contribuindo para a validação antecipada dos pressupostos admitidos em projeto.

Para o efeito, foram realizados 2 ensaios de carga prévios, os quais consistiram na aplicação de um carregamento vertical de tração de um tubo de microestaca autoperfurante tipo ANP simulando a carga de rotura. Foram ainda avaliados os parâmetros de execução, permitindo confirmar os comprimentos de selagem das microestacas definidos em projeto e proceder aos devidos ajustes, onde necessário. Na fase final do ensaio, a imposição de cargas superiores às previstas em projeto permitiu estabelecer qual o comportamento da solução proposta em condições de estado limite último.

A estrutura de reação foi materializada através de um maciço de betão armado, com cerca de 2mx2m e 1m de altura, devidamente fundado em 4 microestacas de reação autoperfurantes (Figura 4). Estes elementos, também executados mediante a mesma técnica de microestacas autoperfurantes envolvidas em colunas de mini-jetgrouting, de diâmetro 500mm, foram materializados em posições divergentes com uma inclinação de 15° e comprimentos totais de 20 metros, conforme apresentado na Figura 4, sendo responsáveis por absorver os esforços de compressão provenientes da reação do esforço de tração exercido na microestaca de ensaio.



A carga foi transferida para o terreno por atrito lateral entre o comprimento da coluna de jet grouting e o solo envolvente. A fim de garantir a transmissão de carga apenas nos materiais competentes, e para os quais se calculou a capacidade de carga das mini colunas de jet grouting, o varão central através do qual a carga foi aplicada foi revestido em todo o comprimento da camada aluvionar com uma manga termo retráctil.

6



Figura 5 Fotografias dos ensaios prévios realizados (à esquerda, ensaio prévio na margem Sul, 19/05/2022; à direita, ensaio prévio na margem Norte do rio Trancão, 21/07/2022)

O procedimento de ensaio adotado e realizado em ambas as margens do rio Trancão consistiu em 6 ciclos de carga e descarga, onde o período máximo de permanência de carga era de 30 minutos. No 6º patamar alcançava-se a carga máxima de ensaio, correspondente a 500kN.

Nas Figuras 6 e 7, apresenta-se os resultados dos dois ensaios realizados nas margens Sul e Norte do rio Trancão, respetivamente.

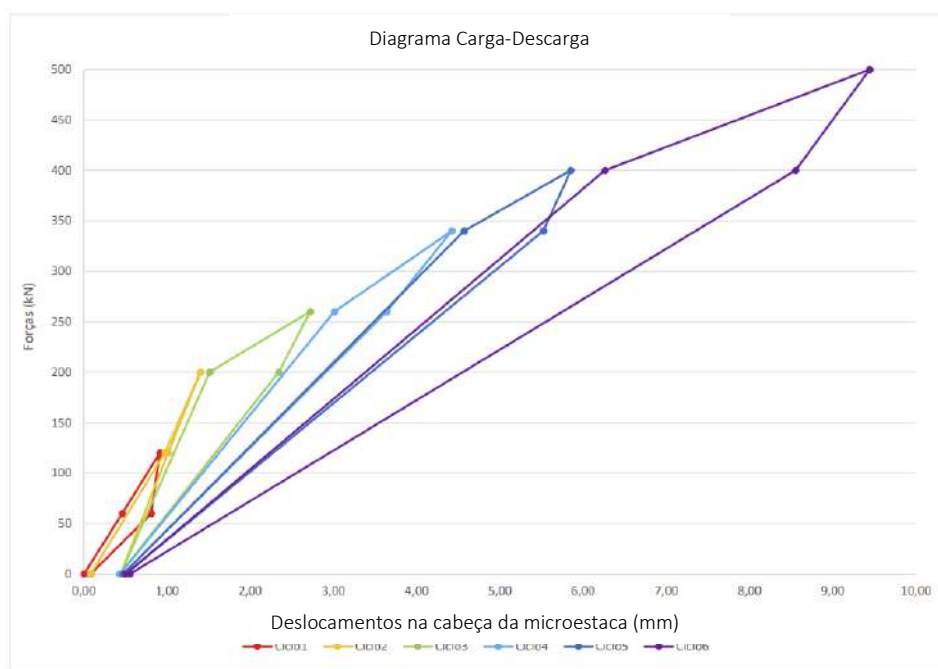


Figura 6 - Curva de carga-deslocamento do ensaio de tração da microestaca (margem Sul)

Relativamente ao ensaio realizado na margem Sul do rio Trancão, verificou-se um deslocamento máximo da microestaca de 9,44mm e um coeficiente máximo de fluência máximo de 0,62mm.

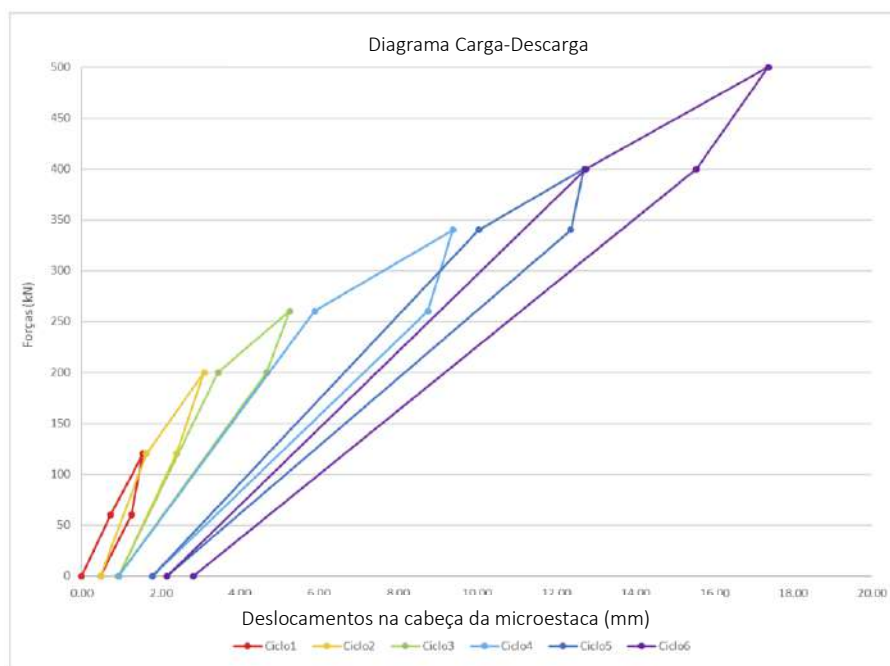


Figura 7 - Curva de carga-deslocamento do ensaio de tração da microestaca (margem Norte)

No que respeita ao ensaio realizado na margem Norte do rio Trancão, foi registado um deslocamento máximo da microestaca de cerca de 17,37mm e um coeficiente de fluência máximo de 0,82mm.

Por análise dos resultados, verificou-se que a microestaca da margem Norte do rio Trancão apresenta um deslocamento máximo de cerca do dobro relativamente ao da microestaca de ensaio da margem Sul, possivelmente provocado pelas diferenças geotécnicas observadas nas sondagens S2 e SC3 e pela experiência vivida em obra durante as perfurações nas duas margens do rio. Contudo, considera-se que ambos os deslocamentos são pouco significativos e validaram os pressupostos de projeto.

Constata-se também que em ambos os ensaios, o coeficiente de fluência mantém-se abaixo de 1mm, o que verifica e reforça a segurança e a adequabilidade da solução adotada, bem como a eficiente execução dos trabalhos em obra.

5.2. Colunas de teste (jetgrouting)

De acordo com a prática corrente em obras em que a tecnologia de jet grouting é adotada, as premissas consideradas no projeto foram algo de confirmação prévia através da realização de colunas teste, com o objetivo de verificar os diâmetros obtidos, visualizar o aspeto das colunas e ainda proceder a recolha de amostras para ensaios laboratoriais. Estas últimas permitirão a confirmação da integridade das colunas e a determinação laboratorial dos respetivos parâmetros resistentes.

As colunas de teste correspondem assim à fase inicial da obra, onde se realizam os trabalhos preparatórios que permitirão alcançar os pressupostos definidos para o jetgrouting estabelecido em projeto.

Nesta obra, durante os ensaios de injectabilidade e definição dos parâmetros de injeção que garantiam a resistência das colunas de jetgrouting preconizada em projeto, realizou-se um trabalho preparatório para a aplicação dos varões ocos da ANP Sytems à solução preconizada em projeto de microestacas autoperfurantes, nomeadamente a alteração das cabeças de adução por forma a permitirem a utilização das pressões estipuladas e simultaneamente a utilização da perfuração com martelo de superfície.

Realizadas as colunas de ensaio e determinados os conjuntos de parâmetros que garantiam o diâmetro das colunas estipulado em projeto, foram recolhidos provetes das referidas colunas para a execução dos ensaios de compressão simples. Em projeto estabelecia-se um critério de resistência à compressão simples de 2,8MPa ao fim de 7 dias, contudo, devido aos terrenos onde se materializavam as colunas e à presença de água agravada pelas variações da maré do rio Trancão, este valor foi apenas alcançado, satisfatoriamente, ao fim de 28 dias.

Durante todo processo de execução das colunas, o qual respeitou o faseamento e o Plano de Instrumentação e Observação atempadamente definidos, foi efetuado o controlo permanente de todos os parâmetros de execução.

6. ACOMPANHAMENTO E ASSISTÊNCIA TÉCNICA

Durante a fase de obra, tendo em conta as variações de fácies horizontais e verticais das várias formações ocorrentes, foi efetuada uma análise caso a caso, de cada uma das microestacas envolvidas. Para cada um destes elementos de fundação, durante a sua furação, foi registado o tipo de material intercetado e respetiva espessura, para os quais foi confirmado e/ou ajustado o comprimento de estaca inicialmente preconizado. Tratou-se desta forma, de um processo iterativo, em que a solução final apenas foi estabelecida após conclusão dos trabalhos de furação das estacas.

Deste processo iterativo fez parte não só o ajuste dos parâmetros de injeção para a execução das colunas de jetgrouting estabelecidas em projeto como também a alteração das tubeiras que muniam os bits de perfuração das microestacas. As cabeças de adução foram preparadas para suportar as altas pressões de estipuladas para o jet-gouting, bem como a utilização do martelo de superfície, que se revelou necessária, para a perfuração dos terrenos atravessados pelas microestacas, e representou uma das medidas que levou ao sucesso da materialização destas microestacas nesta obra, dada a dureza dos terrenos intersectados em profundidade.

Com base na informação geológica obtida durante a furação das estacas e nos parâmetros aferidos após a execução do ensaio, foram revistos os comprimentos das microestacas, tendo este conduzido a uma redução dos valores inicialmente preconizados.

7. CONCLUSÕES

O presente artigo teve como objetivo apresentar a solução de fundação adotada para a ponte e passadiços pedonais sobre o Rio Trancão, cujo processo de concepção foi influenciado pelos condicionamentos mais relevantes e que teriam um impacto significativo na execução dos trabalhos, destacando-se as condições geológicas existentes, descritas anteriormente, e a proximidade ao leito do rio, condicionamento importante para a exequibilidade dos distintos trabalhos e dimensões dos equipamentos e acessos.

Neste enquadramento foi proposto o recurso a soluções de fundações indiretas versáteis, de fácil adaptação às condições existentes e que pudessem ser executadas com recurso a equipamentos de pequena a média dimensão, minimizando-se, assim, o impacto dos constrangimentos nos trabalhos a executar.

A possível contaminação dos terrenos de fundação foi tida em conta durante o processo de concepção, procurando-se soluções que minimizassem a extração e tratamento dos terrenos escavados. Assim adotaram-se as soluções de microestacas seladas em mini colunas de jet grouting, realizadas com recurso a cimento pozolânico, permitindo a execução de fundações profundas sem extração de terreno, evitando-se movimentos de terras e tratamentos de materiais. Considera-se assim que as soluções adotadas apresentam vantagens significativas em termos executivos e ambientais.

Para confirmação e ajuste dos parâmetros de execução das colunas de jet-grouting e validação da solução foram previamente realizados 2 ensaios de carga à escala real, um em cada margem. Os resultados obtidos permitiram validar antecipadamente os pressupostos de projeto, garantindo a adequação da solução ao contexto geológico-geotécnico local.

A confirmação do bom comportamento da solução foi assim um processo iterativo, que teve por base a informação geotécnica disponível, a metodologia de cálculo utilizada, os resultados dos ensaios de carga estáticos realizados e ainda a informação obtida em obra, nomeadamente através do registo permanente de todos os parâmetros de execução. Desta forma, foi possível obter uma solução compatível com o recurso a equipamentos versáteis e de médio porte, que conduziu à otimização do comprimento das fundações indiretas e, conseqüentemente, reduziu o seu custo.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se ao dono de obra EMEL a autorização para publicação do presente artigo. Os trabalhos foram executados pelo empreiteiro geral ABB.

REFERÊNCIAS

- Bustamante, M e Frank, R (1999). Current French Design Practice for Axially Loaded Piles. LCPC
- EC7 – Eurocódigo 7 (2010). Projeto Geotécnico. Parte 1-Regras gerais. NP-EN 1997-1. Comissão Europeia de Normalização. Bruxelas.
- EN-12716. Execution of special geotechnical works. Jet Grouting. Brussels: European Committee for standartization , April de 2001.

EDIFÍCIO CAMILLO 25 – SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO, CONTENÇÃO PERIFÉRICA E RECALÇAMENTO DE FACHADA, EM LISBOA

CAMILLO 25 BUILDING - SOLUTIONS FOR EXCAVATION AND RETAINING WALL AND FACADE RETENTION, LISBON

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

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

Carlos, João, *Rasa Engenharia, Lisboa, Portugal, joca@rasaengenharia.com*

**autor para correspondência*

RESUMO

No presente artigo são apresentadas as soluções implementadas para os trabalhos de escavação e contenção periférica, necessárias à execução dos pisos enterrados do edifício designado Camillo 25, destinado a habitação, localizado na Rua Camilo Castelo Branco, nº 25, em Lisboa, no interior de uma malha fortemente urbanizada e complexa. O edifício será constituído por seis pisos elevados, piso térreo e três pisos enterrados. A escavação, com cerca de 11m de altura máxima, foi executada integralmente em aterros heterogéneos recentes, depositados sobre formações do Miocénico e do Complexo Vulcânico de Lisboa. A preservação da fachada principal, determinou a necessidade de recalçamento e de contenção da mesma, soluções que foram devidamente articuladas com a de contenção periférica. Com o objetivo de minimizar as descompressões dos terrenos envolventes e de minimizar as consequentes deformações, respeitando todos os condicionamentos, em particular os geológicos e geotécnicos, a preservação da fachada principal, bem como os de acessibilidade e de vizinhança, optou-se por uma solução de parede de contenção periférica, executada ao abrigo da tecnologia do tipo "Berlim Definitivo", com 30cm de espessura, complementada com a realização de colunas de calda de cimento, para tratamento prévio dos materiais de aterro, no tardo da mesma. A parede de contenção periférica foi travada horizontalmente com recurso a bandas de laje com 15m no maior vão, a serem integradas na estrutura dos pisos enterrados edifício.

ABSTRACT

In this paper are presented the solutions implemented for the excavation and retaining wall, necessary for the execution of the underground floors of the building named Camillo 25, intended for residential purposes. The building will consist of 6 floors above the ground floor and 3 underground floors. The excavation, with 11m maximum height, was carried out entirely in heterogeneous landfill, deposited over Miocene formations. The intervention site is located at Camilo Castelo Branco Street 25, in Lisbon, within a highly complex urban area. The geological and geotechnical scenario, in particular the thick layer of landfills, extended throughout all excavation depth, as well as the constraints resulting from Lisbon's dense urban area, were the main factors taken into consideration to the retaining wall design solution. To minimize the ground disturbance and to minimize the consequent deformations, respecting the neighbouring constraints, the solution adopted was a retaining wall solution type "Berlin Definitive" 30cm thick, complemented with cement grout columns in the back of it. The wall was horizontally braced using slab's strips with 15m in the largest span, to be integrated in the definitive structure. In the scope of the intervention, was also developed a solution for the containment and underpinning the main façade, which was designed to be compatible with excavation and retaining wall, ensuring maximum harmony between both structures.

1. INTRODUÇÃO

No presente artigo são apresentadas as soluções de escavação e contenção periférica e de recalçamento de fachada necessárias à execução dos pisos enterrados do edifício designado Camillo 25, localizado na Rua Camilo Castelo Branco, nº 25, em Lisboa. O lote de intervenção localiza-se no interior de uma malha fortemente urbanizada e complexa, estando confinado a Norte, Sul e Poente por edifícios existentes e, por sua vez, a Nascente pela Rua Camilo Castelo Branco. Na vista aérea apresentada na Figura 1, é possível identificar a implantação da obra, bem como algumas das mais relevantes confrontações e condicionamentos do lote em estudo.

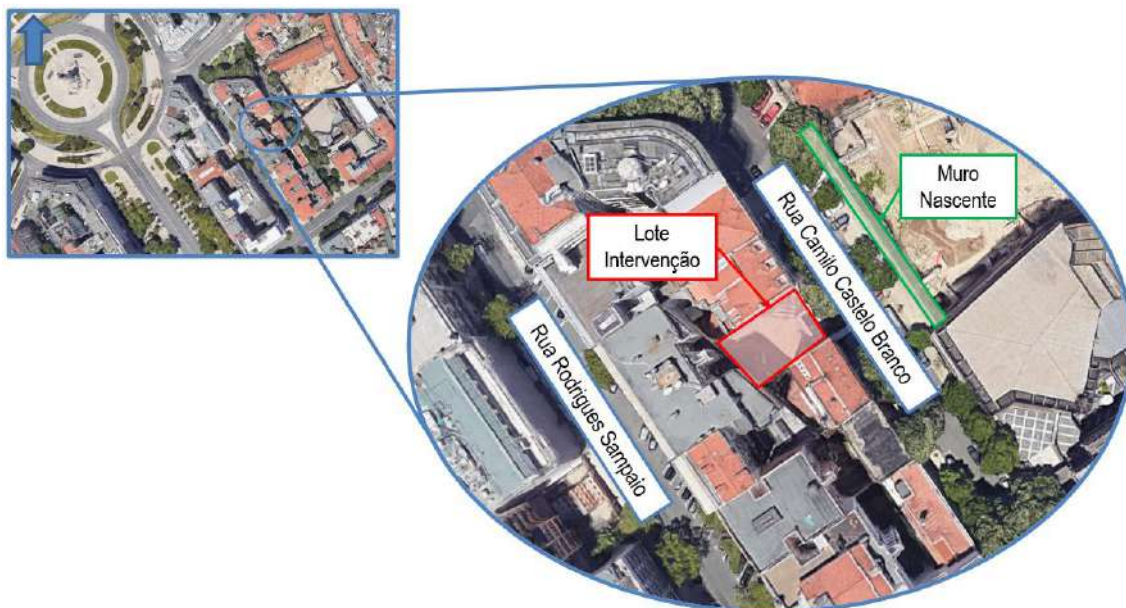


Figura 1 – Vista aérea do lote intervencionado (Google Earth)

No interior do lote existia um edifício datado do século XIX com uma área em planta de, aproximadamente, 190 m², composto por um piso parcialmente enterrado, piso térreo, um piso elevado e cobertura. As suas fundações eram materializadas por arcos de alvenaria de tijolo burro sobre presumíveis pegões profundos. A Norte, o lote encontra-se confinado por um edifício de habitação, também datado do século XIX, contudo com algum grau de intervenção posterior, composto por piso térreo, 5 pisos elevados e cobertura. As suas fundações eram igualmente materializadas por arcos de alvenaria de tijolo burro sobre presumíveis pegões profundos. Por sua vez, a Poente, o lote encontra-se confinado por um hotel de construção recente e com estrutura de betão armado, composto uma cave, piso térreo, 5 pisos elevados e cobertura. Por último, a Sul, o lote encontra-se confinado por um edifício de habitação de construção recente e com estrutura de betão armado, composto piso térreo, 5 pisos elevados e cobertura. As suas fundações eram materializadas por estacas moldadas de betão armado.

Refere-se ainda que do lado oposto da Rua Camilo Castelo Branco existiam construções do antigo Convento de Santa Joana, datado do século XVII, das quais se destaca um muro de alvenaria de pedra argamassada, com uma altura máxima de aproximadamente 15m, que materializava a diferença de cotas entre o lote e o arruamento. Este facto tornou-se um dos maiores desafios, uma vez que o arruamento em questão foi executado por via de aterro no tardoz do muro referido, o que se traduziu em uma altura de escavação, de cerca de 11m, toda ela executada em aterros.

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1. Condicionamentos Geológicos-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 2 sondagens mecânicas à rotação, acompanhadas da realização de ensaios de caracterização in situ, SPT, tendo em uma delas sido instalado um piezómetro de tubo aberto. Complementarmente, foram executados 4 poços de inspeção com o objetivo de melhor caracterizar o tipo e profundidade das fundações do edifício a intervir, bem como das dos edifícios vizinhos.

Como indicado no Relatório do Estudo Geológico-Geotécnico, e de acordo com Carta Geológica de Lisboa, o ambiente geológico é caracterizado pela ocorrência de substrato sedimentar Miocénico atribuído pela literatura da especialidade à formação das Argilas dos Prazeres (M_{Pr}), localmente recoberta por aterros (At) de génese recente.

A prospeção realizada confirmou que o cenário geológico-geotécnico é caracterizado, superficialmente, por depósitos de aterro (At), com espessura média de 15m. Estes materiais apresentavam características heterogéneas, sendo formados por areias muito finas silto-argilosas com restos líticos e cerâmicos dispersos, até profundidades aproximadas de 4,50m e inferiormente por argilas silto-arenosas com pequenos níveis de areia com seixos dispersos, apresentado em geral comportamento geotécnico pouco resistente e muito deformável, com valores de N_{SPT} compreendidos entre 12 e 28. Subjacente ao depósito de aterros surge o substrato miocénico (M_{Pr}) com comportamento de maciço terroso, representado por um horizonte superior de margas calcárias areno-argilosas com níveis de cascão gresoso-carbonatado, muito consolidadas com valores de N_{SPT} de 60 pancadas. Por fim, refere-se que numa das sondagens foi ainda evidenciado um nível inferior pertencente ao Complexo Vulcânico de Lisboa, materializado na ocorrência de tufos basálticos argilosos com comportamento geotécnico típico de solos coerentes rijos, e com valores de N_{SPT} de 60 pancadas.

No Quadro 1 apresentam-se os parâmetros geomecânicos adotados na modelação do comportamento das diferentes zonas geotécnicas consideradas.

Quadro 1 - Parâmetros geomecânicos

Horizonte geotécnico	Formação	N_{SPT}	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E_s [MPa]
ZG3	Aterro Areias muito finas silto-argilosas e Argilas siltosas	12-17	18	25	0	10
ZG2	Miocénico Marga calcária areno-argilosa	60	20	32-34	0-10	60
ZG1	Neocretácio Tufos Basálticos areno-siltosos	60	21	34-36	50	60

O dispositivo hidrogeológico caracteriza-se por um nível de água instalado à profundidade de 15m, localizado entre a camada de argila silto arenosa e as margas calcárias, não sendo expectável a sua interseção durante os trabalhos de escavação, dada a profundidade máxima de 11m.

Por sua vez, os poços de prospeção permitiram aferir que as fundações do edifício eram materializadas por arcos em alvenaria de tijolo sobre presumíveis pegões profundos.

2.2. Condicionamentos relativos às Condições de Vizinhança

O recinto da escavação insere-se numa zona fortemente urbanizada da cidade de Lisboa, encontrando-se na sua vizinhança imediata diversas edificações, algumas centenárias, e respetivos logradouros, arruamentos e infraestruturas. Assim sendo, foi necessário desenvolver soluções compatíveis com a preservação da integridade das referidas estruturas e infraestruturas, assegurando, ainda, todas as condições de boa funcionalidade das mesmas. Enunciam-se de seguida as principais confrontações:

- Edifício de habitação datado do século XIX com 5 pisos elevados sem caves, a Norte: Fundação indireta composta por arcos de alvenaria de tijolo burro sobre presumíveis pegões profundos
- Edifício de habitação de betão armado com 5 pisos elevados e 1 cave, a Sul: Fundação indireta composta por estacas moldadas de betão armado.
- Edifício de serviços de betão armado com 6 pisos elevados e sem caves, a Poente: Fundação indireta composta por estacas moldadas de betão armado.
- Rua Camilo Castelo Branco e Muro pertencente ao antigo Convento de Santa Joana, a Nascente.

2.3. Condicionamentos Patrimoniais

Dada a relevância histórica da fachada principal do edifício, a Câmara Municipal de Lisboa exigiu como requisito a manutenção da mesma e a sua integração no edifício a construir, o que levou a necessidade de definir uma estrutura de contenção provisória da mesma, e uma vez que o recinto de escavação envolve todo o lote, a necessidade comutativa do seu recalçamento.

3. SOLUÇÕES PROPOSTAS E ADOTADAS

Na conceção das soluções de contenção periférica procurou-se, para além da necessária contenção vertical dos terrenos a escavar, respeitar os seguintes pressupostos de base:

- Controlar as deformações nos terrenos, construções e infraestruturas envolventes à escavação, permitindo ainda a adaptação da solução a possíveis singularidades de natureza geológica e geotécnica;
- Garantir a menor interferência com as estruturas e infraestruturas adjacentes;
- Definir soluções com o menor prazo de execução e custo associado, integrando para tal e sempre que viável, os elementos necessários para a fase provisória da obra de contenção periférica na solução para a fase definitiva da mesma.

Apresentam-se de seguida as soluções propostas e adotadas para a contenção e recalçamento de fachada e para os trabalhos de escavação e contenção periférica.

3.1. Solução de Contenção de Fachada

Atendendo aos principais condicionamentos existentes, em particular os de natureza patrimoniais, propôs-se a instalação de uma estrutura metálica de contenção e de estabilização da fachada principal a preservar. Esta é materializada por dois níveis de vigas de distribuição metálicas constituídas por 2 perfis UPN260, um cada lado da fachada a preservar. Os perfis das vigas de distribuição foram ligados às paredes a conter e entre si através de ferrolhos metálicos Ø20mm espaçados de 0,5m, sendo a sua função a de transmissão de cargas aos escoramentos horizontais, compostos por

perfis metálicos HEB160 e HEB120, que reagem contra as empenas dos edifícios vizinhos ao nível das cotas das lajes dos mesmos (Figura 2).

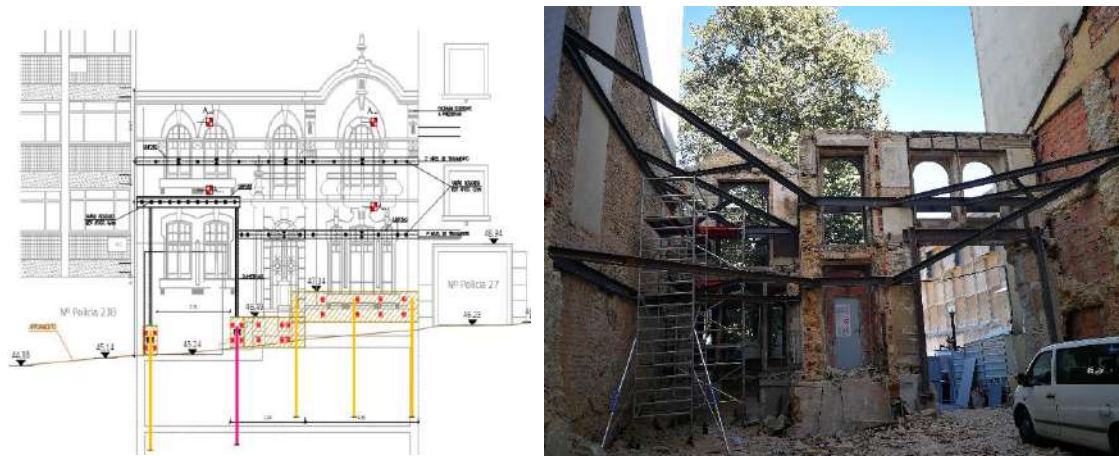


Figura 2 - Solução de Contenção de Fachada - Alçado Principal (à esquerda) e Vista do Interior do Lote de Intervenção (à direita)

Refere-se ainda que o projeto de arquitetura previa a execução de uma abertura para acesso ao estacionamento, tendo sido concebido um pórtico provisório de suporte para este efeito, composto duas travessas UNP350, devidamente aferrolhados com varões roscados Ø20mm espaçados de 0,4m, que por sua vez apoiam em montantes HEB140.

3.2. Solução de Recalçamento de Fachada

Como referido, o recinto de escavação envolve todo o limite do lote incluindo a zona da fachada principal a preservar. Desta forma, tendo em vista realizar a escavação, foi preconizou-se o recalçamento materializado pela realização de duas vigas de betão, continuamente apoiadas em microestacas, a serem executadas em ambos os lados da fachada, e ligadas entre si através de mecanismos de costura, constituídos por barras pré-esforçadas do tipo “Gewi”, ou equivalente (Figura 3). A poente a fachada a preservar encontra-se no limite da escavação, pelo que as microestacas interiores ao edifício tiveram a dupla função de, além do recalçamento servirem de apoio provisório da estrutura de contenção e/ou bandas de laje.



Figura 3 - Solução de Contenção e Recalçamento de Fachada em fase obra- Alçado Principal

3.3. Solução do tipo Berlim Definitivo travado por Bandas de Laje

Tendo por base os condicionamentos descritos, em particular geológico-geotécnicos, patrimoniais e de ocupação da vizinhança e do próprio lote, preconizou-se os trabalhos de contenção periférica a adoção de uma solução do tipo Berlim Definitivo. A solução referida apresenta como grande vantagem a versatilidade, podendo a solução ser adaptada em obra, nomeadamente no que toca à geometria dos painéis, que poderá ser ajustada em função da real implantação de estruturas e fundações existentes, bem como quanto ao número, ao tipo e à disposição de travamentos, cujo reajuste poderá ser efetuado em função das reais características dos terrenos escavados, e do comportamento da parede, recorrendo para tal ao Plano de Instrumentação e Observação proposto. A tecnologia de Berlim Definitivo consiste, basicamente, na execução faseada, de cima para baixo, de painéis de betão armado apoiados em microestacas, sendo estas executadas antes do início dos trabalhos de escavação, e cuja função é suportar as cargas verticais a que a contenção está sujeita.

Neste caso definiu-se uma parede de betão armado com 0.30m de espessura, sendo esta constante em todos alçados da escavação. Os painéis da parede de contenção apoiaram provisoriamente em microestacas, materializadas no geral por tubos em aço N80 (API 5A) de perfil Ø139,7x12,5mm, as quais foram ligadas aos painéis recorrendo a cachorros metálicos. Devido às reduzidas capacidades resistentes dos terrenos interstetados em toda a altura de escavação, definiu-se o tratamento prévio do terreno tardoz da contenção com recurso a execução de colunas de calda de cimento que permitirão um melhor controlo do comportamento dos aterros na fase referida, o que evitará indesejáveis descompressões nos terrenos circundantes, e por sua vez movimentos das infraestruturas vizinhas, e ainda sobre consumos de betão aquando da execução dos painéis. As colunas de calda de cimento foram realizadas com diferentes inclinações a partir do piso 0, por forma a cobrirem toda a altura de escavação, apresentando diâmetros de 250mm espaçados entre si de 250mm.

A estabilidade da parede face aos impulsos do terreno, durante as operações de escavação, foi garantida pela execução de bandas de laje, complementadas pontualmente por escoras metálicas inclinadas. A adoção de uma solução de travamento do tipo *top-down* parcial visou, para além de atender aos condicionamentos circundantes, suportar uma solução mais económica na medida em que os elementos de travamento provisório, nomeadamente as bandas de laje, são incorporados na estrutura definitiva. O apoio temporário vertical das bandas foi assegurado por perfis Ø101,6x10mm e Ø88,9x7,5mm, devidamente selados em terreno competente através de sistema IRS [1], com recurso a válvulas anti-retorno e a obturador duplo.

3.3.1. Banda de laje do Piso 0

O piso 0 da estrutura definitiva do edifício conta com diversas cotas o que representa uma dificuldade na definição de bandas e seu funcionamento. Em complemento, o piso térreo do edifício vizinho poente era marcadamente mais alto que o dos restantes. Por estes motivos, a banda de laje do piso 0 apenas foi definida na zona poente do lote (Figura 4). Destaca-se ainda que, devido às limitações de estaleiro, a banda em questão foi concebida para suportar provisoriamente dois contentores de obra.

3.3.2. Bandas de laje do Piso -1 e Piso -2

O edifício vizinho sul, apresentava uma cave cuja cota era aproximadamente a da banda de laje do piso -1, contudo o edifício vizinho norte, apresentava o seu piso térreo a uma

cota entre o piso 0 e o piso -1 a construir, pelo que houve a necessidade de, na zona norte, complementar a banda de laje do piso -1 com umas escoras metálicas inclinadas que permitissem garantir o travamento mais eficaz ao nível do piso térreo vizinho. Destaca-se ainda que, devido à necessidade de dispor de elevador para carros entre os pisos enterrados, as bandas de laje do piso -1 e -2 foram concebidas para incorporarem uma treliça metálica na zona do negativo para a estrutura referida, garantindo assim o fecho do esquadro da banda, sem necessidade de proceder a demolições posteriores por forma a materializar o negativo para o elevador (Figura 4).

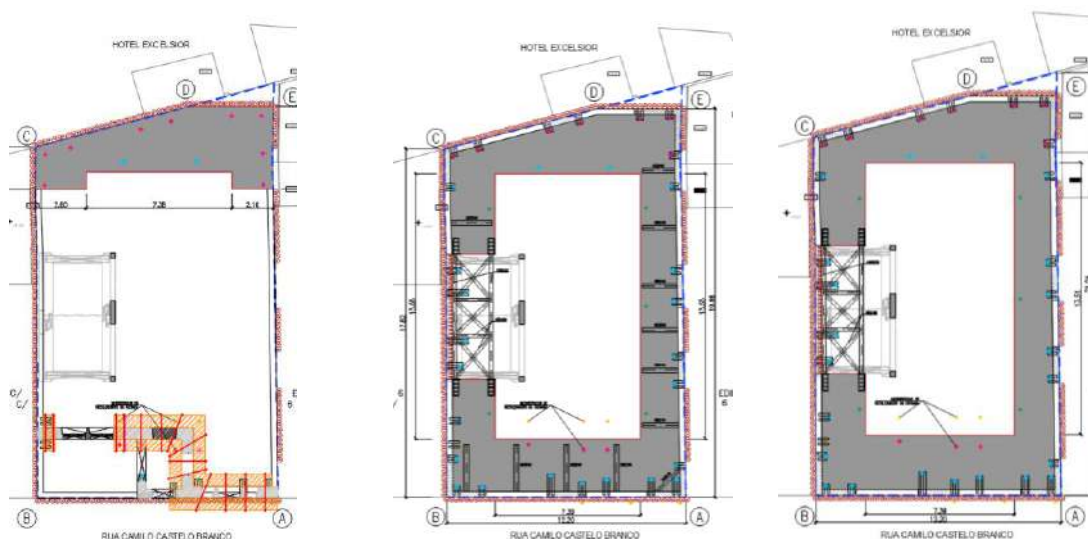


Figura 4 – Planta da solução das Bandas de Laje do Piso 0 (à esquerda), do Piso -1 (ao centro) e do Piso -2 (à direita)

Este tipo de solução tem sido frequentemente utilizado nas escavações urbanas em Lisboa, sendo que neste caso, dada a geometria da escavação, foi necessário desenvolver uma solução que vencesse um vão máximo de cerca de 15m.

Por último, refere-se que em fase definitiva, a generalidade das microestacas serão utilizadas como fundação indireta da super-estrutura. Desta forma, houve desde a fase de conceção um considerável trabalho de coordenação para que as microestacas utilizadas na solução de escavação e de recalçamento da fachada pudessem ser compatíveis com as fundações do edifício (Figura 5).



Figura 5 - Solução de Treliça Metálica instalada nas bandas de laje do Piso -1 e -2

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* (Figura 7). Contudo, foi necessário em primeira fase, apurar a rigidez do sistema de travamento composto pela banda de laje e treliça metálica, realizado com recurso a um modelo elaborado no programa *SAP2000* (Figura 6), no qual se aplicou uma força distribuída unitária na periferia da banda de laje, tendo-se apurado os deslocamentos resultantes. Após este procedimento determinou-se a rigidez pela seguinte expressão:

$$k = \frac{F}{\delta} \quad [1]$$

Para as análises e verificações de segurança, determinou-se a rigidez em dois locais distintos da estrutura de contenção. Para obtenção dos esforços de dimensionamento a rigidez foi determinada tendo por base a zona mais rígida (banda de laje), já para o controlo de deformações considerou-se a zona mais flexível (treliça metálica). Ambos os cenários são casos limites, pelo que é expectável que o comportamento global da estrutura reflita um cenário intermédio.

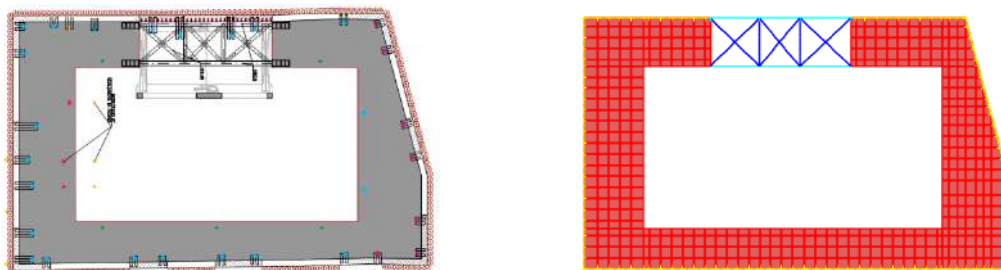


Figura 6 - Modelo de SAP2000 para determinação da rigidez do sistema de travamento

A análise consistiu no estudo das secções mais representativas para o comportamento da contenção, com o intuito de avaliar as deformações, estados de tensão e a estabilidade do maciço a conter, bem como estimar os incrementos de deformação em estruturas vizinhas à escavação. Na fase provisória os travamentos são materializados pelas bandas de laje e/ou treliças metálicas, e na fase definitiva pelas lajes da estrutura.

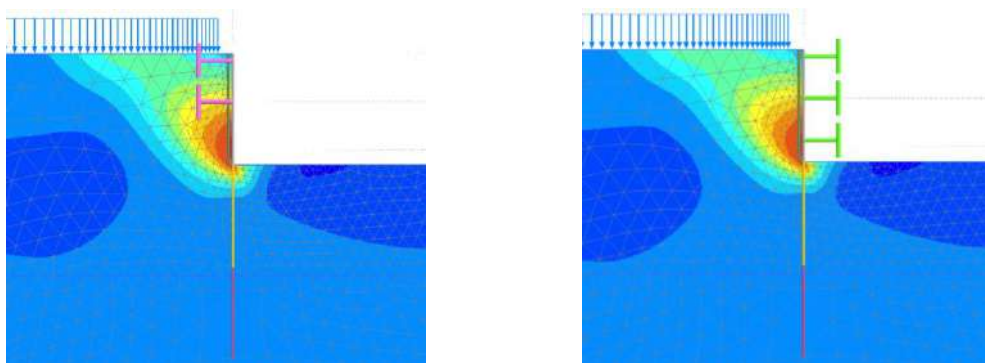


Figura 7 – Modelos de elementos finitos elaborados no PLAXIS 2D – Fase provisória (à esquerda) e Fase definitiva (à direita)

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.

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 contenção e recalçamento de fachada e de escavação e contenção periférica. No enquadramento descrito, e procurando definir seções de instrumentação, recorreu-se a 25 alvos topográficos, distribuídos pelos vários alçados da contenção periférica, empenas vizinhas e fachada a preservar, complementados com 3 fissurómetros para aferição da tendência de abertura de uma fenda já existente no edifício vizinho a Norte à data de início dos trabalhos; Com base na modelação realizada através do programa de elementos finitos citado, foram definidos os critérios de alerta e alarme para todos os aparelhos e estruturas monitorizadas. Foram igualmente definidas medidas de reforço, caso os referidos critérios viessem a ser ultrapassados.

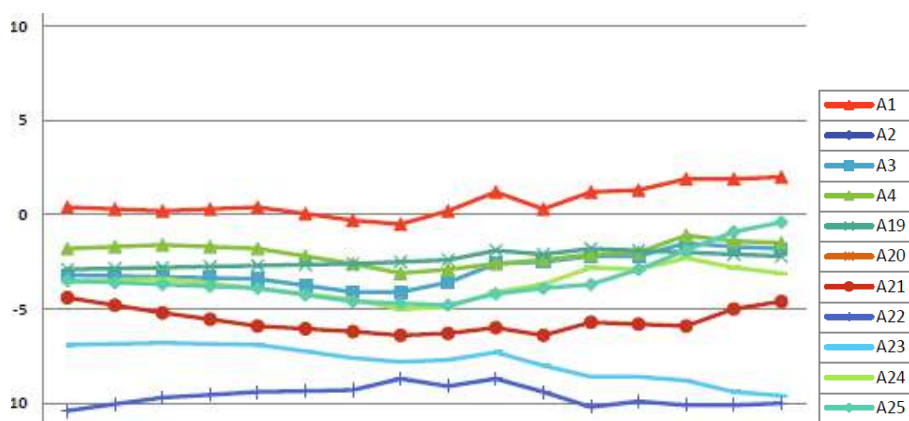


Figura 8 – Alguns resultados dos alvos instalados na fachada preservada

Refere-se que a obra apresentou uma paragem posteriormente à demolição do edifício existente e já com algumas escavações no interior do lote realizadas para o lançamento da primeira banda de laje. Foi durante este período que os instrumentos revelaram a maior tendência de deformação, a qual estabilizou quando iniciados os trabalhos de contenção, em particular com a execução da banda de laje do piso -1. Apesar do referido, na sua generalidade, os resultados comprovam a adequação das soluções implementadas e dos parâmetros considerados na respetiva modelação (Figura 8).

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Demonstrou-se as vantagens de recorrer à tecnologia de Berlim Definitivo para executar a contenção periférica de escavações a realizar em meio urbano complexo e fortemente urbanizado, sem comprometer a segurança da obra e das construções e infraestruturas vizinhas. O artigo em questão reforça as vantagens desta solução, nomeadamente quando se pretende efetuar escavações em lotes fortemente urbanizados com estruturas a manter, sendo por vezes de difícil previsão, em fase de projeto, as reais condições de escavação obtidas em fase de obra. A adaptabilidade e versatilidade deste tipo de solução, permite alterações em fase de obra, no que toca à geometria de painelização. No entanto, estas deverão ser efetuadas paralelamente a um acompanhamento da obra, e desenvolvidas por um engenheiro geotécnico, preferencialmente da equipa de projeto.

Devido ao faseamento construtivo que lhe está associado e, não obstante as vantagens atrás mencionadas, é relevante referir que a sua utilização deverá ser evitada no caso de existência de níveis de água.

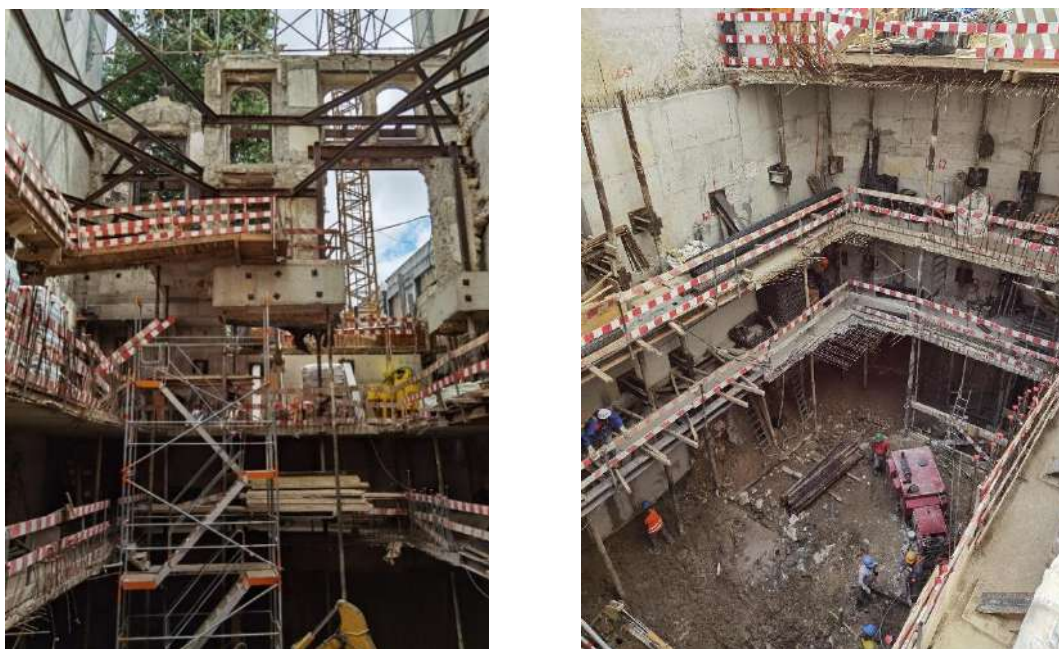


Figura 9 – Vista da obra após trabalhos de escavação – Alçado Nascente (à esquerda) e Alçado Poente (à direita)

Destaca-se a solução de travamento com recurso a bandas de laje, a qual foi implementada para ultrapassar, em particular, o cenário geológico-geotécnico e, em complemento, permitir maior agilidade no processo de construção. A viabilidade da implementação deste tipo de solução requer a coordenação e compatibilização prévia com as diversas especialidades, em particular com a Arquitetura e com a Estabilidade, aspeto esse que se considera ter sido bem conseguido, com os benefícios económicos que daí resultaram.

Sublinhou-se a importância do Plano de Instrumentação e Observação na gestão do comportamento da contenção periférica e estruturas vizinhas, confirmando-se ser uma ferramenta indispensável numa obra em meio urbano com características da presente.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos demais, a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Consideram importante sublinhar que as soluções implementadas resultaram de um trabalho de equipa, no âmbito do qual se destaca o papel importante das empresas: MAP Engenharia, empreiteiro geral, GEOSOL, empreiteiro de geotecnia, RASA Engenharia e Construção, fiscalização e INCORTEL Incorporação e Hotelaria, promotores do empreendimento.

REFERÊNCIAS

[1] 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 EM MEIO URBANO - EMPREENDIMENTO DISTRIKT, LISBOA

DEEP EXCAVATION SOLUTIONS IN AN URBAN ENVIRONMENT - DISTRIKT RESIDENTIAL PROJECT, LISBON

Silva, Joana, JETsj Geotecnia Lda., Lisboa, Portugal, jsilva@jetsj.com

Carvalho, Neuza, JETsj Geotecnia Lda., Lisboa, Portugal, ncarvalho@jetsj.com*

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 tem como objetivo apresentar os principais critérios de conceção e de execução das soluções que permitiram a escavação para a construção dos 3 pisos enterrados do empreendimento Distrikt, localizado no lote 3.22, na zona Sul do Parque das Nações, em Lisboa. A escavação, com um máximo de 11 m de altura, foi executada em aterros heterogéneos recentes, recobrimdo formações datadas do Miocénico, Areolas do Cabo Ruivo e Areolas do Braço de Prata. O lote encontrava-se confinado por diversas infraestruturas, em particular as enterradas, que na sua maioria se encontram dentro de uma galeria técnica, próxima dos limites do lote. Destaca-se ainda a proximidade a dois edifícios com diversas caves, e a possibilidade de a escavação poder coexistir com a construção de um parque de estacionamento subterrâneo adjacente, sob a Rua Mário Botas. Com o objetivo de minimizar as descompressões dos terrenos envolventes e de minimizar as consequentes deformações, bem como de respeitar todos os condicionamentos existentes, optou-se por uma solução de contenção periférica constituída por uma cortina de estacas, moldadas em betão armado, de 600mm de diâmetro, com afastamento a eixos de 1200mm, travada, no geral, através de escoras e de ancoragens provisórias. Nos alçados onde a proximidade às infraestruturas vizinhas não permitiu a realização de ancoragens, foi previsto o travamento com recurso a bandas de laje, em betão armado, apoiadas em contrafortes provisórios, igualmente constituídos por estacas, e em microestacas HEB200. Para além dos critérios de conceção e de dimensionamento adotados, são também apresentados os principais resultados do plano de instrumentação e observação implementado, incluindo a análise e comparação dos mesmos com os valores estimados em fase de projeto.

ABSTRACT

This paper describes the main design and execution criteria adopted for the peripheral earth retaining solutions, required for the construction of three underground floors for the Distrikt Residential Buildings, located in the south of Parque das Nações, in Lisbon. The excavation, with 11 m of maximum depth, mainly intersected landfill layers and Lisbon Miocene soils (Areolas do Cabo Ruivo e Areolas do Braço de Prata). The excavation site is confined by several underground infrastructures, which are mostly inside a technical gallery, close to the excavation pit boundaries. It is also noteworthy the proximity to two buildings with several basements, as well as the possibility that the excavation can coexist with the construction of an underground car park, under Rua Mário Botas. To minimize the ground disturbance, as well as the deformations of the

mentioned structures, a reinforced concrete bored pile wall with 600mm diameter was defined, braced in general by steel props and temporary ground anchors. In the elevations where the neighbourhood conditions didn't allow the execution of ground anchors, the retaining wall was braced by concrete slab's strips, which were connected to pile buttresses and supported by HEB200 micropiles. The main results of the monitoring plan are drawn and presented, including the analyses and comparison with the estimated values from the design phase.

1. INTRODUÇÃO

No presente artigo são descritas as soluções adotadas para a escavação e contenção dos terrenos, necessárias para a execução dos 3 pisos enterrados do empreendimento Distrikt, localizado no lote 3.22, encaixado entre a Rua do Adeus Português, a Av. Fernando Pessoa e Rua dos Argonautas, na zona Sul do Parque das Nações.

O projeto do empreendimento prevê a construção de 4 torres com 13 pisos elevados, e 3 pisos enterrados comuns, que ocupam a área total do lote e se destinam essencialmente a estacionamento automóvel e a áreas técnicas.

Na Figura 1 é apresentada uma vista aérea do local de intervenção. O lote confronta em todo o seu desenvolvimento com passeios e arruamentos, nomeadamente a Avenida Fernando Pessoa a sudeste, a Rua Mário Botas, a noroeste, a Rua dos Argonautas, a sudoeste, e a Rua do Adeus Português, a nordeste.



Figura 1 - Simulação do futuro edifício e vista aérea do recinto da escavação (Google Earth).

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. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1. Condicionamentos Geológicos e Geotécnicos

Com o objetivo de caracterizar o comportamento geotécnico, associado aos terrenos ocorrentes no local, foi executada uma campanha de prospeção, que englobou a realização de 16 sondagens mecânicas, acompanhados pela execução de ensaios SPT e recolha de amostragem para classificação macroscópica. Foram ainda instalados cinco piezómetros hidráulicos, de tubo aberto, em alguns furos de sondagem. De acordo com os resultados obtidos, o dispositivo geológico do local é caracterizado pela ocorrência de substratos do Miocénico, correspondente às Areolas do Cabo Ruivo (M_{CR}) e Areolas do Braço de Prata (M_{BP}), por sua vez recobertos por materiais modernos, de origem antrópica, Depósitos de Aterros (A_t), com uma espessura entre 1,5 m e 7,9 m. As formações miocénicas são essencialmente constituídas por areias finas, siltosas, com nódulos carbonatados ou restos de fósseis. Nas unidades mais superficiais foram identificados níveis de calcários fossilíferos e odor a hidrocarbonetos. Esta unidade apresenta uma grande espessura, alcançando o fim das sondagens, sendo, por vezes, constituída por variações mais finas, até siltes. Foram ainda identificados níveis de biocalcarenito (cascão) com espessuras variáveis entre 0,1 m a 2,0 m.

É de notar que, na recolha de amostragem, foi detetada a contaminação da camada mais superficial de calcário fossilífero (cascão), identificando-se a presença de hidrocarbonetos em 6 das sondagens realizadas, todas localizadas a Norte do lote.

Em termos hidrogeológicos, as camadas miocénicas funcionam como sistema multicamada, ao serem constituídas por alternância de camadas relativamente permeáveis (areias, arenitos e alguns calcários) com outras semipermeáveis, como os argilitos e os siltitos. Desta forma, a permeabilidade das formações interessadas pela escavação é controlada pela granulometria dos solos atravessados, ou seja, quanto maior a percentagem de finos (silte e argila), menor será a permeabilidade. Por outro lado, as camadas de biocalcarenitos são por vezes muito permeáveis devido à grande porosidade, podendo constituir-se como níveis ou camadas mais produtivas.

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, no interior da qual se desenvolvem diversas infraestruturas de serviços, cuja integridade e operacionalidade tinha de ser mantida durante os trabalhos e, portanto, condicionou a conceção das soluções de contenção periférica.

Em termos de confrontações, salienta-se ainda a possibilidade de, à data da obra, a escavação poder vir a ocorrer em simultâneo com a construção dos pisos enterrados do parque de estacionamento a desenvolver sob a Rua Mário Botas e imediatamente adjacente ao lote. Neste enquadramento e para este alçado, foram definidas soluções de travamento interiores, que não implicaram a ocupação dos terrenos vizinhos.

3. SOLUÇÕES ADOTADAS

Na concepção das soluções de contenção periférica adotadas 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.

Tendo em conta os diversos 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, Ø600 mm afastadas de 1,20 m, a eixos. 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.

Durante a fase de escavação, a generalidade do terreno exposto entre estacas foi protegido com um revestimento de betão projetado com 8cm de espessura mínima, reforçado com fibras metálicas, aplicado em duas camadas e devidamente drenado através de geodrenos (independentemente da evidência da presença de água durante os trabalhos de escavação). Estes dispositivos tinham como função a recolha e encaminhamento das águas para o sistema de drenagem do edifício através de geotubos verticais, instalados no tardo da parede e no espaço entre estacas. Para a fase definitiva, apenas quando necessário por razões associadas a uma eventual maior permeabilidade pontual e/ou contaminação dos terrenos a conter, preconizou-se a execução de uma parede de forro em betão armado, com 25 cm de espessura, devidamente solidarizada às estacas.

A cortina foi travada na fase provisória por meio de vários níveis de ancoragens ou de escoras, que tinham como principal função garantir o equilíbrio horizontal da contenção. Por forma a garantir uma melhor distribuição dos esforços na cortina e a fim de evitar fenómenos de concentração excessiva de cargas, as ancoragens e os escoramentos foram ligados às vigas de distribuição e às vigas de coroamento. Na fase definitiva, a própria estrutura das lajes dos pisos enterrados é responsável pela estabilidade da parede de contenção, sendo as ancoragens ou escoras provisórias desativadas após conclusão da referida estrutura.

Nos alçados onde a existência de infraestruturas ou estruturas vizinhas condicionava a execução de ancoragens, optou-se por definir um sistema de travamento constituído por bandas de laje, que consistiu num conjunto de vigas horizontais (troços de laje dos futuros pisos enterrados) que resistiam aos impulsos atuantes na contenção periférica e os encaminhavam para os contrafortes, constituídos igualmente por estacas moldadas secantes. Atendendo à altura da escavação, considerou-se a realização de travamentos ao nível do piso -1 e do piso -2, sendo o troço inicial da escavação realizado ao abrigo da cortina de estacas em consola. Para o dimensionamento destes elementos, foi considerada não só a resistência e a rigidez necessárias para garantir as condições de segurança e de boa funcionalidade, bem como o processo construtivo associado, quer à fase de escavação, quer à fase de execução da estrutura dos pisos enterrados. Na

Figura 2 apresentam-se as plantas da estrutura de contenção periférica e os respectivos travamentos ao nível dos pisos enterrados.

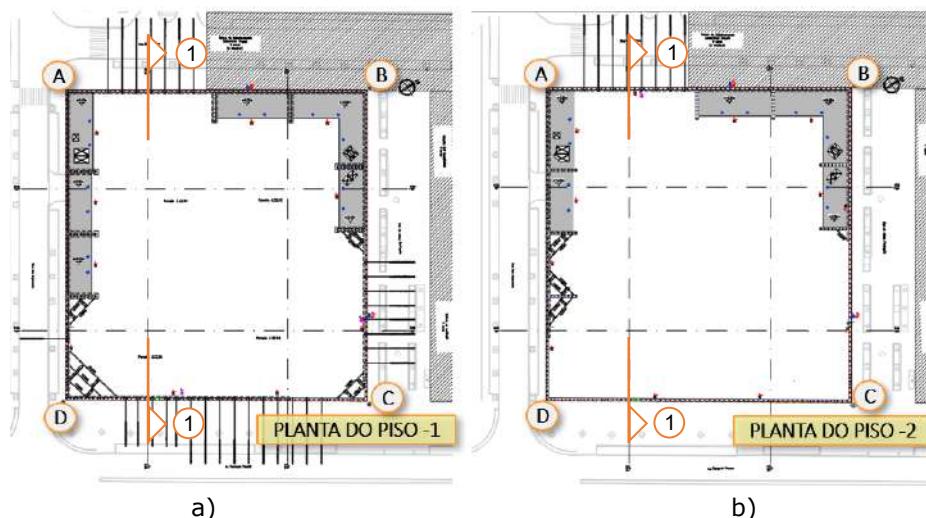


Figura 2 – Plantas de dimensionamento da estrutura de contenção periférica e dos travamentos ao nível do piso -1 (a) e do piso -2 (b).

As ancoragens foram constituídas por 6 e 7 cordões de 0,6", afastados de 3,60 m, de modo a acomodarem um pré-esforço útil entre 600 kN e 800 kN, com comprimentos e inclinações variáveis. 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 (Figura 3). As selagens foram materializadas através do sistema IRS (obturador duplo e válvulas anti-retorno), com um diâmetro mínimo de furação de 200 mm.

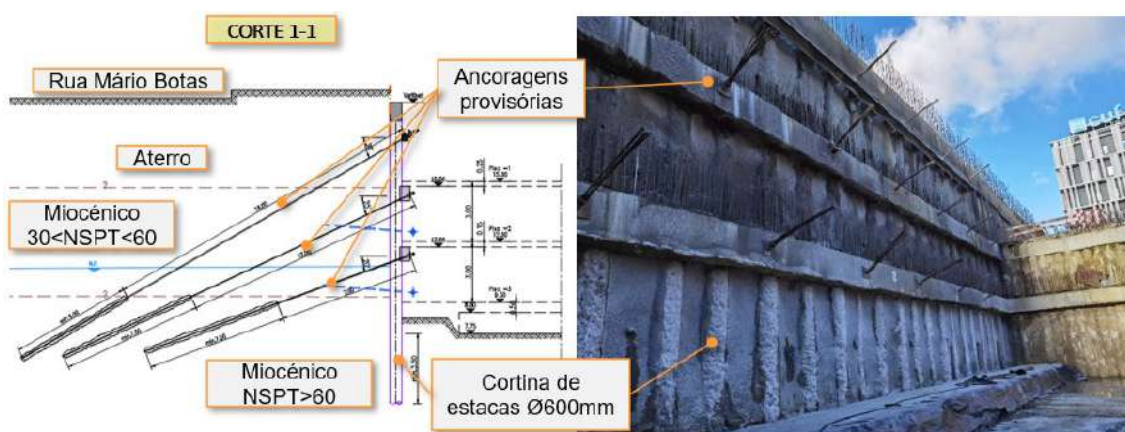


Figura 3 – Estrutura de contenção periférica travada com ancoragens provisórias.

A geometria dos troços de laje foi definida tendo em conta a menor interferência possível com a execução dos pilares e de outros elementos da estrutura dos pisos enterrados. As bandas apresentavam uma largura e espessura média de 6,50 m e 25 cm, respetivamente, sendo apoiadas, durante a fase de escavação, na parede de contenção e em perfis HEB200, que se encontravam afastados entre si aproximadamente 6,50 m (Figura 4 e Figura 5). Estes perfis ficaram selados num comprimento de 2,0 m, no interior de troços de estaca Ø600 mm, com profundidade de

4,0 m abaixo do fundo da escavação. As bandas de laje foram executadas durante a fase de escavação, através da betonagem das mesmas contra o terreno, sobre uma camada de betão de regularização e filme plástico.



Figura 4 – Alçado fotográfico da estrutura de contenção periférica junto ao canto A.



Figura 5 - Alçado fotográfico da estrutura de contenção periférica junto ao canto B.

De forma a assegurar as indispensáveis condições de drenagem da cortina de contenção periférica, foram realizados drenos sub-horizontais entre as estacas da mesma cortina, com 4 m de comprimento e 50 mm de diâmetro, em PEAD, canelado e crepinado, revestidos com geotêxtil de 150 g/m². Estes drenos asseguram a drenagem interna do maciço, prevenindo a eventual geração de impulsos hidrostáticos provocados pela infiltração de águas pluviais. De forma a garantir o escoamento gravítico das águas captadas, estes elementos foram dispostos com uma inclinação ascendente de 10° com a horizontal e com um afastamento horizontal de 3,60 m.

A água captada nos geodrenos é recolhida na caleira periférica que se desenvolve paralelamente à parede de contenção. Abaixo da cota de fundação, não se admite interferência no regime hidrogeológico, uma vez que as estacas, sendo elementos pontuais e espaçados, não materializam uma barreira à passagem de água.

4. DIMENSIONAMENTO

O comportamento das estruturas de contenção periférica, em termos de esforços e de deformações, foi analisado, para todas as principais fases construtivas, através dos programas de elementos finitos PLAXIS 2D e 3D, vocacionados para o efeito, desenvolvendo um modelo constitutivo para o terreno 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	N _{spt}	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	$E_{50}^{ref} / E_{ced}^{ref}$ (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	m (-)	R _f (-)
Aterro areno-argiloso muito solto a solto G _{1A}	<10	18	27	-	8	24	0,5	0,9
Aterro arenoso-argilosos medianamente compacto G _{1B}	10-30	19	31	-	20	20	0,5	0,9
Solos areno-siltosos medianamente compactos G _{2A}	10-30	19	32	-	40	120	1	0,9
Solos areno-siltosos compactos G _{2B}	30-60	20	33	-	50	150	1	0,9
Solos areno-siltosos muito compactos G _{2C}	60	21	36	-	200	600	1	0,9

γ - peso volúmico; ϕ' - 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 ($p_{ref}=100\text{kPa}$); 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; R_f - 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 um modelo de Plaxis 2D. Em contrapartida, face ao afastamento dos contrafortes, e à interação complexa das bandas de laje com estes elementos, o estudo desta solução foi realizado através de um modelo de Plaxis 3D.

Na modelação desenvolvida, a cortina de estacas, bandas de laje e contrafortes foi modelada 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”.

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 6 e Figura 7 apresentam-se alguns resultados da modelação desenvolvida, em termos de deslocamentos.

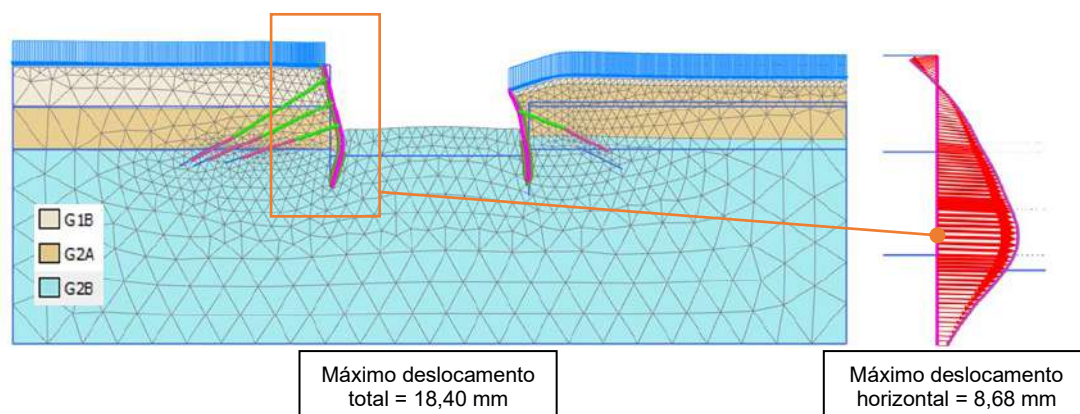


Figura 6 - Deslocamentos totais (u), à esquerda, e horizontais (u_x), à direita, expectáveis no final da escavação para a cortina travada através de ancoragens provisórias.

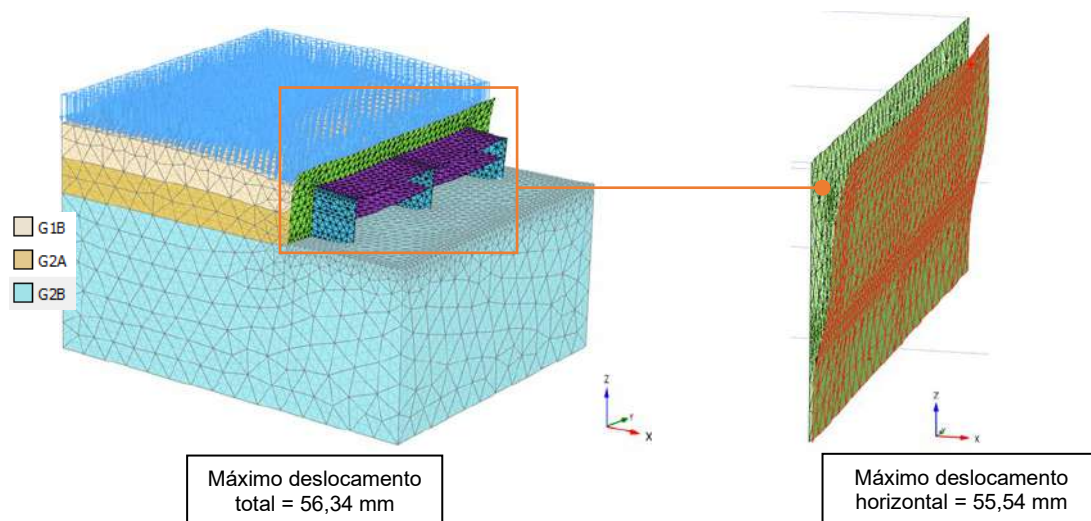


Figura 7 - Deslocamentos totais (u), à esquerda, e horizontais (u_x), à direita, expectáveis no final da escavação para a cortina travada através de bandas de laje e contrafortes.

5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Tendo por base o complexo enquadramento da obra, foi definido um Plano de Instrumentação e Observação (PIO), com o objetivo de assegurar a realização dos trabalhos em condições de segurança e de boa funcionalidade para a obra e para as estruturas e infraestruturas vizinhas. No enquadramento descrito, foram instalados os seguintes aparelhos, definindo, sempre que possível, seções de instrumentação:

- Alvos topográficos, distribuídos pela contenção periférica e bordos das bandas de lajes;
- 4 células de carga, para aferição da carga instalada nas ancoragens provisórias;
- 2 inclinómetros, a tardo das estruturas de contenção periférica;
- 2 piezómetros, para controlo da cota piezométrica;
- 1 sismógrafo, para controlo de vibrações durante o desmante de terrenos com maior resistência.

Com base na modelação realizada, foram definidos os critérios de alerta e de alarme para todos os aparelhos e para todas as estruturas monitorizadas. No geral, as leituras estiveram sempre abaixo dos critérios de alerta e alarme definidos em projeto.

Na Figura 8 apresenta-se esquematicamente a localização dos dispositivos de instrumentação e alguns dos resultados obtidos mais notáveis. Conforme se pode observar nos exemplos abaixo, verificou-se que os valores de deformação estiveram sempre abaixo dos critérios de alerta definidos em projeto (linha amarela no gráfico). Relativamente à monitorização das células de carga, verificou-se um pequeno ajuste da carga inicial imposta nos cordões das ancoragens, com o auxílio do macaco hidráulico, sendo que posteriormente, os valores de tensão se mantiveram praticamente constantes durante o decorrer da obra, o que confirma o bom comportamento da obra. Estas conclusões são extensíveis aos restantes pontos instrumentados.

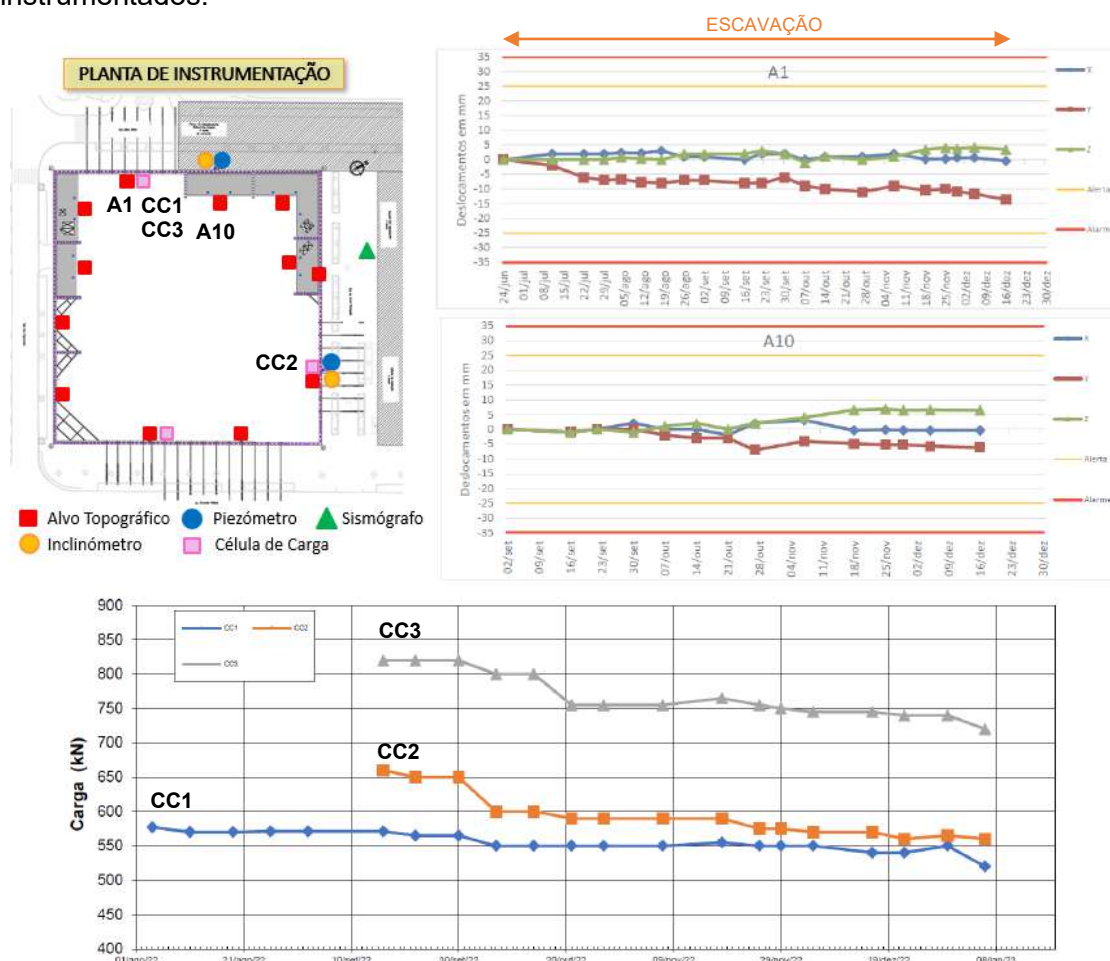


Figura 8 – Planta de instrumentação e resultados mais notáveis (em cima, alvos topográficos; em baixo, células de carga).

Face ao exposto, à presente data 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.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No âmbito do presente artigo foi possível mostrar a eficiência, do ponto de vista técnico, da aplicação de soluções de contenção periférica constituídas por cortina de estacas moldadas, em betão armado, travadas por diferentes elementos construtivos como escoras, ancoragens provisórias e bandas de laje. A estrutura de contenção periférica apresentou deformações reais inferiores às estimadas em projeto e um comportamento bastante estável durante a execução dos trabalhos de escavação. Complementarmente, a utilização de bandas de laje permitiu, não só ultrapassar a limitação encontrada nos alçados confrontantes com a galeria técnica e com o futuro parque de estacionamento subterrâneo, como também incorporar elementos da estrutura definitiva, incrementando a eficiência económica das soluções.

Não obstante, houve alguns desafios em obra que levaram ao ajuste das soluções de projeto inicialmente definidas. O principal desafio foi o aumento do caudal afluente ao interior da escavação, dada a época de chuvas intensas que se enfrentou durante o período final dos trabalhos de escavação, em dezembro de 2022. De forma a colmatar este imprevisto e de garantir a integridade do revestimento em betão projetado, face ao aumento do caudal afluente ao recinto de escavação, incrementou-se o número de geodrenos e criaram-se zonas de recolha temporária de água. Na fase definitiva, a água recolhida pelos geodrenos será encaminhada para o sistema geral de drenagem do edifício.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa Kronos, Dono de Obra, a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Destacam-se ainda o facto dos trabalhos de escavação e de contenção periférica terem sido realizados pelas empresas Casais e Ancorpor. A Fiscalização da obra foi assegurada pela empresa FICOPE.

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.
- 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.
- 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.

SOLUÇÕES GEOTÉCNICAS PARA A CONSTRUÇÃO DE UMA PLATAFORMA LOGÍSTICA EM LOURES

GEOTECHNICAL SOLUTIONS FOR THE CONSTRUCTION OF A LOGISTIC PARK IN LOURES

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

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

Ramalho, Filipa, Norton EI, *Lisboa, Portugal, framalho@nortonei.com*

Dias, João, Triaxial, *Lisboa, Portugal, joao.dias@triaxial.pt*

**autor para correspondência*

RESUMO

No presente artigo são apresentadas as soluções geotécnicas adotadas para a construção de uma plataforma logística, localizada no concelho de Loures. Face à elevada área de implantação pretendida, aliada ao declive inicial do terreno e à envolvente viária existente, mostrou-se necessária a execução de um vasto conjunto de estruturas de suporte de terras, nomeadamente uma cortina de estacas multi-ancorada, um muro de gabiões de elevada altura e diversos muros de terra armada, com paramento vertical em betão armado pré-fabricado. Descrevem-se os principais condicionamentos existentes, nomeadamente: antropomórficos, geológicos, hidrogeológicos, geotécnicos e de vizinhança, os quais determinaram fortemente a escolha das soluções de suporte de terras. É ainda dado particular relevo à modelação das soluções e à sua comparação com os resultados da monitorização realizada durante as várias fases dos trabalhos.

ABSTRACT

This paper aims to describe the geotechnical and structural solutions adopted for the construction of a logistics park located in the municipality of Loures. Due to the vast site surface area, coupled with the initial ground topography of the land and the presence of nearby infrastructures, an extensive array of earth support structures was necessary, including a multi-anchored pile wall, gabion walls, and several mechanically stabilized earth reinforced walls. The selection of these solutions was heavily influenced by a variety of factors, such as anthropogenic, geological, hydrogeological, geotechnical, and neighbourhood conditions. This paper provides a detailed account of the design of these solutions and compare their performance considering the results of the monitoring carried out during the construction phase.

1. INTRODUÇÃO

As soluções de contenção e suporte de terras desenvolvidas para a construção desta plataforma logística localizada no concelho de Loures (Figura 1) foram definidas de forma a possibilitar a materialização de uma superfície plana de 107.000 m², para a construção de um edifício com cerca de 55.000 m² de área de implantação.

A utilização deste local para a implantação de um edifício de grandes dimensões e com exigentes critérios de desempenho futuro, dado tratar-se de uma plataforma logística, mostrou-se extremamente desafiante, nomeadamente porque o terreno original tinha anteriormente sido utilizado como uma pedreira de extração de rocha calcária e, posteriormente, como vazadouro de materiais diversos associados aos trabalhos de construção da CREL, em particular do túnel de Montemor. Estas duas situações determinaram, durante a escavação, a ocorrência de transições geológicas muito bruscas e comportamentos geotécnicos totalmente distintos, em distâncias muito reduzidas.



Figura 1 - Identificação do local da obra (imagem retirada do Google Earth).

Após uma extensa caracterização geológico-geotécnica, consubstanciada por diversas campanhas de prospeção, foram adaptadas as melhores soluções de contenção e de suporte de terras, tanto para as zonas em escavação, como para as zonas em aterro.

Para o alçado Sul, adjacente à estrada nacional EN250, foi definida uma cortina de estacas moldadas, com uma altura máxima de 20 m, ancorada definitivamente e complementada com uma parede tipo Berlim Definitivo, nas zonas em que o maciço calcário, com baixo grau de alteração e fracturação, aflorava acima do fundo de escavação.

No alçado Poente, considerando as cotas existentes, o espaço disponível e a necessidade de garantir a maior capacidade possível de armazenamento dos solos excedentários à plataforma de aterro, foi construído um muro de gabiões com cerca de 16 m de altura.

Por fim, ao longo dos alçados Norte e Nascente foram construídos muros de suporte, com alturas variáveis entre 3 m e 18 m, em terra armada com paramento em painéis de betão armado pré-fabricado. De forma a garantir a capacidade de carga do terreno de fundação dos muros e, simultaneamente, assegurar a verificação da segurança à estabilidade global dos mesmos, procedeu-se ao reforço do terreno de fundação com várias camadas de tela geotêxtil de alta resistência.

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1. Condicionamentos geológico-geotécnicos

Foram realizadas quatro campanhas de prospeção na zona da plataforma logística. A campanha de prospeção inicial, datada de junho de 2019, consistiu na execução de i) vinte e sete sondagens a trado oco (S1 a S27), acompanhadas da realização de ensaios de penetração dinâmica, do tipo SPT, a cada 1,5 m e atingindo profundidades de 34 m; ii) vinte e quatro poços de reconhecimento, com recurso a giratória, tendo atingido profundidades variáveis entre 0,70 e 4,90 m; iii) dez perfis de refração sísmica.

Numa segunda fase, em fevereiro de 2020, executaram-se nove sondagens mecânicas à rotação (S28 a S36), com recolha de amostra e realização de ensaios de penetração dinâmica SPT, a cada 1,50 m de furação do solo, apresentando-se na Figura 2 um perfil geotécnico interpretativo relativo a esta fase. A análise do mesmo permite confirmar a variabilidade dos terrenos intersetados, bem como as variações geológicas bruscas. As sondagens desta segunda fase, pela sua localização, foram identificadas como as mais representativas para o dimensionamento da cortina de estacas adjacente à estrada nacional EN250.

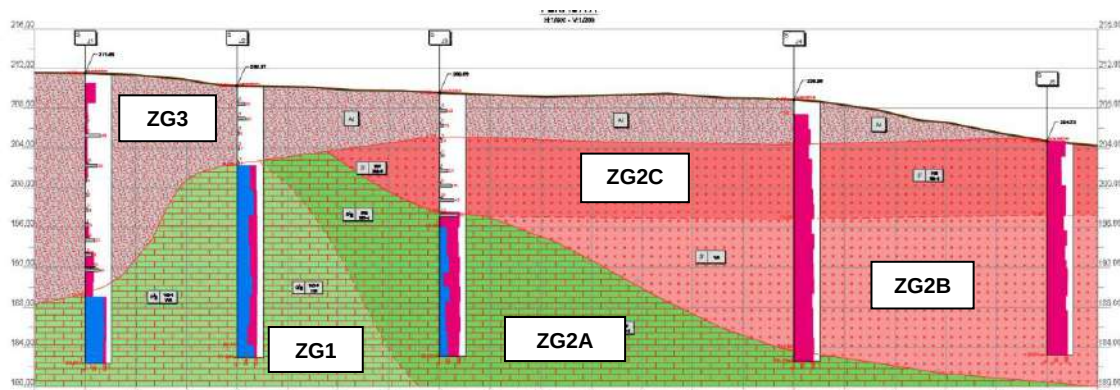


Figura 2 – Perfil geotécnico interpretativo ao longo do alinhamento da cortina de estacas.

Na terceira fase, realizada em agosto de 2021, executaram-se mais dezassete sondagens (S1B, S3B a S8B, S10B, S12B, S14B, S15 a S20, S1C e S2C), para melhor caracterização da zona junto aos muros de gabiões, muros de terra armada e uma zona específica do armazém onde as cargas eram mais elevadas.

Por fim, foi proposta uma última campanha complementar, realizada em setembro de 2021, com vista a refinar o zonamento no alinhamento da cortina de estacas e a recolher amostras intactas para a realização de ensaios laboratoriais de caracterização da resistência e da deformabilidade dos materiais presentes no local. Esta campanha foi determinante para uma correta definição da solução de cortina de estacas, uma vez que o alinhamento da mesma ficava quase sobre o perímetro limítrofe da pedreira existente. Assim, nesta zona, numa distância de poucos metros, passava-se de um maciço rochoso, perto da superfície, para um maciço rochoso, abaixo do fundo da escavação (Figura 3).



Figura 3 – Vista das transições bruscas entre zonas de aterro e paramentos verticais do maciço calcário, resultantes da exploração anterior do local por pedreiras.

A análise do dispositivo geológico-geotécnico resultante das campanhas de prospeção permitiu individualizar as 5 zonas geotécnicas que se identificam abaixo:

- **Zona Geotécnica ZG3:**
Corresponde aos depósitos de aterros (A_t) com solos com fraca aptidão geotécnica, encontram-se na sua maioria e com maior espessura no sector ocidental, no topo das formações carbonatas, correspondente à antiga pedreira.
- **Zona Geotécnica ZG2C:**
Solos com aptidão geotécnica baixa, com $N_{SPT} < 50$ pancadas. Correspondem a brechas vulcânicas e formações vulcano-sedimentares decompostas (β W5).
- **Zona Geotécnica ZG2B:**
Solos com aptidão geotécnica medianamente alta, com $N_{SPT} > 50$ pancadas. Correspondem a brechas vulcânicas e formações vulcano-sedimentares decompostas (β W4-W5).
- **Zona Geotécnica ZG2A:**
Maciço com aptidão geotécnica alta. Correspondem a basaltos, brechas vulcânicas e formações vulcano-sedimentares decompostas, com $N_{SPT} > 60$, ou rocha muito alterada a medianamente alterada (β W3-W4).
- **Zona Geotécnica ZG1:**
Maciço com aptidão geotécnica muito alta. Corresponde a calcários cristalinos esbranquiçados a calcários margosos acinzentados e ligeiramente fossilíferos pouco a medianamente alterados (C^2_{Bi} W2-W3).

No Quadro 1 identificam-se, para cada uma das zonas geotécnicas referidas, os valores de referência dos principais parâmetros geomecânicos.

Quadro 1 – Parâmetros geomecânicos utilizados no dimensionamento das estruturas de contenção.

	γ (kN/m ³)	C' (kPa)	Φ' (°)	E' (MPa)	ν
ZG3	18	0	27	12.5	0.3
ZA2C	17	5	27	40	0.25
ZG2B	19	15	27	60	0.25
ZG2A	20	40	30	80	0.25
ZG1	25	50	50	300	0.22

2.2. CONDICIONAMENTOS RELATIVOS A PRÉ-EXISTÊNCIAS

A zona de intervenção localiza-se, em parte, sobre antigas pedreiras de extração de calcário que foram posteriormente utilizadas como vazadouro. Neste contexto, existia uma elevada incerteza sobre a constituição dos materiais de aterro (antecipando-se a possibilidade de existência de alguns blocos de elevadas dimensões), mas também sobre a configuração/inclinação dos cortes de desmonte, realizados aquando dos trabalhos de extração na pedreira.

2.3. CONDICIONAMENTOS TOPOGRÁFICOS

O terreno utilizado para a construção do entreposto logístico encontrava-se com uma pendente para Norte, sendo a zona adjacente à Estrada Nacional EN250 a mais elevada e a zona adjacente a uma Linha de Água, no alçado contrário, a de cotas mais baixas. Para a materialização da plataforma nivelada, conforme já referido, verificou-se a necessidade de construção de uma estrutura de contenção periférica em escavação ao longo do alçado Norte e parte do alçado Poente, mas também muros de suporte de gabiões e de terra armada, no alçado Sul, em parte do alçado Poente e em parte do alçado Nascente (Figura 4).

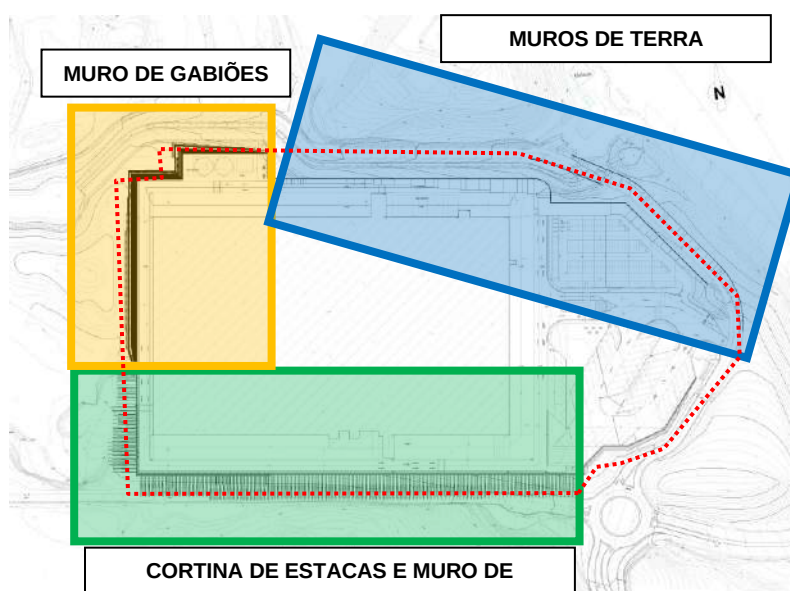


Figura 4 – Identificação das diversas estruturas de contenção periférica e limite do lote (a vermelho).

3. SOLUÇÕES PROPOSTAS

Atendendo às características do terreno e por forma a reduzir o prazo de execução da obra, as soluções que foram implementadas em obra, desenvolvidas em parceria com o Empreiteiro (NORTON EI) no âmbito de um processo de conceção e construção, surgem como alternativas ao projeto original.

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE AS SOLUÇÕES PRECONIZADAS

Na conceção das soluções preconizadas procurou-se, para além da necessária contenção dos terrenos, 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 geológica e geotécnica;
- Garantir a menor interferência possível com todas as estruturas e infraestruturas adjacentes;
- Procurar garantir facilidade, rapidez e segurança de execução;
- Garantir a incorporação dos solos existentes em obra;
- Definir soluções que equilibrem da melhor forma o trinómio segurança / prazo de execução / custo.

Dada a dimensão da obra, os três últimos pressupostos adquiriram especial importância, razão pela qual estiveram na base das soluções preconizadas

3.2. CORTINA DE ESTACAS

Tendo por base os condicionamentos existentes, em particular topográficos, geológico-geotécnicos, de ocupação da vizinhança e de rapidez de execução, preconizou-se a adoção de uma cortina de estacas moldadas, em betão armado, Ø800 mm afastadas a eixo de 1,5 m (Figura 5), para permitir a escavação e contenção definitiva de um desnível de terras de cerca de 20 m de altura máxima, necessária para materialização da plataforma logística. Estas estacas apresentaram comprimentos variáveis, consoante a cota de coroamento e a cota de afloramento do maciço calcário.

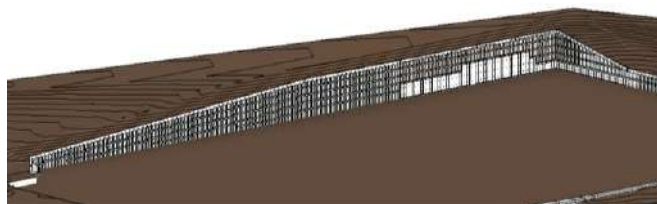


Figura 5 – Perspetiva tridimensional da cortina de estacas.

Atendendo às condições geológicas do local e ao comprimento das estacas, as mesmas foram integralmente realizadas com recurso a vara telescópica *Kelly*, pontualmente com recurso a entubamento provisório da boca do furo. Aquando da interseção de blocos de maior dimensão, ou por forma a garantir um encastramento no maciço rochoso foi utilizado trépano, trado rocha e caroteiro. Conforme previsto no estudo geológico-geotécnico, junto ao canto da cortina ocorreu uma interseção das estacas com o maciço calcário pouco alterado, pelo que nesta zona a cortina de estacas foi recalçada com recurso a microestacas. A restante escavação foi realizada com avanços ao abrigo de uma contenção do tipo Berlim Definitivo travada com pregagens.

De forma a garantir um maior rendimento nos trabalhos de escavação, materializou-se o travamento da cortina através de 2 a 5 níveis de ancoragens definitivas com afastamentos em planta de 3,0 m, as quais terão como principal função a garantia do equilíbrio horizontal provisório e definitivo da contenção face aos impulsos do terreno, em situação estática e em situação sísmica.

Por forma a assegurar uma melhor distribuição dos esforços na cortina e a fim de evitar fenómenos de concentração excessiva de cargas, conferiu-se a materialização de vigas de distribuição em betão armado, devidamente aferrolhadas às estacas (Figura 6).



Figura 6 – Vista do andamento dos trabalhos de escavação junto à cortina de estacas.

Foram definidas ancoragens definitivas constituídas por 7 cordões de 0,6", de modo a acomodarem uma tração máxima a longo prazo de 900 kN. Estes elementos foram sempre selados através de um sistema de injeção repetitiva (IR) definido especialmente para este projeto. O sistema recorria a obturador simples, sem possibilidade de injeção seletiva das válvulas, mas dispunha de três circuitos independentes de tubos multi-válvulas distribuídos ao longo do comprimento de selagem. Cada circuito contava com três válvulas, afastadas de cerca de 0,90 m, ao longo de 2,7 m e as válvulas de cada circuito eram dispostas de forma sequencial ao longo do comprimento de selagem, de modo a garantir uma uniformidade dos pontos de injeção e uma maior garantia de injeção integral de todo o bolbo de selagem. Este sistema de selagem foi previamente validado com a realização dos ensaios prévios nas ancoragens (Figura 7).

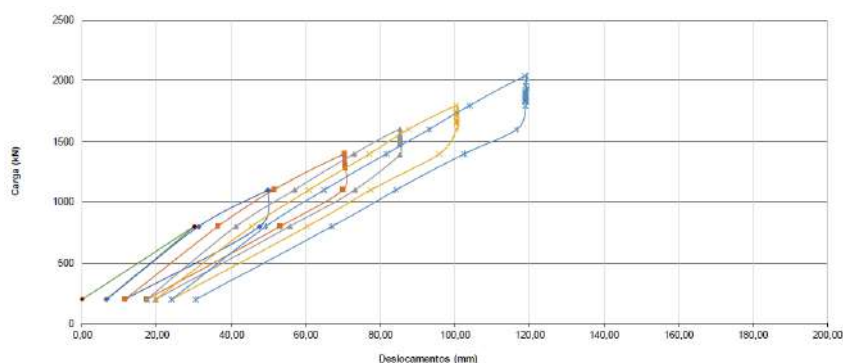


Figura 7 – Diagrama de carga (kN)/deslocamento (mm) dos vários ciclos de um ensaio prévio de uma ancoragem.

As ancoragens foram realizadas com diferentes inclinações com a horizontal (entre 15° e 30°) e com comprimentos livres variáveis (entre 9 m e 17 m), sendo o comprimento de selagem mínimo de 8 m.

Tendo em consideração o carácter definitivo das ancoragens, foram previstas as disposições constantes da NP EN 1537, no que respeita às características dos corrugados, das caldas de injeção das cabeças de ancoragens e dos componentes de proteção anti corrosão.

O terreno exposto entre estacas foi protegido com um revestimento em betão projetado com 10 cm de espessura mínima, aplicado em duas camadas e reforçado com fibras metálicas, devidamente drenado através de geodrenos e aferrolhado às estacas através de ferrolhos Ø12 mm//0,50 m.

3.3. PAREDE DE CONTENÇÃO DO TIPO BERLIM DEFINITIVO

Conforme referido no capítulo 3.2, tendo em conta os afloramentos rochosos ocorrentes num troço da cortina de estacas, preconizou-se o recalçamento da mesma

e o avanço da escavação ao abrigo de uma contenção periférica executada de acordo com a tecnologia de “Berlim Definitivo”, adequada para este tipo de intervenções, no cenário geológico e geotécnico avaliado.

Neste tipo de solução, a parede de contenção é realizada por níveis, de cima para baixo. Cada nível é realizado através da execução de painéis de betão armado (primeiro os painéis primários e depois os secundários), sendo estes apoiados em microestacas afastadas, em média, de 3 m, executadas antes do início dos trabalhos de escavação, e cuja função é suportar as cargas verticais a que a parede de contenção está sujeita. Os painéis, com uma espessura teórica mínima de 30 cm, são betonados contra o paramento vertical aberto no maciço calcário, e ligados no topo através de uma viga de coroamento com ancoragens pré-esforçadas, que garante simultaneamente o recalçamento da base da cortina de estacas e a transferência parcial das cargas verticais para as microestacas.

No que se refere ao travamento horizontal desta parede, previu-se a execução de pregagens em aço de alta resistência A500/550 com 32 mm de diâmetro, galvanizadas, com 10 m de comprimento, furação de Ø150 mm e selagem através de injeção global unitária (IGU).

3.4. MUROS DE GABIÕES

Num troço de alçado Poente foi prevista a execução de um muro de gabiões, com alturas variáveis entre 3 m e 16 m e larguras variáveis entre 2 m e 10,5 m (Figura 8).

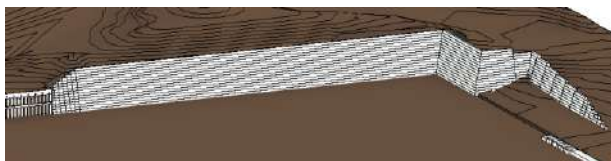


Figura 8 – Perspetiva tridimensional do Muro de gabiões.

Ao longo dos 150 m de extensão do muro de gabiões, as condições de fundação variavam significativamente, entre zona com afloramento do maciço rochoso muito acima da cota de fundação (em que foi possível reduzir a largura da base do muro) e zonas em que o maciço calcário se encontrava abaixo do fundo da escavação, onde foi necessário proceder à remoção do aterro e preenchimento prévio com betão ciclópico (Figura 9).



Figura 9 – Vista dos trabalhos de enchimento da base do muro de gabiões com betão ciclópico.

3.5. MUROS DE TERRA ARMADA

Ao longo dos alçados Sul e Nascente, foram executados 3 muros de suporte da plataforma de aterro (MTA01, MTA02 e MTA03), recorrendo a uma solução de terra

armada com reforços poliméricos e paramento em painéis de betão pré-fabricado (Figura 10 e Figura 11).



Figura 10 – Perspetiva tridimensional dos muros de terra armada.

Foi adotado o sistema de muros de solos reforçados VSoL® EPV, da empresa VSL, que consiste num paramento vertical formado por painéis de betão pré-fabricado, material de aterro com solo granular selecionado e reforços com bandas poliméricas. Para as alturas dos muros foram definidos painéis de betão pré-fabricado com duas a três ligações de bandas poliméricas e com uma largura das mesmas variável entre 4 m e 13 m.



Figura 11 – Vista dos trabalhos de montagem dos muros de terra armada.

Este tipo de soluções comportam-se como um maciço de gravidade (corpo rígido) que contém os impulsos e resiste às cargas exteriores atuantes. O referido maciço, constituído essencialmente por solo reforçado, é estável internamente devido à presença de uma armadura (bandas poliméricas) que lhe confere resistência à tração (Tomásio *et al.*, 2016).

No que respeita à estabilidade externa, nomeadamente na verificação da segurança da capacidade de carga da fundação e da estabilidade global, verificou-se a necessidade de prever o reforço do solo de fundação com diversas camadas de tela geotêxtil de alta resistência, com uma resistência à tração mínima de 400 kN/m associado a uma extensão de 10%, orientado no sentido transversal do muro. No caso do muro MTA01, por este ter uma maior altura máxima, foram instalados 4 níveis de geotêxtil de reforço, espaçados de 0,90 m de altura e no caso do muro MTA02 foram instalados 3 níveis, com o mesmo espaçamento (Figura 12). Por fim, por forma a evitar a danificação do geotêxtil preconizou-se que o espalhamento e compactação do aterro sobre o geotêxtil fosse realizado no sentido transversal da aplicação e desenrolamento do mesmo.

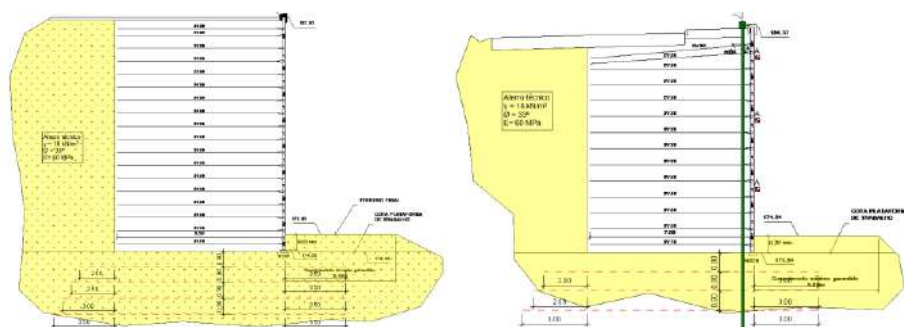


Figura 12 – Pormenor de reforço do solo de fundação do muro de terra armada MTA01.

4. MODELOS DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO

De forma a analisar comportamento das estruturas de contenção, no que se refere a esforços e a deformações, foram utilizadas diversas metodologias. Desde modelos de elementos finitos, recorrendo ao programa *PLAXIS 2D*, como foi o caso da cortina de estacas, até modelos de equilíbrio limite, recorrendo ao programa *SLIDE* e *GEO5*, no caso dos taludes, muros de gabiões e muros de terra armada.

As análises desenvolvidas consistiram, em geral, no estudo de diversas seções, consideradas como mais representativas das diversas geometrias existentes ao longo das extensões de aplicação de cada uma das soluções construtivas utilizadas.

4.1. CORTINA DE ESTACAS / PAREDE DE CONTENÇÃO DO TIPO BERLIM DEFINITIVO

O comportamento geomecânico dos solos foi simulado através de modelos constitutivos do tipo *Hardening-Soil*, enquanto que nos materiais de natureza mais rochosa, o seu comportamento foi simulado com recurso a modelos constitutivos elasto-plásticos do tipo *Mohr-Coulomb* e, portanto, sem endurecimento.

No que respeita aos elementos estruturais, nomeadamente a cortina de estacas, a parede de contenção do tipo Berlim definitivo e as ancoragens, foram modelados por meio das suas propriedades elásticas (limitando-se a sua resistência máxima aos estados limite últimos, de forma a poderem ser corridas fases de avaliação do fator de segurança global máximo).

As fronteiras dos modelos foram definidas de modo a abranger a totalidade da zona onde se faz sentir a alteração do estado de tensão e de deformação causada pela abertura da escavação. Em cada fase de escavação, foram retirados os elementos correspondentes à escavação e, subsequentemente instaladas as medidas de suporte preconizadas (ancoragens pré-esforçadas ou pregagens), de modo a reproduzir o faseamento construtivo previsto. Após a última fase de escavação, foi realizada uma análise sísmica pseudo-estática a qual permitiu determinar os esforços e o campo de deslocamentos imposto à estrutura definitiva, aquando da ocorrência desta ação.

Apresenta-se na Figura 13, a título de exemplo, o modelo de cálculo elaborado para a secção de maior altura da cortina de estacas (5 níveis de ancoragens). Na figura constata-se que para uma altura de cerca de 20 m o valor máximo de deformação horizontal é de 41 mm.

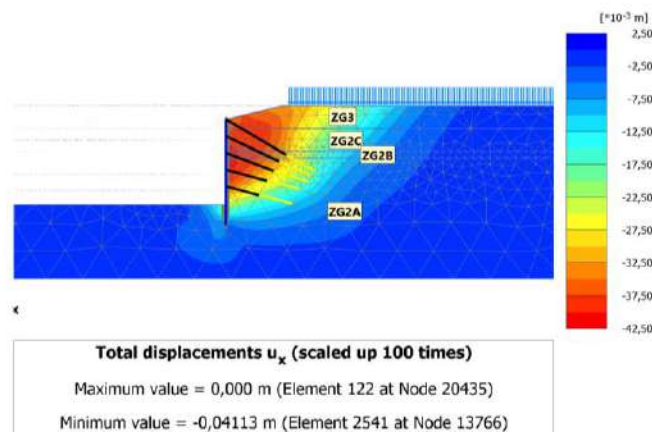


Figura 13 – Modelo de cálculo de uma secção tipo da cortina de estacas.

4.2. MUROS DE GABIÕES

Os muros de gabiões foram modelados nos programas *GEO5* e *GAWAC* de modo a assegurar a verificação da segurança aos estados limite de resistência externa (*GEO5*) e aos estados limite de resistência interna, nomeadamente ao nível das forças nas malhas de rede dos cestos dos gabiões (*GAWAC*). Apresenta-se na Figura 14, a título de exemplo, o modelo de cálculo elaborado para a secção de maior altura e de maior largura do muro de gabiões, 16 m e 10,5 m, respetivamente.

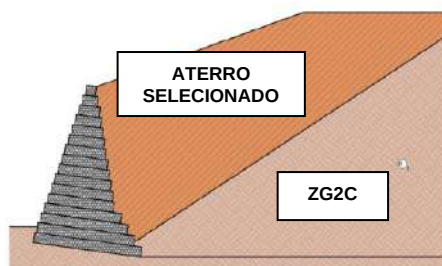


Figura 14 – Modelo de cálculo de uma secção tipo do muro de gabiões (*GAWAC*).

4.3. MUROS DE TERRA ARMADA

Os muros de terra armada com elementos poliméricos foram verificados aos estados limite de resistência interna através de folhas de cálculo desenvolvidas pelo fornecedor e aplicador (*VSL*). Contudo, no que se refere às verificações de segurança aos estados limite de resistência externa, nomeadamente estabilidade global dos muros fundados em materiais de aterro reforçados com tela geotêxtil de alta resistência, considerou-se fundamental proceder a uma análise de elementos finitos com recurso ao programa *PLAXIS 2D* (Figura 15).

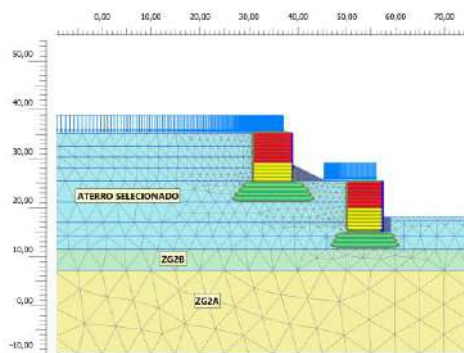


Figura 15 – Modelo de cálculo de uma secção tipo dos muros de terra armada.

5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

O plano de instrumentação e observação implementado teve como objetivo garantir a realização, em condições de segurança e de economia, dos trabalhos relativos à escavação, contenção periférica e muros de suporte, assim como a análise do comportamento da envolvente durante a execução desta fase de obra, pelo que foi adaptado em fase de obra, em função dos resultados obtidos.

Os dispositivos instalados permitiram medir, com uma frequência semanal, as seguintes grandezas:

- Deslocamentos horizontais e verticais das estruturas de contenção com recurso a alvos topográficos;
- Deslocamentos horizontais do maciço a tardo das estruturas de contenção com recurso a inclinómetros;
- Medição da tensão/carga instalada nas ancoragens, com recurso a células de carga;
- Cota piezométrica no interior do maciço a conter, com recurso a piezómetros.

Com as leituras disponíveis até à presente data não se registaram desvios significativos face às estimativas de projeto, registando-se movimentos máximos horizontais nos alvos e nos inclinómetros de cerca de 15 mm (Figura 16), associados a uma altura de escavação máxima de cerca de 15 m e incrementos de carga nas ancoragens inferiores a 10%.

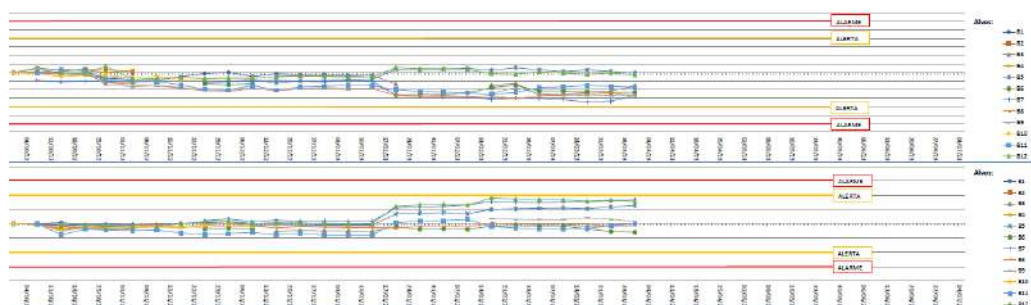


Figura 16 – Resultados dos deslocamentos horizontais (acima) e verticais (abaixo) de alvos topográficos colocados num alçado da cortina de estacas.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em consideração os resultados favoráveis do plano de instrumentação e observação definido bem como os rendimentos obtidos no decurso dos trabalhos de escavação, considera-se que as soluções alternativas desenvolvidas no âmbito do processo de conceção e construção realizado em parceria entre o projetista, JET_{SJ} e o empreiteiro, NORTON EI, têm-se mostrado extremamente versáteis e ajustadas aos condicionamentos locais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono de Obra (LIDL) a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Consideram ainda importante sublinhar que as soluções implementadas resultaram de um trabalho de equipa desenvolvido em parceria com o empreiteiro (NORTON EI), subempreiteiros (ANCORPOR, MACCAFERRI, VSL, entre outros) e fiscalização (DUPLANO).

REFERÊNCIAS

- Tomásio, R.; Pinto, A.; Aleixo, V.; Olivença, P. (2016). *Estabilização de Taludes e Fundações de uma Plataforma Logística*. 15º Congresso Nacional de Geotecnia, Portugal, junho 2016.
- NP EN 1537. *Execução de obras geotécnicas especiais. Ancoragens no terreno*. CT 156 (LNEC), 2016.

PLATAFORMA LOGÍSTICA NA AZAMBUJA, PORTUGAL: SOLUÇÕES DE REFORÇO DE SOLOS E DE FUNDAÇÕES

LOGISTICS PLATFORM IN AZAMBUJA, PORTUGAL: SOIL IMPROVEMENT AND FOUNDATIONS

**Sousa, André, JETsj, Lisboa, Portugal, asousa@jetsj.com*

Pinto, Alexandre, JETsj, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com

Levita Gonçalves, António, Terratest, Madrid, Espanha, antonio-lg@terratest.com

Barba Moreno, Juan, Terratest, Madrid, Espanha, juan-bm@terratest.com

Moreno, Javier, Terratest, Madrid, Espanha, fjavier-ms@terratest.com

**autor para correspondência*

RESUMO

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

ABSTRACT

The present paper presents the foundation design for two warehouses belonging to the Logistics Platform, constructed near Vila Nova da Rainha, in Azambuja (Portugal). The calculations were performed considering the soil-structure interaction with elastic springs, in the bottom of the structural elements (columns), and their values were calibrated based on the results from in situ load tests.

A combination of two foundation solutions were studied where the vertical structural elements were founded on precast piles, and the pavement in a load transfer platform installed on top of compacted gravel columns. These gravel columns improve and reinforce the soft soils on site. With the intent of controlling the execution quality as well as expected long-term deformations of the solutions at hand, several "in-situ" tests were carried out before and during the construction phase.

1. INTRODUÇÃO

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

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

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

- Fundações indiretas para os pilares da superestrutura com recurso a estacas pré-fabricadas em betão armado, do tipo TERRA. Os maciços de encabeçamento das estacas foram, por sua vez, travados por vigas de fundação, dimensionadas para acomodar, além dos esforços horizontais e momentos fletores transmitidos pelos pilares, uma excentricidade accidental de até 10cm correspondente à tolerância de execução / implantação das estacas;
- Pavimentos interiores do armazém sobre terrenos brandos: laje de fundação em betão armado com fibras, sobre plataforma de transferência de carga com altura compatível com a distância entre colunas de brita compactadas e reforçada com geotêxteis de alta resistência na respetiva base. As colunas de brita foram executadas a através do sistema IMPACT da GEOPIER®, funcionando como elemento de tratamento e reforço dos solos brandos.

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

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

2.1. Condicionamentos geológicos e geotécnicos

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

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

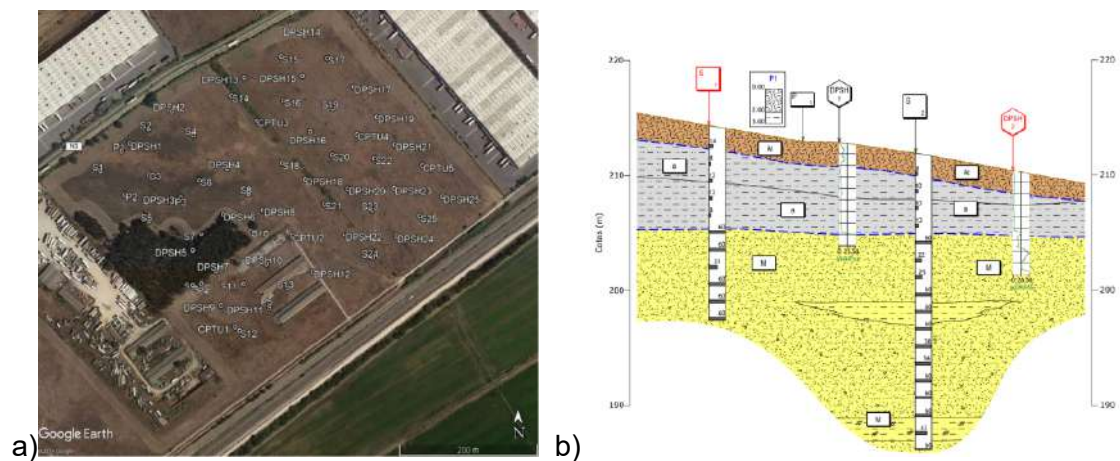


Figura 1 – a) Localização das sondagens e ensaios;
b) Perfil geológico entre as sondagens S1 e S2

O dispositivo geológico identificado no local de intervenção assinala a ocorrência de substrato de fácies sedimentar atribuído ao Miocénico, representado pelas unidades lito-estratigráfica denominadas de Camadas de Vila Nova da Rainha e Complexos Detríticos de Ota Camarnal (M) e pelos Depósitos de Terraço-Quaternário, do Plio-Plistocénico (Q). À superfície existem, com geometria irregular, depósitos aluvionares (a) e de aterro (At) de génese contemporânea, de espessura variável e sem aptidão para as funções de fundação (Figura 1(b)).

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

2.2. Outros condicionamentos

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

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

3. SOLUÇÕES DE REFORÇO DOS SOLOS DE FUNDAÇÃO DE PAVIMENTOS

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

Foi assim estudada e adotada uma solução de colunas de brita dispostas numa malha quadrada de 2,8x2,8m² e 3,1x3,1m² em toda a área de fundação do pavimento interior, desde que se encontrasse localizada sobre os materiais aluvionares brandos, considerando uma sobrecarga de utilização de 50kN/m².

As colunas de brita compactadas são constituídas através da aplicação de energia de impacto vertical direto permitindo compactar eficazmente camadas sucessivas de brita. A ação de impacto vertical também incrementa a tensão radial, permitindo o melhoramento do terreno que confina lateralmente as colunas. Quando necessário, as colunas poderão ser injetadas com calda de cimento. A Figura 2 mostra o processo de execução das colunas de brita compactadas utilizando o sistema IMPACT® da Geopier. Este método de cravação cumpre com os requisitos da norma EN14731:2005, aplicável ao planeamento, execução, ensaios e monitorização do tratamento do solo através da vibro compactação.



Figura 2 – Representação gráfica do processo de execução das colunas de brita compactadas

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

- **Geologia:** Como o terreno dispunha de grande variabilidade geológica, em particular a espessura muito variável dos materiais aluvionares, a seleção de uma solução de reforço e de melhoramento do terreno era uma condição fundamental para a uniformização da rigidez do terreno de fundação e, em consequência, para um eficaz controlo dos assentamentos diferenciais das diferentes zonas dos armazéns. Para contornar este desafio, do ponto de vista concetual, foram tomadas as seguintes medidas:
 - Utilização de diferentes malhas de colunas de brita, em função da capacidade geotécnica de cada zona, garantindo-se sempre que o a base das colunas repousava sobre terrenos com adequada capacidade de carga.
 - Tendo por referência o descrito no ponto anterior, execução das colunas até atingir o critério de nega, correspondente à situação em que a aplicação da força de “pull down” do equipamento e do vibrador, determine que o avanço não ultrapasse os 2,5 cm por 10 segundos.
- **Controlo dos assentamentos:** o tratamento e reforço do terreno através das colunas de brita compactadas permitiu um incremento da rigidez do terreno e, em consequência, um eficaz controlo dos assentamentos, ajustando-se aos requisitos de exploração dos armazéns: 30mm de assentamento máximo.

Destaca-se o facto das colunas de brita compactadas poderem ser mais eficientes do ponto de vista do incremento da rigidez, em relação às colunas de brita tradicionais, pois permitem a obtenção de módulos de deformabilidade da ordem de 1,3 a 2,5 superiores. Esta diferença é justificada pela metodologia de execução utilizada,

compactação por camadas, e pelo mecanismo de interação com o terreno confinante, conforme esquematizado na Figura 3.

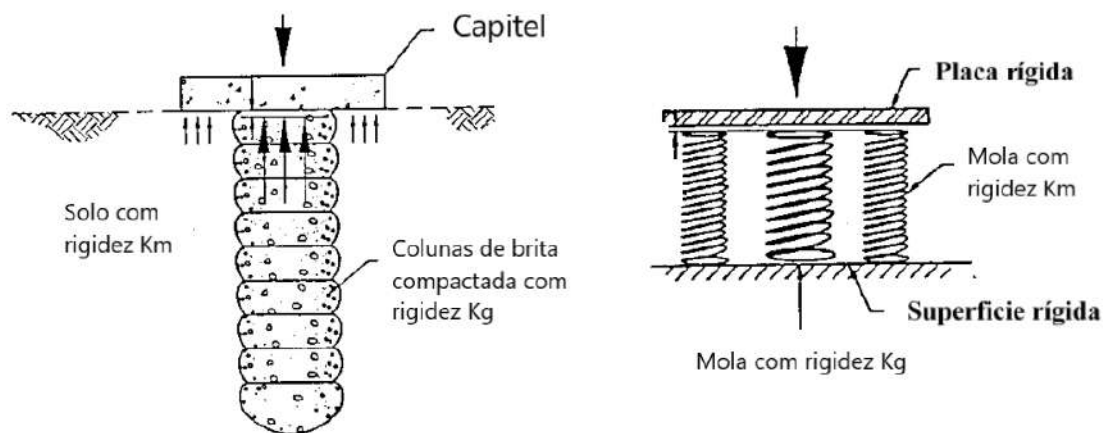


Figura 3 – Representação gráfica do processo de pré-dimensionamento das colunas de brita compactadas

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

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

3.1. Conceção e dimensionamento

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

Durante a execução das colunas em obra e, sobretudo quando não era atingida a profundidade estimada em fase de projeto, foi necessário rever o modelo inicial de

estimativa de assentamentos e desenvolver outro modelo, baseado na teoria da pré-consolidação, utilizando os resultados dos ensaios CPTu e dos ensaios edométricos.

Durante a elaboração do modelo de assentamentos de acordo com a teoria da pré-consolidação e contrastando os valores de $C_{\epsilon c}$ e $C_{\epsilon r}$ (coeficientes relacionados com os ciclos de carga e recarga) obtidos através dos ensaios edométricos e dos ensaios CPTu, concluiu-se que os ensaios de CPTu forneciam parâmetros bastante mais realistas, em comparação com os obtidos através dos ensaios edométricos. Esta situação poderá ser explicada, fundamentalmente, pela maior representatividade dos ensaios CPTu, em comparação os ensaios edométricos, muito condicionados pela qualidade da respetiva amostragem.

Em complemento, refere-se que os parâmetros obtidos através dos ensaios CPTu, foram ainda calibrados com base nos resultados dos ensaios de carga realizados em obra, permitido, assim, respeitar o critério de assentamento máximo dos pavimentos interiores, em fase de exploração, não superiores a 30 mm.

3.2. Controlo de qualidade e de execução

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

- Ensaio de carga estática vertical: foram realizados um total de 30 ensaios de carga estática vertical na cabeça das colunas, com carga máxima até 150% da carga de serviço, a fim de validar a e deformabilidade das colunas de brita compactada, módulo de rigidez e de módulo de deformação, conforme ilustrado na Figura 4.

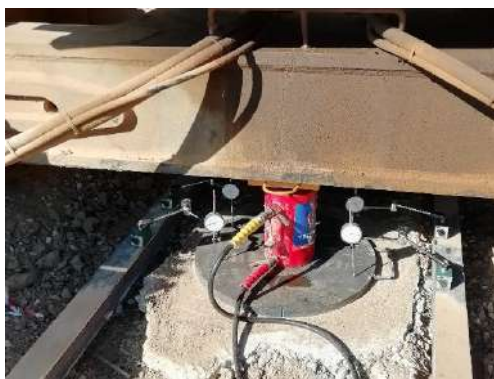


Figura 4 – Vista de um dos ensaios de carga estática vertical

Obtiveram-se valores médios de 114.74MN/m³ e 315.81MPa para o Módulo de Rigidez e de Deformação, respetivamente. Estes valores são muito superiores aos estimados em fase de projeto (cerca de 150%) de 76MN/m³ e 250MPa ,respetivamente, para os mesmos módulos, o que confirma a qualidade da solução de reforço e tratamento implementada. O incremento face aos valores de projeto, advêm, entre outros, da melhoria dos solos onde está a ser aplicado o reforço, através do incremento de tensão radial produzido pela compactação das colunas.

- Ensaio carga de longa duração: foram realizados dois ensaios através de aterros experimentais, à escala real, com duração de aproximadamente 3 meses, até 200% da carga de serviço, a fim de avaliar o desempenho da solução a médio e longo prazo, conforme ilustrado na Figura 5.

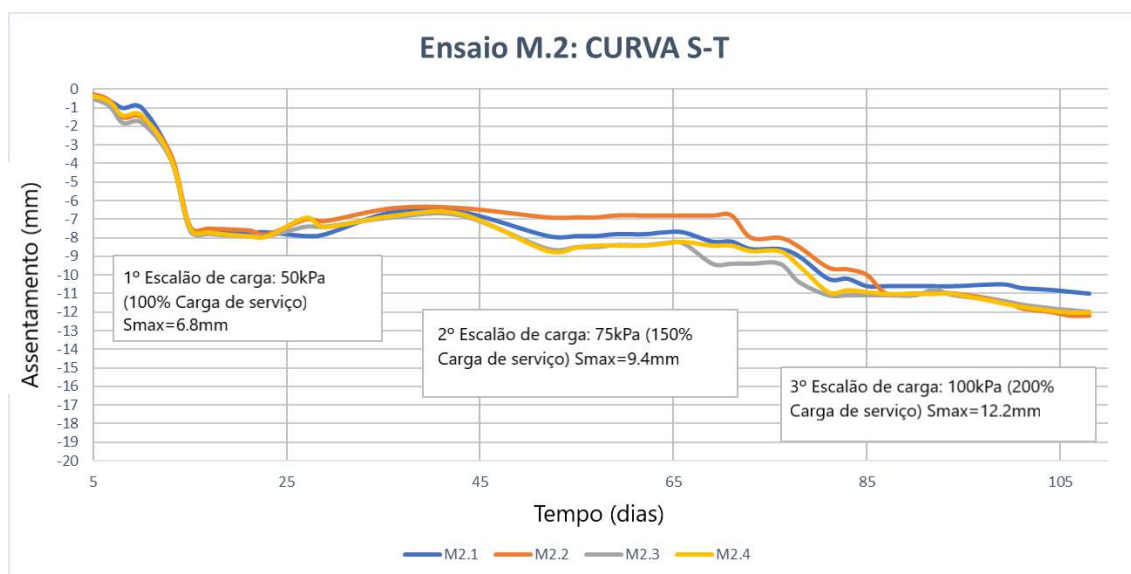


Figura 5 – Gráfico dos ensaios realizados, em escala linear, onde pode ser observada a evolução dos assentamentos ao longo do ensaio

Os resultados obtidos nos dois ensaios de longa duração, indicados na Figura 5, foram muito semelhantes. O assentamento total máximo após a estabilização do último patamar de carga foi de cerca de 13 mm, valor muito inferior ao estimado em fase de projeto, permitindo antecipar um bom comportamento da solução a médio a longo prazo, incluindo a ausência de eventuais fenômenos de fluência.

4. SOLUÇÕES DE FUNDAÇÕES DAS ESTRUTURAS DOS EDIFÍCIOS

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

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

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

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

4.1. Conceção e dimensionamento

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

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

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

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

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

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

em que:

Q_{TOPE} é a carga máxima no coroamento da estaca;

σ é a tensão de cálculo no betão (30% da resistência característica, f_{ck});

A é a área da secção transversal.

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

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

Considerando a quantidade mínima de armadura transversal, o passo da hélice ou a separação entre cintas maior ou ligeiramente menor do que 0,75d, a resistência última

ao esforço transversal foi estimada, considerando as estacas destas secções (T-235 e T-270) como peças sem armadura de corte em zonas fissuradas por flexão, conforme estipulado no EC2 (3).

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

Dada a natureza agressiva do processo de cravação, ocorreram problemas pontuais na cravação de algumas estacas que obrigaram a revisão da solução sendo que, nessas estacas, não foi possível verificar o critério de nega, pelo que as mesmas foram devidamente substituídas por novas estacas implantadas devidamente afastadas das restantes (inclusive da estaca problemática). As soluções adotadas, nestes casos, incluem aumentos de armadura dos maciços e aumentos de armaduras das vigas de fundação adjacentes para acomodar as novas excentricidades derivadas da cravação de novas estacas.

4.2. Controlo de qualidade e de execução

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

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

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

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

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

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

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

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

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

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

AGRADECIMENTOS

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

REFERÊNCIAS

- (1) Li Salas, J.A., Justo, J.L., Serrano, A. 1981. Geotecnia y Cimientos II. Editorial Rueda, Madrid.
- (2) Likins G. y Rausche F., "Correlation of CAPWAP with Static Load Tests", 7th International Conference on the Application of Stresswave Theory to Piles 2004;
- (3) Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão Armado;
- (4) Eurocódigo 7 – Projeto de Estruturas Geotécnicas;
- (5) NP EN 12699 - Estacas instaladas com deslocamento do terreno;
- (6) EN ISO 9001:2008- Sistema de gestão de qualidade;
- (7) NP EN 12794 – Produtos prefabricados de betão;
- (8) EN 197-1 – Cimento;
- (9) Norma Espanhola - Código Técnico de la Edificación. Documento Básico SE-Cimientos (março de 2006);
- (10) Norma Espanhola - Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera, GCOC (2002);
- (11) Puertos del Estado, 2008 - ROM 0,5-05 Geotechnical recommendations for the Design of Maritime and Harbour works.

ESTABILIZAÇÃO E REFORÇO DE MURO CAIS NA DOCA N.º4 DO PORTO DE LEIXÕES

QUAY WALL STABILIZATION AND REINFORCEMENT AT N.º4 LEIXÕES HARBOR DOCK, PORTUGAL

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

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

Dias, Marlene, *MSW, Estudos e Projetos de Obras Marítimas, Lisboa, Portugal, mdias@msw-consultores.pt **

Caxias, Carlos, *ANP - SYSTEMS GMBH, Lisboa, Portugal, carlos.Caxias@anp-systems.at **

Silva, Joel, *APDL – Administração dos Portos do Douro, Leixões e Viana do Castelo, S.A., Leça da Palmeira, joel.silva@apdl.pt*

RESUMO

O presente artigo visa apresentar os principais critérios de conceção das soluções de reforço adotadas no muro cais da Doca Sul n.º 4 do Porto de Leixões, em Matosinhos, Portugal. Na sequência do registo de movimentos que indiciavam a potencial instabilidade global do referido muro cais, constituído por blocos em betão simples sobrepostos, teve lugar o desenvolvimento e a execução de um projeto de reforço da referida estrutura de suporte. A solução de estabilização foi implementada numa extensão de cerca de 380m, havendo lugar à execução de elementos de suporte ativos, do tipo ancoragens definitivas. A solução de ancoragens implementada incluiu a utilização de sistemas autoperfurantes, permitindo assim assegurar bons rendimentos de execução e capacidade de furação, mitigando a perturbação do terreno e, sobretudo, os movimentos em curso. Simultaneamente, a solução adotada contribui para o incremento do fator de segurança associado à estabilidade global da estrutura de suporte do muro cais.

ABSTRACT

This paper addresses the main design criteria of the reinforcement solutions for a quay wall adopted at Leixões Harbour, Dock n.º4, at Matosinhos, Portugal. Following the monitored movements that indicated a potential global instability of the retaining quay wall, a reinforcement project was designed and executed. The stabilization solution was applied over a length of about 380m with the execution of active support elements, through self-drilling permanent ground anchors. The implemented solution used self-drilling technologies leading to a higher productivity of the quay wall stabilization works, mitigating both the ground disturbance, as well as structure movements, leading to an increase of the safety factor associated with the retaining wall structure overall stability.

1. INTRODUÇÃO

No presente artigo são descritas as soluções adotadas para o reforço de um troço de muro cais localizado na doca sul n.º4 do Porto de Leixões, em Matosinhos, Portugal (ver Figura 1). O muro cais em questão, constituído por blocos sobrepostos de betão simples, apresentou, em certa fase da sua vida útil, alguns movimentos que indiciavam

um possível fenómeno de instabilidade global. Na sequência, e com o objetivo de mitigar os referidos movimentos, foi equacionada uma solução de estabilização que minimizasse a perturbação do terreno e que fosse de fácil implementação, reduzindo o tempo da intervenção e, em consequência, o impacto no normal funcionamento do cais.



Figura 1 - Localização da Doca Sul n.º4 do Porto de Leixões [fonte: Google Earth]

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1. Condicionamentos geológicos e geotécnicos

De acordo com a Carta Geológica de Portugal, Folha 9-C (Porto), à escala 1:50 000, dos serviços Geológicos de Portugal, no local de intervenção ocorrem os denominados “Granitos do Porto”, de composição alcalina (ver Figura 2). A referida unidade apresenta-se em duas manchas principais: uma na região SW, constituindo o prolongamento para norte, do “Granito do Porto”, outra na região setentrional, entre o granito monzonítico porfíroide e o silúrico. Estes maciços são caracterizados por apresentarem vários graus de meteorização, existindo assim uma elevada heterogeneidade, anisotropia e variabilidade lateral. Sobre estes materiais ocorrem depósitos aluvionares de cobertura, constituídos, tanto por materiais mais arenosos, como por lodos argilosos.



Figura 2 - Extrato da Carta geológica de Portugal, folha 9A [fonte: LNEG-GeoPortal]

O enquadramento geológico local foi inicialmente avaliado por meio de consulta de elementos bibliográficos de geologia regional e da informação geotécnica disponível do local, sendo posteriormente complementado com a execução de prospeção no local, incluindo a realização de quatro sondagens geotécnicas, acompanhadas de ensaios SPT visando, assim, a caracterização litológica e geomecânica dos materiais ocorrentes em profundidade, especialmente ao nível do maciço rochoso competente. Do referido estudo concluiu-se que o cais se encontra fundado sobre uma ocorrência de depósitos de aterro, constituídos e depositados estratigraficamente, de cima para baixo, por areias de grão fino a médio, material britado, com diâmetro máximo de 8cm, e pedras de enrocamento, com diâmetro máximo de 50cm. Sob os referidos depósitos de aterro recentes (areias, britas e pedras de enrocamento), foram identificados depósitos aluvionares de cobertura que, por sua vez, estão assentes nos granitos do Porto, sob a forma de um solo residual decomposto.

2.2. Situação de Referência

O troço de muro cais intervencionado, correspondente a 380m de comprimento (módulos 37 a 52), é composto por colunas de blocos pré-fabricados em betão simples, fundadas sobre um prisma de enrocamento e encimadas por uma superestrutura betonada in situ (ver Figura 3). Na restante extensão do cais, ao longo de cerca de 150m no sentido nascente, a estrutura de suporte encontra-se fundada em estacas de betão armado, não apresentando quaisquer patologias, nem evidências de fenómenos de instabilidade.

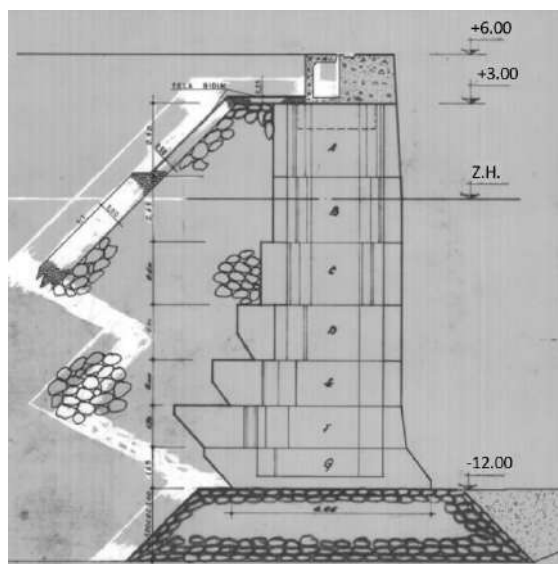


Figura 3 - Cais Sul Doca n.º4 – Corte transversal tipo

Na zona intervencionada, o muro cais encontra-se fundado à cota -12m (ZHL) sobre um prisma de enrocamento de altura variável, em função da geologia local e da profundidade a que se encontra o maciço granítico. A estrutura do cais é composta por colunas de blocos, pré-fabricados em betão simples, em forma de 'I' em planta, com 3,4m de largura, comprimentos entre 5m e 9,25m e alturas entre 1,65m e 2,9m. Os espaços entre blocos são preenchidos por enrocamento e o conjunto é encabeçado por uma superestrutura em betão armado com 3,75m de largura e 2,2m de altura, onde se localiza a caleira para instalação do carril da grua que opera no cais, localizando-se o pavimento do cais à cota +6 m (ZHL). No ano de 2005, e na sequência da observação de algumas patologias, nomeadamente do deslizamento de blocos

justapostos, foi efetuada uma intervenção no sentido de solidarizar os blocos de cada coluna, formando um elemento monolítico, tendo sido conseguido através da execução de furos verticais e posterior instalação e selagem de perfis metálicos.

Os trabalhos de inspeção realizados no passado recente permitiram concluir que se vinham a registar deslocamentos particularmente evidentes na zona de transição entre as duas soluções de fundação presentes (ver Figura 4). Com efeito, utilizando testemunhos instalados ao nível do topo do muro cais, as medições efetuadas desde 2012 permitiram estimar um movimento cumulativo máximo de aproximadamente 29mm até 2018, com especial tendência crescente desde o ano de 2016. A análise conjunta dessa informação com a inspeção visual dos blocos constituintes do muro cais, permitiu concluir que os movimentos registados podiam de facto ser motivados por um movimento global da estrutura e não pelo deslocamento relativo entre blocos. A inspeção subaquática permitiu validar a existência de uma vala na frente do cais, e a perda de área de contacto na base do muro-cais de blocos, resultando assim a redução do confinamento do material da fundação e o aumento das tensões atuantes no solo, o que poderia induzir a ocorrência de assentamentos ao nível da fundação e, por excentricidade de carregamento, motivar a rotação da estrutura no sentido do interior da doca.



Figura 4 – Registo das deformações diferenciais observadas

Neste enquadramento, propôs-se a reposição da cota de fundo do cais de forma a prevenir os efeitos decorrentes do mesmo tipo de processos erosivos, através do preenchimento do vazio sob o bloco de fundação, com recurso a betão e à colocação de um colchão de betão na área onde se observava a depressão no terreno, prevenindo-se, desta forma, a erosão futura ao nível da fundação do muro cais. Complementarmente, visando o incremento da estabilidade global da estrutura do muro cais, e apesar de os movimentos não serem ainda excessivos, adotou-se como medida preventiva a execução de elementos de suporte ativos.

3. SOLUÇÕES ADOTADAS

Por forma a promover o incremento da estabilidade global da estrutura, em complemento à intervenção na base do muro cais, foi definida a execução de um nível de ancoragens pré-esforçadas recorrendo ao sistema autoperfurante. Os referidos elementos, de carácter ativo, dispostos com um afastamento de 4.0m, foram, assim, instalados em profundidade, com inclinação tal que não intersectassem o filtro de tardoz e permitisse a sua selagem no maciço rochoso. A sua ligação à estrutura do muro cais foi realizada por meio de uma viga de betão armado de encabeçamento, ao

nível do pavimento, por sua vez, ligada estruturalmente aos blocos subjacentes, recorrendo a ferrolhos de aço selados com argamassa não retrátil. Dado o posicionamento anterior das ancoragens de carácter ativo, também a componente vertical das referidas ancoragens contribuiu para a estabilidade do muro cais promovendo um momento estabilizante em relação à base do mesmo. O comprimento livre foi ajustado para cada ancoragem em função das condições geológicas locais, nomeadamente da profundidade do maciço rochoso, tendo-se instalado ancoragens com comprimentos livres de, no máximo, 50m, sendo o comprimento de selagem mínimo no maciço rochoso de 6,0m (ver Figura 5).

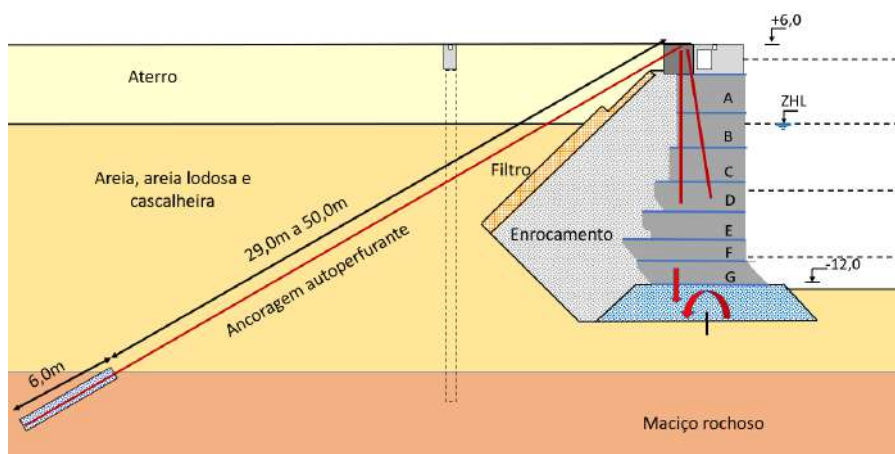


Figura 5 - Solução de Estabilização - Corte transversal tipo

A execução das ancoragens utilizou o sistema 'combi self-drilling' da ANP Systems, o qual consiste na combinação de uma microestaca de barra oca, utilizada como elemento de perfuração com ponteira perdida, permitindo assim uma instalação com deslocamento controlado de solo e, portanto, sem extração do solo à boca do furo, e a posterior instalação de cordões de ancoragem no interior da barra oca seguida por uma selagem com calda de cimento (ver Figura 6).

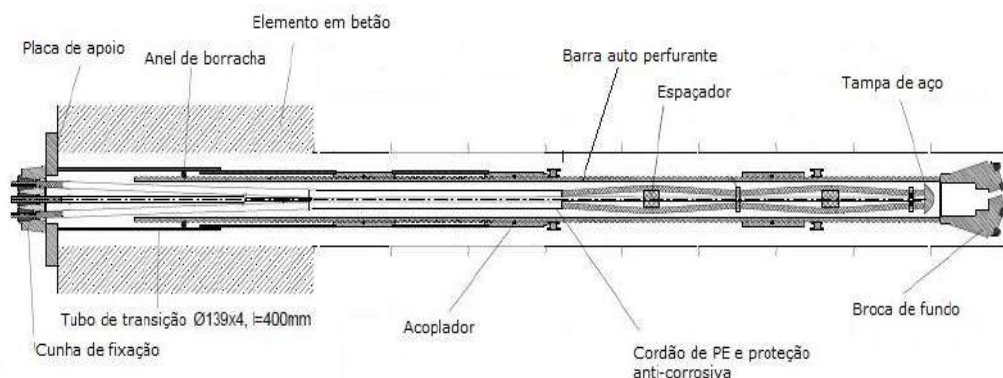


Figura 6 – Sistema 'Self Drilling Combi-anchor'

As ancoragens foram materializadas por 6 cordões 0,62" (fptk=1860 MPa) no interior de barra oca autoperfurante ANP H2400 - 108mm ($f_y > 680 \text{ N/mm}^2$), com um bit perdido de 200mm de diâmetro e botões balísticos de tungsténio. sendo pré-esforçada para um valor de carga útil de 700kN. Relativamente ao processo de injeção de calda de cimento, com pressão dinâmica mínima de 5 bar, utilizou-se uma calda com um rácio A/C de 0,7 durante a perfuração e com um rácio A/C de 0,4 para a selagem definitiva da ancoragem, sendo na materialização do bolbo utilizadas pressões de até 10bar. A

instalação do sistema combinado incluiu ainda a utilização de centralizadores de barra e placa de cunhas com trompa metálica, selada contra a barra autoperfurante na zona de ligação à viga de encabeçamento (ver Figura 7).

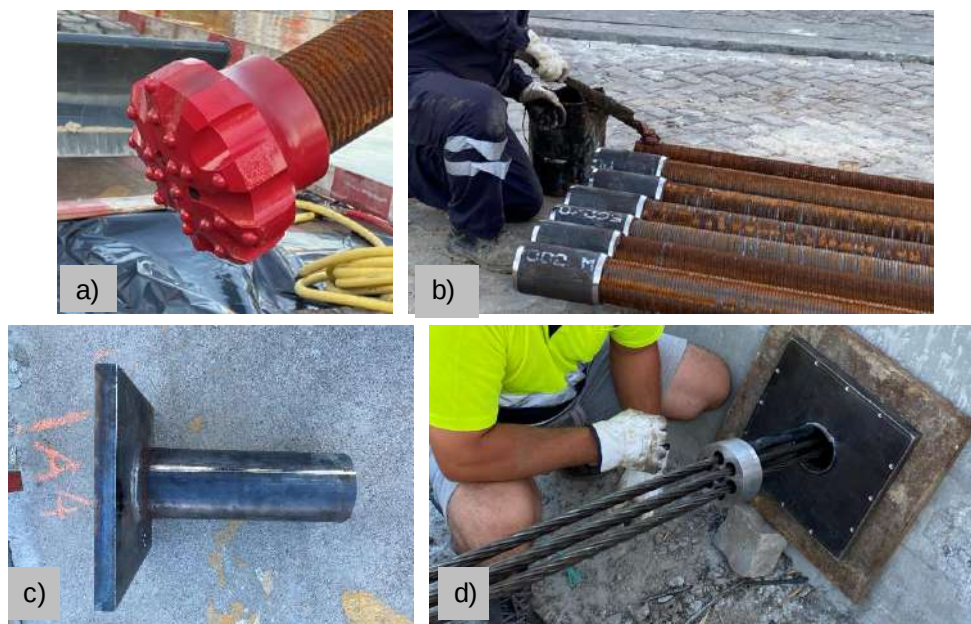


Figura 7 - a) Bit perdido com botões balísticos de tungsténio; b) Preparação das uniões entre troços de barra oca autoperfurante; c) trompa de ligação da barra autoperfurante à ancoragem de cordões; d) Placa de apoio de cunhas da ancoragem de cordões

O elemento de barra não apresenta qualquer função estrutural, tendo apenas sido usado para possibilitar a instalação da ancoragem, funcionando assim como revestimento permanente. Adicionalmente, dada a geometria da rosca deste tipo de barras, a qual potencia a geração de microfissuras ao longo de toda a barra, é possível assegurar uma fissuração da calda inferior a 0.2mm. Relativamente aos cordões de ancoragem, estes são mono-enbainhados e injetados com cera no comprimento livre considerando que este elemento se encontra totalmente embainhado pela barra autoperfurante e selado com calda de cimento no interior da mesma, materializa-se assim revestimento adequado ao carácter definitivo do elemento.

A validação dos pressupostos de cálculo, especialmente no que diz respeito às tensões resistentes mobilizadas ao nível do maciço rochoso, foi efetuada por meio da execução de uma ancoragem teste e de um ensaio de carga detalhado.

4. ANÁLISES NUMÉRICAS E DIMENSIONAMENTO

Por forma a quantificar o incremento de segurança relativamente à estabilidade global da estrutura do muro cais, tanto para as ações estáticas, como para a ação sísmica, foram realizadas análises numéricas com recurso ao *software* de elementos finitos PLAXIS 2D. Para o efeito, as várias unidades geológicas interessadas foram caracterizadas por meio de parâmetros geomecânicos, tendo por base os resultados da campanha de prospeção geológica e geotécnica realizada (ver Quadro 1).

Quadro 1 - Parâmetros geomecânicos

Zona Geotécnica	φ' ($^{\circ}$)	c' (kPa)	E_{50}^{ref} (MPa)	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
Enrocamento	45	0	57	18	19
ZG4A – Aterro (emerso – compactado)	35	0	50	18	19
ZG4B – Aterro (submerso – não compactado)	30	0	35	18	19
ZG3 - Aluvião	18	10	5	16	17
ZG2 - Areias	38*	0	62	18	19
ZG1 - Maciço Granítico	40	40	100	20	23

As figuras 8, 9 e 10 apresentam a malha de elementos finitos do modelo desenvolvido e os principais resultados das análises realizadas, nomeadamente para as ações estáticas e para a ação sísmica, sendo esta última analisada com recurso a análises pseudoestáticas. No que respeita à análise numérica para as ações estáticas, apresentam-se os resultados para a combinação que se revelou como mais condicionante, tendo-se obtido um fator de segurança de estabilidade global de 1,39, assim como para a combinação sísmica, para a qual se estimou um fator de segurança global de 1,22, valores superiores à unidade e, portanto, assegurando a verificação de segurança de acordo com o Eurocódigo7. Os resultados obtidos permitiram, assim, validar antecipadamente a adequabilidade das soluções propostas.

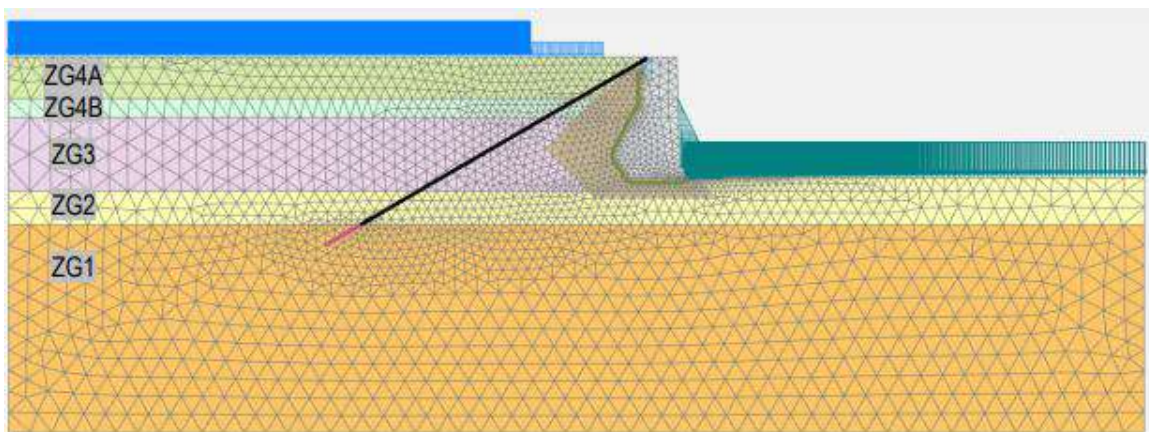


Figura 8 - Modelo Numérico –Malha de Elementos Finitos

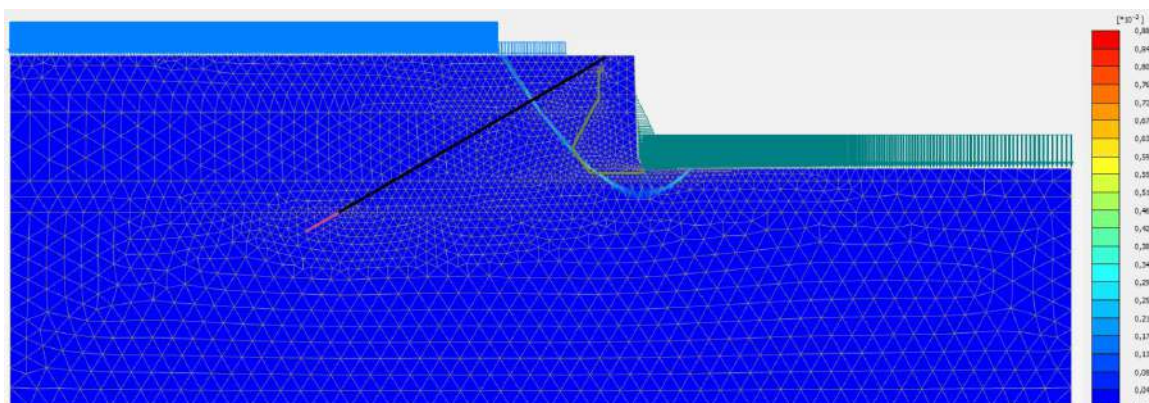


Figura 9 - Modelo Numérico - Incremento de Tensões Deviatóricas – Ação Estática – FS=1.39

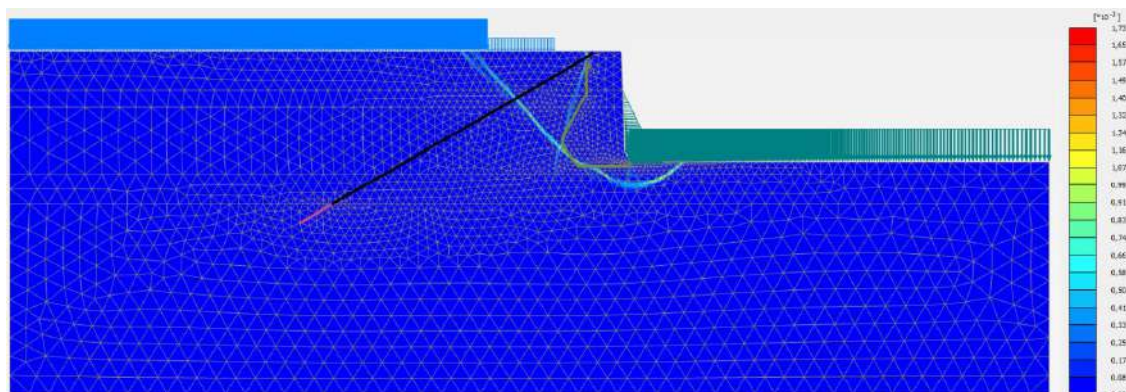


Figura 10 - Modelo Numérico - Incremento de Tensões Deviatóricas – Ação Sísmica – FS=1.22

5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

O Plano de Instrumentação e Observação proposto teve como objetivo avaliar o comportamento do muro cais durante a execução da obra de reforço e, posteriormente, durante a sua vida útil, permitindo medir grandezas que validem o seu adequado comportamento. Para tal, foram instaladas células de carga eléctricas em algumas das ancoragens para medição da variação da força instalada, assim como marcas topográficas, ao nível do pavimento, junto ao coroamento do muro cais, para medição dos movimentos altimétricos e planimétricos.

Atendendo às características da obra, preconizou-se que o conjunto de aparelhos instalados no muro cais e na viga de encabeçamento fosse lidos, durante a execução dos trabalhos, com uma frequência quinzenal. Posteriormente, no decorrer da vida útil da obra as leituras passariam a ser trimestrais nos seguintes três anos após o término da obra, sendo a sua frequência passível de ajuste em qualquer altura em função dos resultados observados. No que respeita aos critérios de alerta e de alarme, tendo em consideração o tipo de estrutura e o carácter definitivo dos elementos de reforço instalados, prescreveram-se os valores apresentados Quadro 2.

Quadro 2 - Plano de Instrumentação e Observação – Critérios de Alerta e de Alarme		
Critério	Alerta	Alarme
Deslocamentos horizontais do muro cais	25mm	40mm
Deslocamentos verticais do muro cais	25mm	40mm
Variação de carga nas ancoragens	10%	20%

Caso se verifiquem eventuais movimentos do muro cais ou alterações no valor da carga das ancoragens que o justifiquem, deverá ser equacionada e avaliada a necessidade de aplicação de medidas de reforço. As medidas de reforço que tenham de vir a ser implementadas, deverão ser analisadas individualmente, mas poderão compreender, entre outras, a execução de ancoragens adicionais. A viga de encabeçamento executada dispõe, assim, de negativos de dimensões e posicionamento adequados à eventual necessidade de instalação futura de ancoragens adicionais.

Até à data de redação do presente artigo, todas as campanhas de leituras realizadas, tanto referentes às células de carga, quanto às marcas topográficas, registaram valores inferiores aos critérios de alerta definidos, confirmando a adequabilidades das soluções de estabilização e de reforço implementadas.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O projeto de estabilização e reforço do Muro Cais, com estrutura em blocos, da Doca 4 do Porto de Leixões teve por objetivo a estabilização global dos deslocamentos observados nesta estrutura de gravidade, ao longo dos seus cerca de 380m de comprimento. O reforço consistiu na reposição do fundo do cais, erodido pela ação das hélices dos navios, e na execução de ancoragens definitivas ativas, do tipo autoperfurante, visando o incremento da estabilidade global da estrutura. A inovadora tecnologia utilizada para a execução das ancoragens permitiu a execução dos referidos elementos a partir do terrapleno, com a minimização da perturbação do terreno e a máxima compatibilização dos trabalhos com a operação de navios no cais durante a empreitada. O início dos trabalhos incluiu a realização de ensaios prévios em ancoragens, os quais permitiram validar os pressupostos de projeto no que diz respeito ao bolbo de selagem das referidas ancoragens (ver Figura 11).

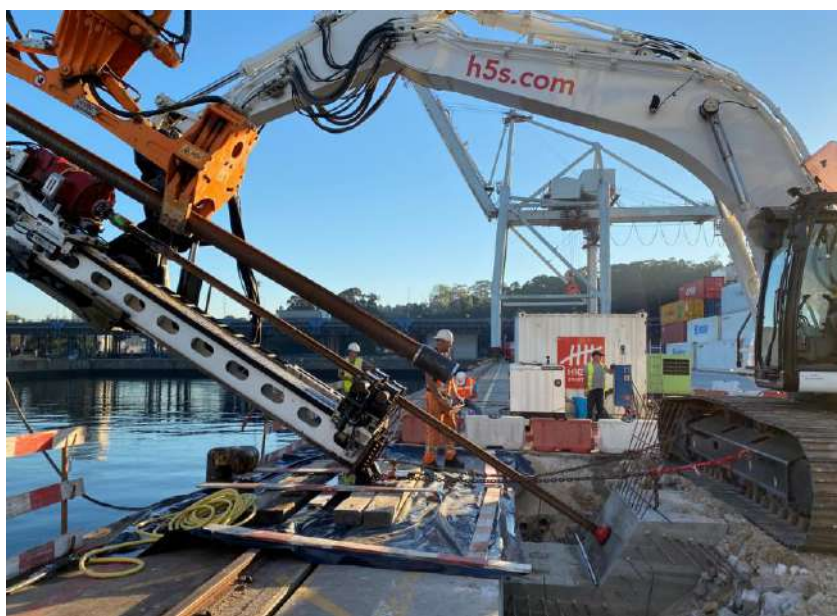


Figura 11 - Execução da ancoragem autoperfurante teste, utilizando um troço de viga de encabeçamento como estrutura de reação

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à APDL-Administração dos Portos do Douro, Leixões e Viana do Castelo, S.A, 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 das empresas: Conduril – Engenharia, S.A., construtora civil, Geonorte – Geotecnia e Fundações Especiais, Lda., entidade executante das ancoragens, e VHM – Coordenação e Gestão de Projetos, responsável pela fiscalização dos trabalhos em obra.

ESTABILIZAÇÃO DE ARRIBA E RECONSTRUÇÃO DE ACESSO NA PRAIA DO PENECO, ALGARVE

COASTAL CLIFF STABILIZATION AND ACCESS STAIR RECONSTRUCTION AT PENECO BEACH, ALGARVE

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

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

Dinis, Jorge, *Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A., Lisboa, Portugal*, jd@teixeiraduarte.pt *

Nunes, Pedro, *Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A., Lisboa, Portugal*, pmn@teixeiraduarte.com *

Silva, Mónica, *Câmara Municipal de Albufeira, Albufeira, Portugal*, monica.silva@cm-albufeira.pt

RESUMO

O presente artigo descreve as principais soluções implementadas na Praia do Peneco, no Algarve, visando a mitigação do risco associado à utilização do espaço e dos acessos à faixa balnear. As arribas naturais costeiras sofrem processos naturais de erosão dinâmicos, que poderão determinar fenómenos de instabilidade, colocando em risco os utilizadores do espaço balnear. No presente caso, simultaneamente verificava-se a presença de graves patologias estruturais na escadaria de acesso à praia que comprometiam a segurança dos referidos utilizadores. Neste enquadramento foi desenvolvido um projeto de estabilização das arribas e de reconstrução da escadaria sendo este principalmente condicionado pela necessidade de preservar o enquadramento paisagístico, mas também pela acessibilidade dos equipamentos necessários. A solução de estabilização da arriba visou a mitigação dos fenómenos de erosão pela aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas e pigmentado e reforço por pregagens de aço sub-horizontais, enquanto a reconstrução da escadaria foi materializada por elementos em betão armado fundados na arriba por meio de pregagens verticais.

ABSTRACT

This paper describes the main solutions adopted at Peneco Beach, Algarve, aimed to mitigate the risk associated with space usage and access to the beach. The coastal cliffs deteriorate due to erosion which is a natural process but can lead unstable occurrences and consequently high risk to the beach users. Simultaneously, were also observed severe structural pathologies at the beach access stairs determining risk to users and therefore stabilization works were needed. The main goal was to develop solutions that could mitigate the users risk while being conscious about environmental and aesthetics constrains as well as equipment accessibility restrains. The cliff stabilization solution used pigmented reinforced shotcrete combined with steel soil nails while the access stair was rebuilt using reinforced concrete and vertical soil nails as foundation elements.

1. INTRODUÇÃO

As arribas costeiras são, em geral, zonas de risco geológico natural pela sua génese sedimentar e exposição aos agentes atmosféricos e marinhos, sendo o risco inerente com consequências para pessoas e bens, agravado pela elevada exposição decorrente do interesse, por parte das populações, na ocupação dos espaços balneares adjacentes.

O risco associado à instabilidade de arribas em zonas acesso balnear tem vindo a ser mitigado por diversas intervenções ao longo do litoral do país. Na praia do Peneco, no Algarve, decorrente da identificação da necessidade de intervenção para salvaguarda dos utilizadores do espaço superior e da faixa balnear, foi desenvolvido um projeto visando essencialmente a reconstrução da escadaria de acesso, repondo as condições de utilização em segurança e a mitigação dos fenómenos de erosão das arribas adjacentes, potencializadores de fenómenos de rotura e desprendimentos que determinam um risco acrescido. A intervenção incluiu ainda instalação de iluminação pública no local, uma requalificação da Praça e a instalação de equipamentos de apoio à utilização do espaço balnear.

2. CARACTERIZAÇÃO DA SITUAÇÃO DE REFERÊNCIA

2.1. Face exposta da arriba

A Praia do Peneco insere-se num troço de arribas, com orientação geral E-W, recortadas por enseadas em que se acumulam praias de areia de largura reduzida e encaixadas entre pontas rochosas. A morfologia das arribas constitui a expressão clara das litologias, bem como dos processos e mecanismos de evolução presentes, essencialmente por erosão marinha diferencial (ver Figura 1).



Figura 1 - Vista geral da arriba em estudo antes da intervenção

O troço de arriba em análise, contíguo à escada de acesso à Praia do Peneco, apresentava duas zonas perfeitamente distintas. Uma zona de arriba revestida com betão projetado pigmentado, com pregagens, e outra, em estado natural, com abundante e coberto vegetal. A base da arriba encontra-se em grande parte da sua

extensão protegida, por muros em betão armado revestidos por pedra argamassada e/ou por betão projetado, da ação direta da agitação marítima. Na zona da arriba em estado natural, constata-se a existência de blocos instáveis, havendo o histórico de queda de blocos que atingiram o patamar da escadaria e da praia.

O topo da arriba é ocupado por edifícios de hotelaria e restauração, passeios e miradouros, onde eram visíveis pequenos assentamentos, deslocamentos e fendas. Estas anomalias também eram visíveis na escadaria e na face da arriba pelo destacamento do betão projetado. As obras de contenção e proteção aqui realizadas ao longo dos últimos 18 anos permitiram mitigar e abrandar este tipo de fenómenos de instabilidade, contudo têm-se demonstrado insuficientes. A erosão de sopé nesta arriba, encontra-se bastante atenuada uma vez que existe um muro de suporte na base, protegendo esta da ação da agitação marítima. Na face da arriba a erosão é acelerada pela intensa vegetação que se verifica no local, visto que o crescimento de raízes auxilia a abertura de descontinuidades e o consequente destacamento de blocos.

Fatores como a inclinação das camadas concordante com a inclinação da arriba, presença de palmeiras com grande porte e vegetação cujas raízes se desenvolvem ao longo das fraturas e descontinuidades do maciço, podem estar na origem dos movimentos observados. A escassa presença de dispositivos de drenagem e de impermeabilização da área, faz com que em dias de elevada precipitação ocorram infiltrações de água nas fendas existentes, arrastando partículas de solos mais finas, promovendo fenómenos de erosão interna. Na face da arriba em vários pontos são visíveis desprendimentos de fragmentos de betão projetado, que se depositam no areal da praia (ver Figura 2).



Figura 2 - a) Fissuração de desenvolvimento horizontal e vertical b) betão projetado ao longo da arriba; c) fissuração intensa expondo o maciço natural; d) fragmentos de betão caídos no sopé da arriba

Sumariamente, as anomalias observadas eram indicadoras de uma precedência de movimentos que progressivamente têm vindo a ocorrer ao longo dos anos, nestas arribas, de menor ou maior magnitude. A zona de maior preocupação correspondia ao topo da arriba, em concreto ao miradouro da esplanada, onde eram observadas fendas de tração de orientação paralela ao talude, fissuras nos elementos fixos da varanda e destacamentos ao nível do betão projetado na face da arriba, evidenciando claramente indícios da ocorrência de movimentos neste local.

2.2. Escadaria de acesso à faixa balnear

A escadaria de acesso à faixa balnear apresentava diversas patologias, muitas das quais estruturais, como assentamentos dos patins e patamares e basculamentos nos muros (ver Figura 3). A origem de tais patologias estaria relacionada com a inexistência de dispositivos de drenagem, e uma eventual execução deficiente dos aterros e fundação dos muros que os suportam. As águas pluviais faziam o seu caminho até ao sopé da arriba, infiltrando-se sob a escadaria através do arrasto de partículas, provocando os assentamentos diferenciais observáveis.



Figura 3 - a) Vista geral das escadas de acesso à praia; b), c), d). Fendas de tração observadas nos pavimentos e muros

Neste enquadramento, considerou-se premente uma intervenção sobre as escadarias, nomeadamente ao nível estrutural. No decorrer dos primeiros trabalhos de limpeza ao nível da escadaria, nomeadamente, pelo desmatamento dos afloramentos adjacentes, foi reavaliada a condição de estabilidade dos elementos estruturais tendo essa avaliação sido determinante na escolha das soluções de intervenção propostas.

3. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

3.1. Condicionamentos de natureza geológico-geotécnica

Com base na Notícia Explicativa e na Carta Geológica de Portugal à escala 1:50000 folha 52-B de Albufeira, constata-se que a arriba em estudo é constituída por rochas carbonatadas, datadas do Miocénico (ver Figura 4).

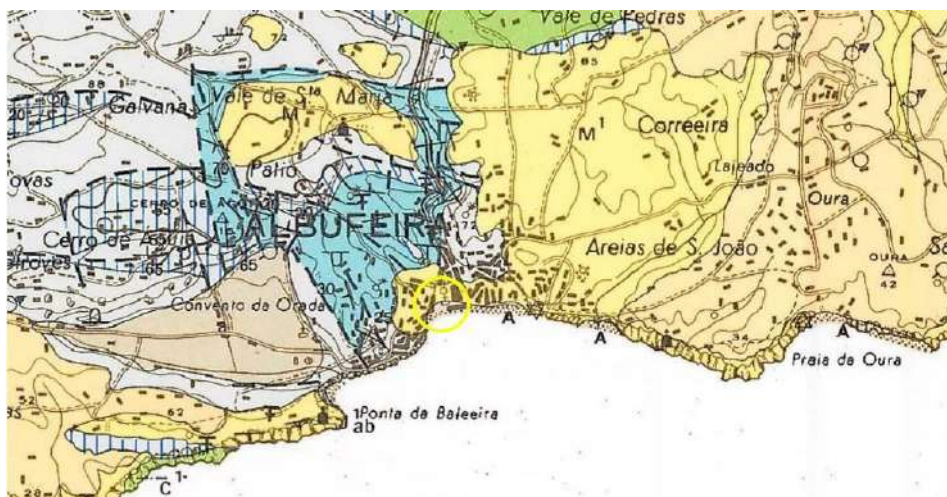


Figura 4 - Extrato da carta geológica de Portugal, folha 52-B, Albufeira (sem escala)

Durante o reconhecimento de campo, ainda que existissem poucos afloramentos observáveis, dadas as intervenções na face da arriba, foi identificada a presença de arenitos finos e siltitos, rijos e compactos, de tons amarelados, materializando bancadas possantes métricas, intercalando, por vezes, com horizontes centimétricos de siltes e argilas de tonalidades cinzentas (ver Figura 5).



Figura 5 – Afloramento de arenitos ocorrente na zona superior da arriba

O maciço rochoso ocorrente ao longo da arriba, apresenta-se competente, com algumas zonas freáveis e com fraturas medianamente afastadas a próximas (F3-4). Nas áreas menos intervencionadas e em que se pode observar os troços naturais da arriba, o perfil transversal destas, pode-se descrever como ligeiramente convexo, bastante inclinado e com troços sub-verticais, nas formações rochosas mais competentes. Este perfil acompanha a inclinação das camadas Miocénicas. Em pormenor, os perfis das arribas são muito rugosos, pela intensa fracturação e elevada densidade de cimentações secundárias, nas descontinuidades (Marques, 1997).

As formações presentes constituem um aquífero multicamada, livre a confinado em que as unidades aquíferas suportadas por arenitos, são intercaladas por níveis argilosos que funcionam como aquitardos. Possuem assim em geral uma permeabilidade do tipo fissural, onde a circulação de água se processa essencialmente através da rede de fraturas e de fissuras existentes. A circulação da

água subterrânea está dependente do grau de fraturação e de alteração do maciço rochoso.

Quando se encontram friáveis, a circulação de água freática deve-se à permeabilidade por poro, sendo esta sujeita a variações consoante a percentagem de finos e do grau de cimentação das várias litologias. Atendendo às características granulométricas observadas dos vários materiais, é expectável que as areias apresentem uma permeabilidade intermédia, enquanto as argilas uma permeabilidade baixa. Em termos gerais esta formação geológica não apresenta grandes produtividades.

Durante o reconhecimento de campo não foi detetada a presença de água na face da arriba, no entanto será possível que durante épocas de maior pluviosidade possam ocorrer exurgências de água resultantes de processos de infiltração da água.

3.2. Outros condicionamentos

Atendendo à localização da arriba, não existiram condicionamentos significativos para acesso à base da mesma. Contudo, face às suas características, nomeadamente a sua altura de cerca de 20m, as soluções propostas determinaram a necessidade de serem utilizados equipamentos ligeiros, que pudessem ser transportados por bailéu, a partir de grua móvel.

As soluções implementadas para a estabilização da arriba em análise, que garantem as necessárias verificações de estabilidade da mesma, foram condicionadas pelo ambiente particularmente agressivo em que se inserem, nomeadamente devido à proximidade ao mar. As intervenções foram ainda condicionadas pela necessidade incluir a execução de um novo sistema de drenagem de águas pluviais, sob a estrutura da escadaria, para encaminhamento das águas à base da mesma.

Por último, destaca-se ainda a necessidade limitar o impacto da intervenção, especialmente ao nível do enquadramento paisagístico e arquitetónico das soluções propostas, e ainda a necessidade de respeitar os prazos definidos pelo Dono de Obra, idealmente compatíveis com o calendário da época balnear, assegurando sempre as indispensáveis condições de segurança e a sua adequabilidade do ponto de vista técnico-económico.

4. SOLUÇÕES IMPLEMENTADAS

De forma a aumentar a segurança ao nível do areal situado na base da arriba, e ainda das edificações situadas no seu topo, foi proposta uma intervenção de estabilização recorrendo essencialmente ao revestimento da face da arriba, pregado e devidamente drenado, promovendo assim a mitigação dos fenómenos de instabilidades e de erosão, que se assumem, serem, sobretudo, superficiais.

Em fase anterior à implementação da solução de estabilização, foi necessário proceder a um conjunto de trabalhos prévios de preparação da arriba para receber os elementos de estabilização. Neste enquadramento, numa primeira fase dos trabalhos, realizou-se a limpeza, a desmatação e o saneamento de pequenas pedras soltas e de betão projetado que se encontravam em risco de queda, removendo ainda os

materiais terrosos, com sinais evidentes de desagregação ou passíveis de desencadearem escorregamentos.

4.1. Estabilização da arriba

Perante os condicionamentos existentes, nomeadamente os topográficos, os geológico-geotécnicos, os ambientais e os paisagísticos, propôs-se e implementou-se uma solução de estabilização da arriba por aplicação de revestimento em betão projetado, armado, pregado e devidamente drenado (ver Figura 6).

A solução consistiu assim na aplicação de betão projetado, armado parcialmente com fibras metálicas e aplicado por camadas totalizando uma espessura mínima de 12cm. A aplicação do betão características de resistência e deformabilidade equivalentes à do betão C30/37, decorreu por via húmica e com aplicação de fibras metálicas, com dosagem mínima de 30 kg/m³, apenas nas duas primeiras camadas. No caso de zonas de cavidades foi efetuado o seu enchimento prévio, também com aplicação por camadas de betão projetado. Na última camada de betão projetado, com 4cm de espessura, aplicada sem fibras metálicas, foi incorporado um pigmento de cor amarela para uma melhor integração paisagística da solução, em concordância com as restantes zonas da arriba, já intervencionadas.

As pregagens de reforço foram materializadas por varões de 36mm de diâmetro, em aço de rosca contínua A500/A550, em varão galvanizado a quente com 85 µm de espessura mínima pela ISO 1461, colocadas em furos com diâmetro mínimo de 116mm e seladas com calda de cimento de características adequadas. Com este processo, pretendeu-se perturbar ao mínimo as características mecânicas do terreno natural durante a realização dos trabalhos. O diâmetro das pregagens foi definido por forma a viabilizar a devida espessura de sacrifício, possibilitando a dispensa de injeção prévia a executar em fábrica, o que condicionaria fortemente a aplicabilidade da solução pela necessidade de instalar as pregagens com meios elevados. Com um comprimento de 6m e uma inclinação estimada em 20º, para além de fixarem a camada de betão projetado ao maciço, as pregagens atravessaram alguns planos de descontinuidade sub-horizontais existentes junto à face da arriba. As pregagens foram dispostas numa malha aproximada de 3,0m(V) x 3,0m(H), tendo sido a sua posição ajustada durante o decorrer dos trabalhos conforme as necessidades locais.

De forma a assegurar a drenagem interna do maciço, prevenindo a eventual geração de impulsos hidrostáticos no revestimento em betão projetado, provocados pela infiltração de água, foram instalados geodrenos sub-horizontais, de 50mm de diâmetro, com 4,0m de comprimento, materializados por tubos PEAD, de 50mm de diâmetro, crepinados e envoltos em geotêxtil do tipo TecGeo 300. De forma a garantir o escoamento gravítico das águas captadas, estes elementos foram instalados com uma inclinação ascendente de 5º com a horizontal.



Figura 6 – Aspeto final do revestimento em betão projetado armado e drenado

4.2. Reconstrução da escadaria de acesso

Dadas as condicionantes locais, o estado estrutural da escadaria e a necessidade de reformular o seu perfil, a intervenção incluiu a construção de uma nova escadaria, executada sobre a existente e recorrendo a materiais de enchimento leve e a elementos de betão armado (ver Figura 7). A intervenção teve como objetivo executar um elemento estruturalmente estável para materializar a escadaria, aproveitando-se a intervenção para melhorar as condições de utilização da mesma, nomeadamente eliminando as rampas existentes. Foram executadas escadas com degraus de dimensões regulamentares e patins horizontais, para maior comodidade na utilização, sendo que em cada um dos lances, do lado do mar se executou um murete de pequena altura para servir de apoio a um gradeamento metálico de proteção.

Nesse enquadramento, o reperfilamento da escadaria determinou a necessidade de executar enchimentos em agregados leves de argila expandida e de demolir troços de elementos da estrutura existente. Pontualmente, onde os muros existentes se demonstram livres de patologias estruturais, os mesmos foram integrados na nova estrutura. Foi ainda assegurado que a nova estrutura venceria na totalidade os desníveis entre dois lances de escada distintos não havendo lugar a afloramentos do maciço conforme exista antes da intervenção. Para uma melhor estabilidade de toda a estrutura foram executadas vigas transversais em betão armado que permitiram assegurar uma melhor ligação entre os vários muros, sendo na extremidade destas assegurada uma fundação indireta materializada por meio de pregagens verticais devidamente seladas no maciço rochoso.

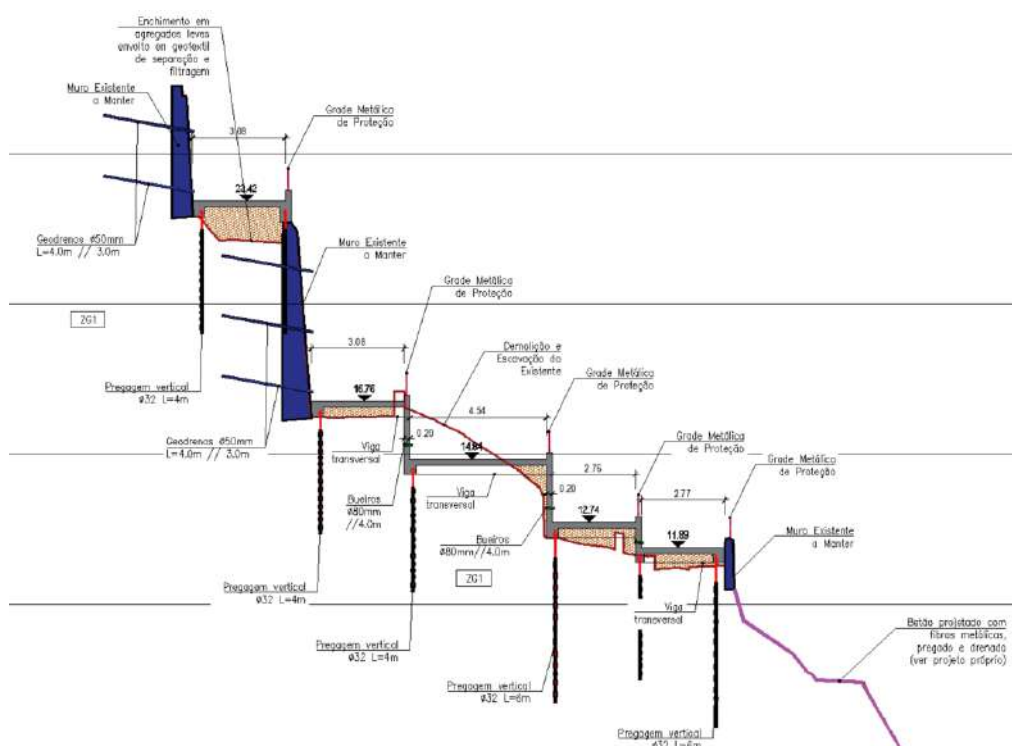


Figura 7 – Reconstrução da escadaria – Secção transversal esquemática

5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

O Plano de Instrumentação e Observação proposto e implementado, ferramenta particularmente vocacionada para a prevenção e para a gestão de riscos, teve como objetivo a análise do comportamento da arriba durante e após a intervenção. Por forma a monitorizar eventuais movimentos de deslizamento relativamente lentos, foram instalados inclinómetros no topo da arriba que permitiram medir a deformação horizontal do maciço. A intervenção previu ainda um plano de observação, o qual deverá focar a conservação e a manutenção dos sistemas instalados, visando assegurar a continuidade do bom funcionamento destas estruturas. Com este objetivo, deverá ser prevista a observação da arriba intervencionada mediante a implementação das seguintes medidas:

1. Realização de uma cobertura fotográfica da arriba posterior à realização da intervenção, com o objetivo de definir uma situação de referência inicial;
2. Realização periódica de 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;
3. Leitura periódica dos inclinómetros instalados no topo da arriba;
4. Inspeção periódica dos sistemas de drenagem instalados e verificação do seu estado de funcionamento e de conservação.

As informações recolhidas no âmbito das medidas acima descritas deverão ser avaliadas por técnico especialista por forma a validar continuamente a adequabilidade das soluções implementadas e a necessidade de efetuar intervenções de manutenção e conservação ou, eventualmente, de reforço das soluções.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo descreveu as principais soluções implementadas e concluídas no verão de 2022, as quais visam a mitigação do risco associado à utilização do espaço e dos acessos à faixa balnear na Praia do Peneco, no Algarve (ver Figura 8). A manutenção e conservação das estruturas e elementos de reforço e de drenagem instalados, nomeadamente através a aplicação do Plano de Instrumentação e Observação definido, confirmou-se como fundamental ao adequado com comportamento deste tipo de estruturas e soluções durante a fase de obra e a sua vida útil, sendo ainda fundamental durante o período de vida útil o acompanhamento periódico por forma a antecipar eventuais necessidades de intervenção, com particular importância antes e após os períodos de maior pluviosidade e de maior agitação marítima.



Figura 8 – Vista final da intervenção

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Camara Municipal de Albufeira, Dono de Obra, a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Consideram ainda importante sublinhar que as soluções implementadas resultam de um trabalho de equipa, no âmbito do qual deve ser destacado o papel importante das empresas: GeoAlgar, entidade responsável pela elaboração do Estudo Geológico-Geotécnico e Teixeira Duarte, Engenharia e Construções S.A., entidade executante de todos os trabalhos.

REFERÊNCIAS

Marques, Fernando (1997). *As arribas do Litoral do Algarve: Dinâmicas, processos e mecanismos*. Lisboa, Tese de Doutoramento.

SOLUÇÕES DE FUNDAÇÕES EM OBRAS LOCALIZADAS PERTO DO RIO TRANCÃO, EM LISBOA

FOUNDATION SOLUTIONS NEAR TRANCÃO RIVER, IN LISBON

Braz, Inês, *JETsj Geotecnia Lda., Lisboa, Portugal*, ibraz@jetsj.com*

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

Braz da Silva, Nuno, *JETsj Geotecnia Lda., Lisboa, Portugal*, nsilva@jetsj.com

Simões, Carlos, *Oliveiras S.A., Lisboa, Portugal*, carlos.simoes@oliveiras.pt

Gomes, Tiago, *Geosol S.A., Lisboa, Portugal*, tgomes@geosol-fg.com

Caxias, Carlos, *ANP Systems, Lisboa, Portugal*, carlos.caxias@anp-systems.at

**autor para correspondência*

RESUMO

No presente artigo são apresentadas as soluções implementadas para as fundações de um palco e de uma ponte militar a instalar provisoriamente sobre o rio Trancão, em Lisboa. O palco localiza-se sobre um aterro de resíduos sólidos urbanos que se encontra selado através de uma geomembrana de PEAD, o que impossibilitou a utilização de fundações indiretas numa fase inicial. Subjacente aos depósitos de resíduos sólidos urbanos, surge a formação aluvionar composta por solos lodosos compressíveis, com fracas características mecânicas, com espessura variável, atingindo os 12m. De modo a diminuir a amplitude de deslocamentos diferenciais que pudessem danificar a estrutura a instalar no local, foi realizado um aterro de pré-carga com tempo de permanência de 3 meses, de modo a minimizar os assentamentos imediatos que iriam ocorrer aquando da instalação do palco. No que diz respeito à estrutura de fundação da cobertura e da zona traseira do mesmo, foi definida uma solução com recursos a microestacas cravadas por via seca, reforçadas com varão autoperfurante no centro, devidamente selada no substrato miocénico e cujo dimensionamento foi validado com base em ensaios de carga realizados no local. Relativamente à instalação da ponte militar, devido ao facto das dimensões da mesma serem insuficientes para vencer o vão existente entre as margens do rio Trancão, correspondente a 60m, foi necessário construir duas plataformas que materializam os encontros da ponte, fundadas em microestacas cravadas por via húmida.

ABSTRACT

This paper describes the foundations solutions of a stage and a military bridge that will be temporarily installed over the Trancão river in Lisbon. The stage is located on an urban solid waste landfill that is sealed through a PEAD geomembrane, which made it impossible to use indirect foundations at an early phase. Underlying the deposits of municipal solid waste, emerges the alluvial formation composed of compressible soils, with weak mechanical characteristics, with variable thickness. In order to reduce the amplitude of differential displacements that could damage the structure, a preload landfill was carried out, in order to minimize the settlements that would occur at the time of stage installation. The solution for the cover foundation was defined with resources to micropiles spiked by dry way, reinforced with self-drilling rod in the center, properly sealed in the miocene. Regarding the installation of the military bridge, due to

the fact that the dimensions of the military bridge are insufficient to overcome the gap between the banks of the Trancão River, corresponding to 60m, it was necessary to build two platforms that materialize the meetings of the bridge, founded on micropiles spiked by wet route.

1. INTRODUÇÃO

Tendo em conta a localização das estruturas a executar e os vários condicionamentos relacionados com o solo de fundação, foi necessário proceder à execução de um aterro de pré-carga no local em que o palco terá fundações diretas e proceder à realização de ensaios de carga de microestacas cravadas com autoperfurantes no seu interior, de modo a validar a solução de fundações das estruturas mais pesadas – cobertura e zona traseira do Palco (a sul). O local onde se irá realizar a obra tem 38 hectares e apresenta uma forma sensivelmente retangular, orientado no sentido Norte-Sul, com aproximadamente 770 m de comprimento e 603 m de largura.

Este lote confina a Norte com o arruamento público - Rua Roald Amundsen e Passeio do Trancão, a Sul com o arruamento público - Rua Chen Ho, e a Oeste com o arruamento público - Passeio dos Heróis do Mar, todos estes que permitem o acesso tanto pedonal como de veículos ao interior do mesmo. Do lado Este o terreno confina com o Rio Tejo - que permite o acesso pedonal ao interior do mesmo através do passadiço existente (Passeio do Sapal).

Na *Figura 1* apresenta-se a localização de ambas as estruturas referidas e respetiva envolvente.

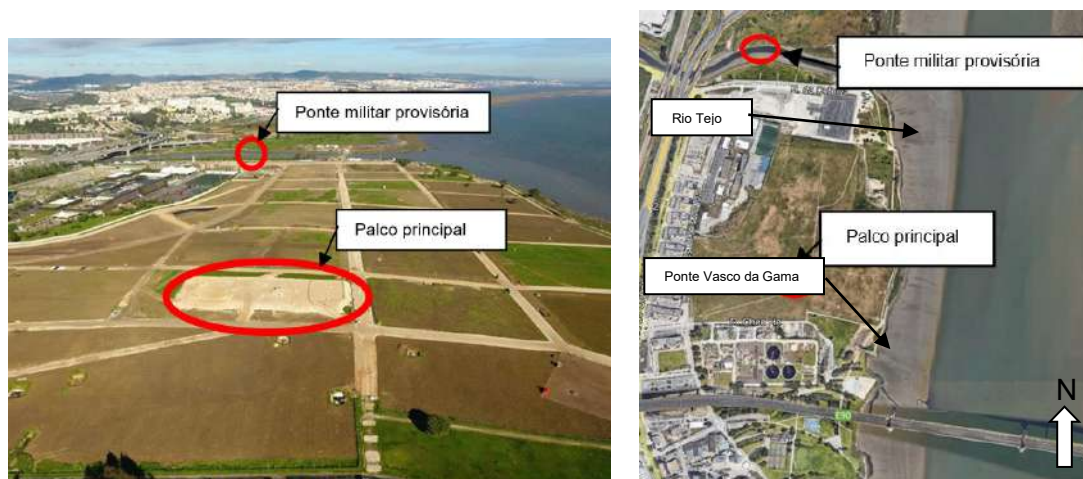


Figura 1 - Localização do palco e da ponte militar a instalar provisoriamente sobre o rio Trancão.

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1. Condicionamentos geológicos e geotécnicos

A área alvo de intervenção localiza-se numa área baixa e plana, na margem direita do estuário do Tejo.

O Palco Principal será fundado sobre o aterro sanitário de Beirolas, constituído por depósitos de solos contaminados e depósitos de resíduos urbanos, localizados sobre uma camada de aterro heterogéneo, contendo materiais silto-argilosos misturados com areia e entulho, de origem artificial. Com a aproximação ao rio, a espessura do aterro 'artificial' reduz-se, até desaparecer na zona abrangida pela maré. Subjacente à camada de aterro artificial, surge a formação aluvionar composta por solos lodosos compressíveis, com espessura muito variável na área do aterro sanitário de Beirolas. Na zona do Palco, a profundidade dos solos lodosos aumenta em direção ao rio de 2 m até 25 m, sendo praticamente constante na direção norte-sul. Subjacente a esta camada de lodos argilosos, encontra-se a formação miocénica constituída por arenitos, calcarenitos e calcários, mais ou menos margosos.

A ponte militar provisória será instalada sobre o rio Trancão, onde os materiais aluvionares presentes exibem tradicionalmente comportamento geotécnico débil com valores de N_{spt} inferiores a 3 pancadas. Estes materiais encontram-se a profundidades compreendidas entre 1 e 3m e têm espessuras variáveis de 23m na margem norte e de 30m na margem sul. Sob a camada de materiais aluvionares foi reconhecido ambiente miocénico. Na *Figura 2* apresenta-se um extrato da Carta Geológica de Portugal com a identificação da zona em estudo.

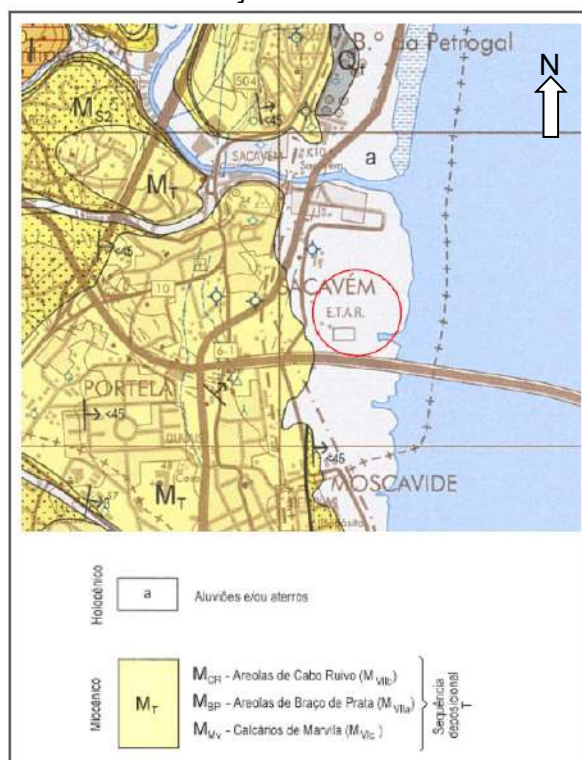


Figura 2 - Enquadramento geológico do local em estudo - adaptado da Carta Geológica de Portugal - Folha de Loures - 34B.

2.2. Condicionamentos relacionados com estruturas existentes

Na definição das soluções de fundação do Palco teve-se como premissa inicial o facto de não ser viável recorrer a fundações indiretas devido à existência da geomembrana de proteção do aterro sanitário cuja furação não seria possível. Este pressuposto foi mantido para a generalidade da área de intervenção, tendo sido exceção a zona traseira do Palco – zona Sul – devido à amplitude de cargas a transmitir à fundação.

2.3. Condicionamentos relacionados com o carácter provisório da estrutura

Na definição das soluções de fundação do Palco teve-se presente que a estrutura teria carácter provisório e que seria posteriormente desmontada, de modo que se optou por uma solução que fosse facilmente desmontável e que os elementos pudessem ser reaproveitados no âmbito de outro projeto futuro.

3. SOLUÇÕES ADOTADAS

3.1. Palco Principal

3.1.1. Aterro de pré-carga

A solução executada consistiu na realização de um aterro de pré-carga com 3,20m de altura, na zona de implantação do Palco. O aterro foi realizado com material proveniente das proximidades com peso volúmico de aproximadamente 20kN/m^3 . A execução deste aterro de pré-carga teve como objetivo minimizar os assentamentos que irão ocorrer aquando da montagem e utilização do Palco. O aterro de pré-carga permaneceu no local durante um período de 90 dias, tendo ocorrido um assentamento máximo de 25cm.



Figura 3 - Gráfico tempo-deformação. Instrumentação da zona do aterro de pré-carga.

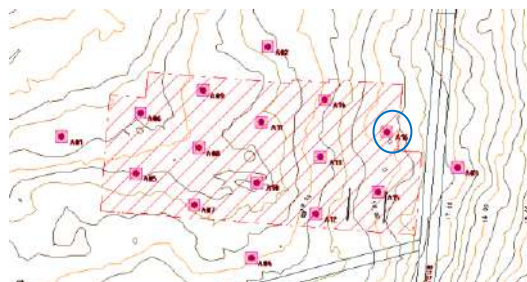


Figura 4 - Localização da marca de assentamento A016.

3.1.2. Fundações

De forma a maximizar a uniformidade da transmissão das cargas ao terreno, a solução preconizada consiste na execução de uma laje de fundação constituída por lajes alveolares pré-fabricadas, com 30 cm de espessura mínima. Devido do aumento da amplitude das cargas em determinados alinhamentos assim como da geometria irregular dos maciços de fundação da cobertura, foi necessário preconizar uma

solução de fundação betonada in situ nessas zonas. Deste modo, a solução divide-se em 4 tipos de solução diferentes:

- Zona corrente: solução em lajes alveolares simplesmente apoiadas em vigas periféricas pré-fabricadas com secção em L ou retangular, de acordo com o desnível existente;
- Periferia dos maciços de fundação da cobertura: solução constituída por uma laje betonada in situ com espessura de 30cm;
- Alinhamentos traseiros – zona Nascente e Poente: solução constituída por uma laje betonada in situ com espessura de 25cm;
- Alinhamentos traseiros – zona central: Viga de fundação com secção 1,65x1,20 m² apoiada em microestacas do tipo TRM com secção 170x7.5mm preenchidas com betão C35/45 e 3 varões $\varnothing 32$ mm no interior. A solução de fundação nesta zona foi compatibilizada com a solução de fundação da cobertura do palco, excluída do âmbito do presente projeto.

Na *Figura 5* é visível a solução definida para a zona corrente, em fase de obra. Na *Figura 6* apresenta-se o modelo 3D de toda a solução.



Figura 5 - Fotografia aérea da fundação do palco - zona de fundação direta.

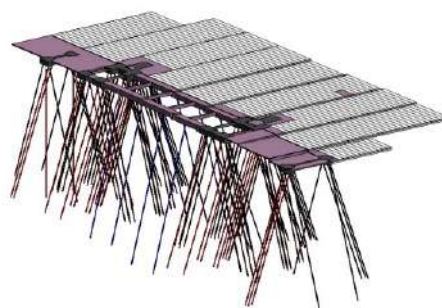


Figura 6 - Modelo 3D das fundações do Palco e da cobertura.

Os prumos que irão fazer a transferência de cargas da estrutura para as fundações deverão permitir o ajustamento de pequenas deformações verticais e ser apoiados sobre barros de madeira ($M_{Rd} > 3kN$ e $V_{Rd} > 35kN$) conforme prática corrente neste tipo de soluções e de modo assegurar uma maior eficácia na uniformização de tensões, bem como a permitir vencer, de forma mais eficaz, o vão dos alvéolos das lajes de fundação

3.2. Ponte militar provisória

Optou-se por uma solução com o tabuleiro do encontro em estrutura metálica materializada numa grelha de vigas principais IPE500 e de travamento em HEB80, dado o carácter provisório da obra e que, dessa forma, permita uma maior facilidade e celeridade de montagem e eventual remoção.

No topo dos perfis principais IP500 apoia uma chapa metálica com 11,0m x 2,0m x 30 mm (x2) onde apoia a viga de estribo de apoio dos suportes verticais da ponte militar.

Por sua vez os perfis IPE500 estão simplesmente apoiados em duas vigas de betão armado que recebem as cargas provenientes dos perfis e as encaminham para as estacas cravadas do tipo TRM.

Tendo em conta as características dos terrenos de fundação identificadas no relatório geológico-geotécnico, optou-se por conceber uma solução de fundações indiretas com recurso a microestacas tubulares em ferro fundido dúctil cravadas do tipo Ø TRM 170 x 7.5mm por via húmida, preenchidas interiormente por microbetão C35/45, e maciços de encabeçamento em betão armado, que deverão receber e transmitir as cargas provenientes da estrutura até aos elementos de fundação. Na *Figura 7* é apresentada a planta da solução dos encontros. Na *Figura 8* apresenta-se o respetivo modelo 3D.

A solução proposta para ultrapassar o condicionamento relativo à passagem superior sobre o passeio / passadiço ribeirinho teve como objetivo minimizar, não só o tempo de execução da obra, mas também os custos associados. Para facilitar a ligação do tabuleiro da ponte à rampa na zona do encontro, manteve-se o primeiro troço da rampa militar prevista à priori, cuja montagem será realizada pelo Exército.

O primeiro troço de rampa irá encostar a um muro de contenção (muro 1) que será executado em betão armado, fundado em microestacas cravadas do tipo Ø TRM 170 x 7.5mm via húmida, preenchidas interiormente por microbetão C35/45, e que irá conter um aterro de agregados leves com 1,60m de altura. A Norte deste muro e a Sul do passeio / passadiço ribeirinho, será executado outro muro (muro 2) estruturalmente igual ao muro 1, mas de maiores dimensões, que irá conter o aterro realizado para materializar a rampa de acesso à passagem superior sobre o referido passeio/passadiço. O muro 2 tem como função, não só conter o aterro de agregados leves, mas também servir de fundação ao tabuleiro que irá materializar a passagem superior sobre o passeio ribeirinho.

A Norte da passagem superior ao passeio/passadiço será executado um muro exatamente igual a muro 2 (muro 3) que irá conter o aterro que materializa a rampa de descida, e que servirá igualmente de apoio ao tabuleiro. Sobre o aterro de agregados leves e sobre o tabuleiro da passagem superior deverá ser executada uma camada de ABGE com 20cm de espessura mínima.

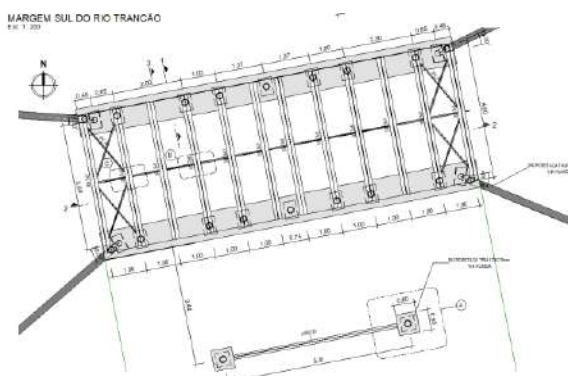


Figura 7 - Estrutura do encontro da ponte militar provisória a instalar sobre o rio Trancão.

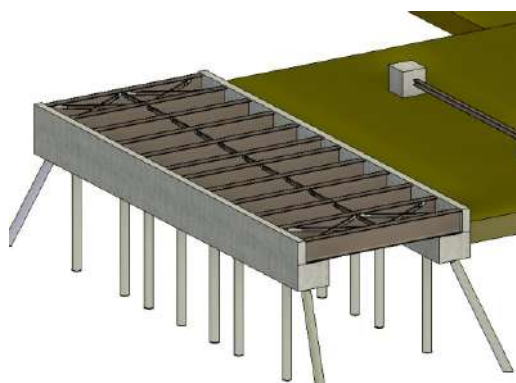


Figura 8 - Modelo 3D dos encontros da ponte militar provisória.

4. ENSAIOS DE CARGA DAS MICROESTACAS CRAVADAS

Tendo em conta as características dos terrenos ocorrentes, associada ao tipo e condicionantes da obra a executar, foram preconizados ensaios de carga, cujos resultados pretendiam analisar o comportamento dos elementos de fundação da cobertura do palco de modo a validar os pressupostos de dimensionamento e fazer uma eventual otimização da solução.

Para o efeito, foram realizados 2 ensaios de carga prévios à escala real, um ensaio à compressão e um ensaio à tração.

As microestacas cravadas de ensaio foram executadas com recurso a um martelo hidráulico de alta frequência, conforme apresentado na *Figura 9*. A cravação foi efetuada via seca até ser cumprido o critério de nega de entrada no estrato miocénico. Na microestaca a ensaiar à tração, foi utilizado um equipamento de perfuração com martelo de superfície para materialização de bolbo no miocénico. Na microestaca autoperfurante interior a furação foi efetuada com bit perdido Ø130mm à rotopercussão utilizando as barras definitivas da microestaca como elemento de perfuração. A progressão da furação fez-se através da colocação de mais barras até ser atingida a profundidade pretendida. À medida que a furação prosseguia introduziu-se pelo interior das varas caldas de cimento que tem como função promover tanto a limpeza e remoção dos detritos de furação para a superfície como a selagem final da microestaca. Em ambas as microestacas de ensaio, o interior ficou totalmente preenchido com calda de cimento tipo I 42.5. Para ambas as microestacas de ensaio, a instrumentação interior foi aplicada através de strain gauges introduzidos com recurso a um varão Ø16mm.

4.1. Ensaio de carga de tração

A estrutura de reação foi materializada através de um maciço de betão armado, com cerca de 2,5mx2,5m e 1m de altura, apresentado na *Figura 10*. A microestaca ensaiada possuía um comprimento de 30,50m, atingindo o substrato miocénico, e a autoperfurante interior possuía 41,5m com selagem no substrato miocénico de, aproximadamente, 10m (Bustamante e Doix, 1985). A carga de ensaio prevista era 850kN. O ensaio de carga foi realizado com 4 ciclos de carga até à carga máxima de 922kN. Adicionalmente foi realizado um 5º ciclo de carga até 1598kN, de modo a testar a capacidade resistente da selagem no estrato miocénico. Mesmo após atingir a carga de 1598kN não se verificou rotura.



Figura 9 - Cravação das microestacas de ensaio.



Figura 10 - Ensaio de carga de tração.

Os principais resultados do ensaio realizado apresentam-se na *Figura 11* e na *Figura 12*.

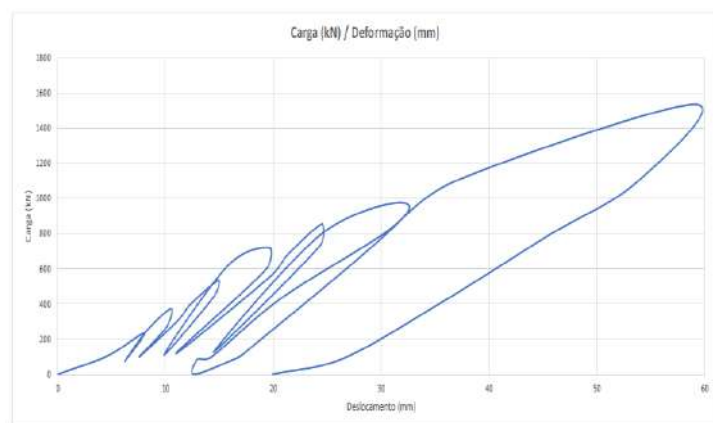


Figura 11 - Gráfico carga-deslocamento na cabeça. Ensaio de carga de tração.

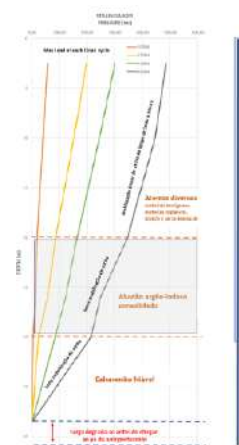


Figura 12 -Gráfico strain gauges - ensaio prévio à tração.

Para a carga de ensaio de 922kN, verificou-se uma resposta forte em todos os ciclos de carga, com uma deformação plástica da ordem dos 13mm e de uma deformação máxima de 33mm. No 5º ciclo de carga, verificou-se uma deformação total da ordem dos 59mm com uma deformação residual de 20mm. Foram instalados um conjunto de “strain gauges” à profundidade de 2.5m, 10m, 20m, 26m, 30m e 38,5m nomeadamente na transição entre o aterro e o estrato aluvionar.

É perceptível a consistência de resultados nos 4 ciclos de carga com traçados de pressão paralelos entre si. É possível verificar com clareza, que o topo do estrato aluvionar se situa à cota de 20m o que é compatível com os resultados das sondagens realizadas no local. Verifica-se que 50% da carga é transmitida ao aterro, e que 30% do comprimento de selagem não foi solicitado. No entanto, devido à grande heterogeneidade do material constituinte do aterro, considerou-se que o comprimento de selagem não deveria ser inferior aos 10m (Bustamante e Doix, 1985), de modo a acomodar a totalidade da carga de tração.

4.2. Ensaio de carga de compressão

A estrutura de reação foi executada com recuso a um pórtico constituído por perfis metálicos apoiado em 4 microestacas semelhantes à microestaca ensaiada à tração. A referida estrutura é ilustrada na *Figura 13*. A microestaca ensaiada possuía um comprimento de 34,00m, atingindo o substrato miocénico. A carga de ensaio prevista era 1820kN. Apesar do extremo cuidado em colocar o macaco em alinhamento com o eixo da microestaca, verificou-se instabilidade do maciço de encabeçamento da microestaca acima de uma carga de 1400kN com o deslocamento horizontal do maciço para poente e norte conforme se pode observar na *Figura 14*. Apesar da rotação do maciço quando se ultrapassou a carga aproximada de 1400kN, verificou-se um aumento contínuo de capacidade de carga de aproximadamente 300kN até aos 1723kN.



Figura 13 - Estrutura de reação do ensaio de carga à compressão.



Figura 14 - Rotação do maciço de encabeçamento da microestaca ensaiada à compressão.

Os principais resultados do ensaio realizado apresentam-se na *Figura 15* e na *Figura 16*.

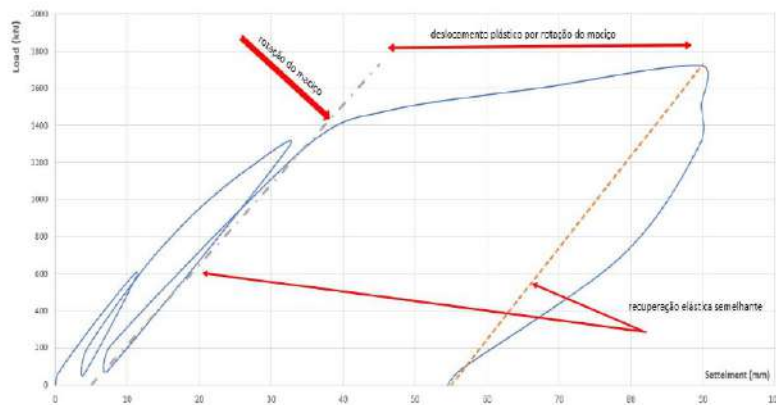


Figura 15 -Gráfico carga-deslocamento na cabeça. Ensaio de carga de compressão.

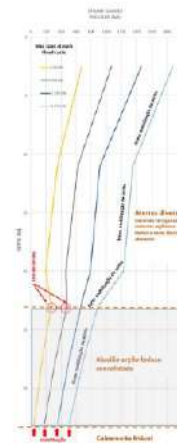


Figura 16 -Gráfico strain gauges - ensaio prévio à compressão.

Foram instalados um conjunto de “strain gauges” à profundidade de 2.5m, 11m, 20m, 23m, 28m e 33m nomeadamente na transição entre o aterro e o estrato aluvionar. Verifica-se consistência de resultados nos 4 ciclos de carga com traçados de pressão paralelos entre si. É possível verificar com clareza, que o topo do estrato aluvionar se situa à cota de 23m, o que é compatível com a informação proveniente das sondagens realizadas no local. Verificou-se uma capacidade de transmissão de carga significava ao aterro com resposta firme entre o 2,5m e 11m e muito boa entre os 20 e 23m de profundidade. Entre a profundidade de 11 a 20m a transmissão de carga ao aterro foi negligenciável. Estima-se que a carga de ponta mobilizada seja da ordem dos 600kN para uma carga da ordem dos 1700 kN. Estima-se que a capacidade em compressão da estaca formada pela microestaca em ferro fundido dúctil exterior e barra autoperfurante interior está acima dos 1800kN, com um deslocamento plástico da ordem dos 20mm e de 40mm quando sujeito a uma carga de 1800 kN.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo teve como objetivo apresentar a solução de fundação do palco principal assim como as fundações da ponte militar a instalar provisoriamente sobre o rio Trancão apresentando os diversos condicionamentos que estiveram na base das escolhas e decisões tomadas.

Tendo por base os condicionamentos já descritos, assim como os resultados dos ensaios de carga mencionados a solução adotada consiste numa laje de fundação constituída por lajes alveolares pré-fabricadas, com 30 cm de espessura mínima, que poderão ser removidas. Nos alinhamentos mais carregados a solução passa de fundação direta para fundação indireta com recurso a microestacas cravadas em ferro fundido dúctil, encabeçadas por vigas de fundação com 1,65x1,20m, ligadas por vigas perpendiculares com secção 0,40x0,80m. Para a execução dos encontros da ponte militar, a solução consiste em duas plataformas constituídas por perfis metálicos apoiados em vigas de betão armado fundadas com recurso a microestacas cravadas em ferro fundido dúctil por via húmida.

A possibilidade de remoção das estruturas foi tida em consideração, tendo-se adotado, sempre que possível, soluções cuja demolição/desmonte fosse mais simples e de modo que as peças constituintes das estruturas pudessem ser eventualmente reaproveitadas.

De modo a validar os pressupostos de dimensionamento das microestacas de fundação, foram realizados 2 ensaios de carga no local de implantação do Palco, um de compressão e um de tração. Os resultados obtidos permitiram validar antecipadamente os principais pressupostos de projeto, garantindo a adequação da solução ao contexto geológico-geotécnico local.

A adequabilidade da solução ao local em que vai ser implementada foi verificada tendo por base os resultados dos ensaios realizados assim como do constante acompanhamento da obra e dos resultados de cravação das microestacas.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se ao Dono de Obra, a autorização para publicação do presente artigo.

Agradece-se igualmente à equipa que permitiu a realização dos trabalhos descritos, nomeadamente à empresa Oliveiras S.A e Geosol S.A, assim como à empresa que realizou a fiscalização da obra, Engexpor – Consultores de Engenharia S.A.

REFERÊNCIAS

Bustamante, M e Frank, R (1999). Current French Design Practice for Axially Loaded Piles. LCPC

SOLUÇÃO DE FUNDAÇÕES E ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO EM AVEIRO

FOUNDATIONS AND DEEP EXCAVATION SOLUTIONS OF A RESIDENTIAL BUILDING AT AVEIRO

Fernandes, Lourenço; *JETSj Geotecnia, Lda., Lisboa, Portugal, lfernandes@jetsj.com**

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

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

Rodrigues, Filipe; *OCTOGONO, Lda., Aveiro, Portugal, octogonolda@gmail.com*

**autor para correspondência*

RESUMO

O presente artigo tem como objetivo apresentar as soluções estudadas e desenvolvidas para as fundações e para a escavação e contenção periférica de um edifício de habitação, em Aveiro, dispondo de uma área de implantação de cerca de 500 m², com um piso enterrado e seis pisos acima do solo. Tendo por base os condicionamentos existentes, bem como o facto das cargas a transmitir ao terreno serem, sobretudo, verticais, preconizou-se o recurso a uma solução de fundações do tipo CPRF (solução combinada de laje e de fundações indiretas), materializada por uma laje de ensoleiramento geral, em betão armado, integrando capiteis onde foram, por sua vez, encabeçadas microestacas cravadas, por via seca, constituídas por tubos em ferro fundido dúctil. As microestacas irão permitir a transmissão, em condições de segurança, das cargas provenientes da estrutura do edifício à formação competente, correspondente às “Argilas de Aveiro”, datadas do Cretáceo. Os dois principais condicionamentos ao projeto e à obra foram a cota do nível freático, devido à proximidade à Ria de Aveiro, assim como a existência de uma parede, previamente executada na periferia do recinto da escavação. Por estas razões, a solução de contenção periférica, consistiu na execução de uma segunda parede, em betão armado, betonada contra a parede pré-existente e travada provisoriamente por escoras metálicas horizontais nas zonas de canto e inclinadas nas zonas centrais, instaladas de forma devidamente faseada com os trabalhos de escavação e execução da laje de fundação.

ABSTRACT

This paper aims to present the solutions studied and developed for the foundations and peripheral earth retaining wall of a residential building, in Aveiro, with an implantation area of about 500 m², with an underground floor and six stories. Based on the existing constraints, as well as the fact that the loads to be transmitted to the ground are mainly vertical, it was recommended the use of a CPRF-type foundation solution, combined solution of a raft and deep foundations with driven micropiles using the dry method, with ductile cast iron. The micropiles will allow the transmission, in safe conditions, of the loads to the “Aveiro Clays”, dating from the Cretaceous. The main constraint on the project were the water level, due to the proximity to the lagoon Aveiro. For that reason, the peripheral earth retaining wall solution consisted of the execution of a second wall, in reinforced concrete, cast against the pre-existing wall and temporarily braced by horizontal steel struts of the corner areas and inclined in the central areas of the slab.

1. INTRODUÇÃO

Refere-se o artigo às soluções de fundações indiretas e de escavação e contenção periférica, a executar no âmbito da empreitada do edifício multifamiliar, localizado na rua Engº. Silvério Pereira da Silva nº 12-14, união das freguesias Glória e Vera Cruz, no Concelho de Aveiro, conforme a Figura 1 ilustra.



Figura 1 – Vista aérea do local de intervenção (imagens retiradas do Google Earth).

No presente artigo, são descritas as soluções estudadas e desenvolvidas para as fundações e escavação e contenção periférica de um edifício com área de implantação de cerca de 500m², com um piso enterrado e seis pisos acima do solo. As soluções desenvolvidas tiveram em consideração os principais condicionamentos existentes, tendo-se optado por propor e por conceber, em geral, as seguintes soluções:

- Fundações indiretas por microestacas cravadas por via seca em Ferro Fundido Dúctil, combinadas com laje ensoleiramento geral em betão armado;
- Estruturas de contenção periférica executadas através de tecnologia do tipo Berlim definitivo travados provisoriamente por escoras metálicas.

Antes do início dos trabalhos foi executada a demolição de um edifício conforme ilustrado na Figura 2.



Figura 2 – Vista do local de intervenção antes do início dos trabalhos (imagens retiradas do google maps - street view)

A obra foi executada numa região densamente urbanizada com edifícios adjacentes ao limite do lote onde se desconhece a cota de fundação.

Após a demolição do edifício existente, procedeu-se à preparação da plataforma de trabalho e iniciou-se a execução das microestacas cravadas em ferro fundido dúctil conforme ilustrado na Figura 3.



Figura 3 - Vista do local de intervenção após demolição, execução das microestacas dúcteis cravadas.

É possível visualizar a preparação da cofragem, colocação de armadura da viga de coroamento e de armadura de espera ao longo do contorno do limite da escavação.

Na Figura 4 é ilustrada a vista do local de intervenção após execução da viga de coroamento, aplicação das escoras metálicas de canto na viga de coroamento, escavação em talude e execução do betão de regularização do fundo de escavação.



Figura 4 – Vista do local de intervenção antes da instalação das escoras inclinadas

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, envolvendo a execução de 3 sondagens DPSH, com comprimentos de 8 a 11 m. A partir da campanha de prospeção realizada foi possível definir um zonamento geotécnico e as respetivas propriedades geomecânicas, conforme o Quadro 1 indica:

Quadro 1 - Zonamento e valores estimados dos parâmetros geomecânicos adotados

Zona geotécnica	Espessura (m)	Litologia	Nspt	Parâmetros geotécnicos			
				γ [kN/m ³]	c_u [kN/m ²]	ϕ' (°)	E_s (MPa)
ZG1	4,4	Solos silto-argilosos muito deformáveis	1	12	0,5	25	1,3
ZG2.A	3,0	Solos areno-siltosos com alguns seixos do Plio-Plistocénico	7	14	0	28	11
ZG2.B	1,4		29	22	0	33	85
ZG2.C	1,8		45	24	0	34	160
ZG3	n	“Argilas de Aveiro” do Cretáceo	>60	25	150	32	250

ϕ' – ângulo de atrito interno; c_u – resistência não drenada; γ – peso específico característico; E_s – Módulo de deformabilidade

2.2. Condicionamentos hidrogeológicos

Atendendo à localização da obra, a cota do nível freático é afetada pelo efeito maré do rio Vouga. Para efeito de dimensionamento dos elementos de fundação, admitiu-se o nível freático à cota +5,06 m, o que corresponde a 2 m acima do fundo de escavação.

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. Ensoleiramento geral

Atendendo aos condicionamentos existentes, sendo o mais condicionante o hidrogeológico, adotou-se como solução de fundações o ensoleiramento geral em betão armado, de forma a acomodar os impulsos hidrostáticos combinado com a

solução de fundações indiretas com recurso a microestacas cravadas. Como ilustrado na Figura 5, o ensoleiramento geral dispõe de uma laje de betão armado com duas espessuras distintas, de 0,30 m, na região identificada a azul, e de 0,50 m, na região representada a cinza.

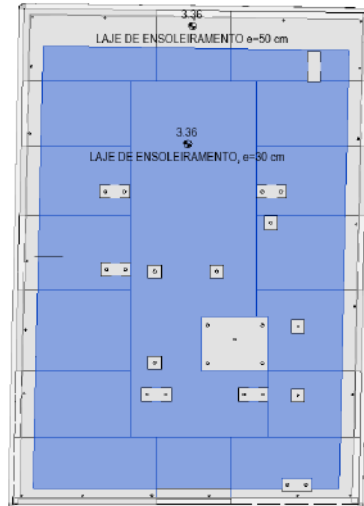


Figura 5 - Vista em planta da laje de ensoleiramento geral e das microestacas.

3.2. Fundações Indiretas

Como referido, a solução estrutural foi definida de acordo com o prazo de execução e, numa perspetiva de assegurar a segurança, a qualidade do comportamento em serviço, durabilidade e a economia da obra.

Tendo por base os condicionamentos existentes e o facto das cargas a transmitir ao terreno serem, sobretudo, de compressão, preconizou-se o recurso a uma solução de microestacas cravadas (Zhão, 2009), com tubos em ferro fundido dúctil, encabeçadas por maciços em betão armado integrados na laje de ensoleiramento geral.

Inicialmente foram projetados três tipos distintos de fundações, que posteriormente passaram para cinco tipos distintos de fundação. Podem-se destacar os seguintes:

- M.1 e M.1.A, encabeçando apenas uma microestaca cravada;
- M.2 e M2.A, encabeçando duas microestacas cravadas;
- M.3, encabeçando cinco microestacas cravadas.

Na Figura 6 é ilustrada a vista em planta dos maciços de encabeçamento.



Figura 6 - Vista em planta dos maciços de encabeçamento

As microestacas foram cravadas na vertical por via seca, em ferro fundido dúctil, sendo incorporado um varão roscado no interior da mesma, e preenchidas com microbetão C35/45.

Os maciços de encabeçamento M.1 e M.1.A são constituídos por uma microestaca cravada com seção ϕ 170x9,0 mm e um varão de reforço ϕ 32 mm A500NR SD, com chapa metálica no topo, cujas dimensões são 380x380x40 mm, ou por uma microestaca cravada com seção ϕ 118x7,5 mm e um varão de reforço ϕ 32 mm A500NR SD, com chapa metálica no topo, com medidas 250x250x25 mm. Ambas as chapas metálicas estão enroscadas ao varão com recurso a porca metálica.

Os maciços de encabeçamento M.2, M.2.A e M.3 são constituídos apenas pelas microestacas cravadas de maior seção, ou seja, ϕ 170x9,0 mm com um varão de reforço ϕ 32 mm A500NR SD e com chapa metálica no topo, cujas dimensões são 380x380x40 mm.

As microestacas foram dimensionadas para acomodar as cargas já descritas, tendo sido considerado que as mesmas cargas serão transmitidas ao terreno, predominantemente através de resistência de ponta. Os esforços foram determinados tendo em conta a carga transmitida pela estrutura e a sua distribuição nos maciços de fundação. Destaca-se que foi considerado que o critério de paragem pré-definido (nega) deverá corresponder a uma taxa de cravação inferior a 30 mm durante 60 s associado a um martelo de alta frequência de cravação (superior a 400 pancadas por minuto) e de energia de impacto de 3,5kJ.

4. MODELOS DE CÁLCULO

4.1. Laje de ensoleiramento – modelo global

A laje de ensoleiramento geral em betão armado foi dimensionada com recurso ao programa de cálculo Sap2000, onde foram consideradas as diversas combinações de ações relevantes, de forma a estimar os respetivos esforços e deformações. No

programa Sap2000, as lajes foram modeladas com recurso a elementos finitos do tipo Shell, e foram dimensionadas com base no modelo de bandas ortogonais nas duas direções, integrando-se os esforços ao longo da seção. O momento torsor nestes elementos foi considerado através da anulação da respetiva rigidez, promovendo o equilíbrio através dos esforços M11 e M22. As microestacas foram modeladas com recurso a molas verticais com rigidez equivalente à seção e ao comprimento do tubo metálico. Na *Figura 7* apresenta-se uma imagem do modelo desenvolvido.

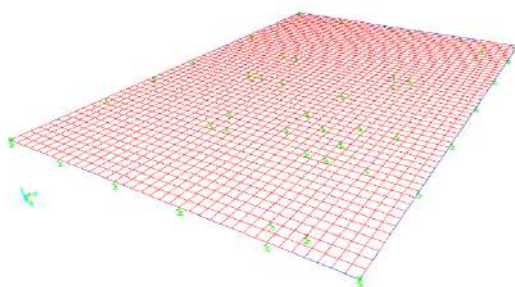


Figura 7 - Modelo de cálculo da laje de ensoleiramento geral.

4.2. Estrutura de contenção periférica

De forma a analisar o comportamento da estrutura de contenção periférica no que se refere a esforços e deformações, foi utilizado o programa de elementos finitos *Plaxis 2D*, particularmente vocacionado para o efeito, simulando todas as fases construtivas. Para efeitos de modelação do terreno foram utilizados os parâmetros apresentados no Quadro 1.

A análise desenvolvida consistiu no estudo da seção tipo, considerada como representativa e mais condicionante, com o intuito de estimar as deformações, estados de tensão e esforços nos elementos constituintes da solução e a estabilidade da escavação a conter, bem como ainda estimar os incrementos de deformação em estruturas e infraestruturas vizinhas à escavação.

No programa *Plaxis 2D*, as paredes de betão armado foram modeladas com recurso a elementos finitos do tipo plate, o travamento das escoras foi modelado com elementos do tipo “Anchor” com uma rigidez equivalente à escora HEB 200 com 11 m de comprimento.

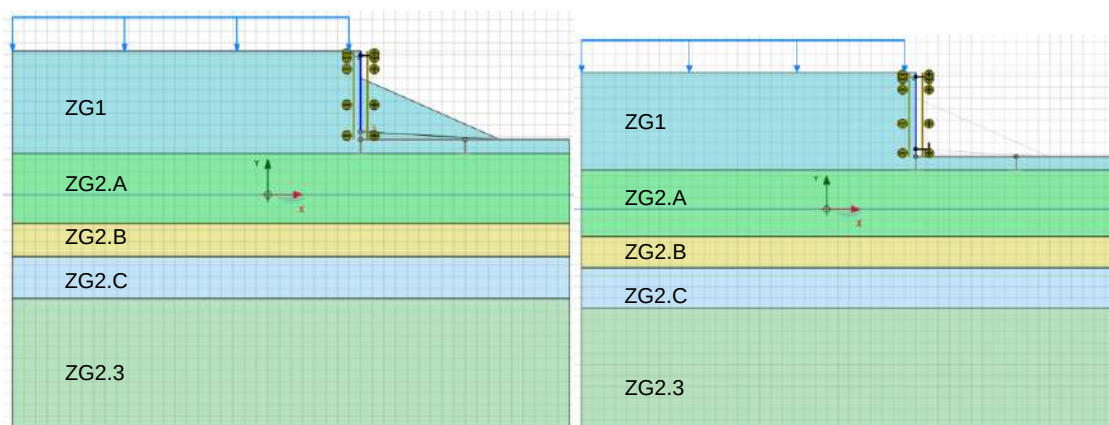


Figura 8 – Modelo de cálculo da estrutura de contenção do tipo Berlim definitivo travada provisoriamente com escoras metálicas horizontais

Apresenta-se na Figura 9 uma das seções tipo modeladas e os resultados das deformações horizontais no tardo da contenção para a fase final da escavação, em que já estariam executados o primeiro nível de travamento (escora metálica) ao nível da viga de coroamento, e o segundo travamento (laje de ensoleiramento) ao nível do fundo da escavação. A deformação horizontal máxima na última fase de escavação foi estimada em 8.4 mm, sendo este um valor perfeitamente compatível com o bom desempenho de todas as estruturas e infraestruturas vizinhas para uma escavação com cerca de 3 m de profundidade.

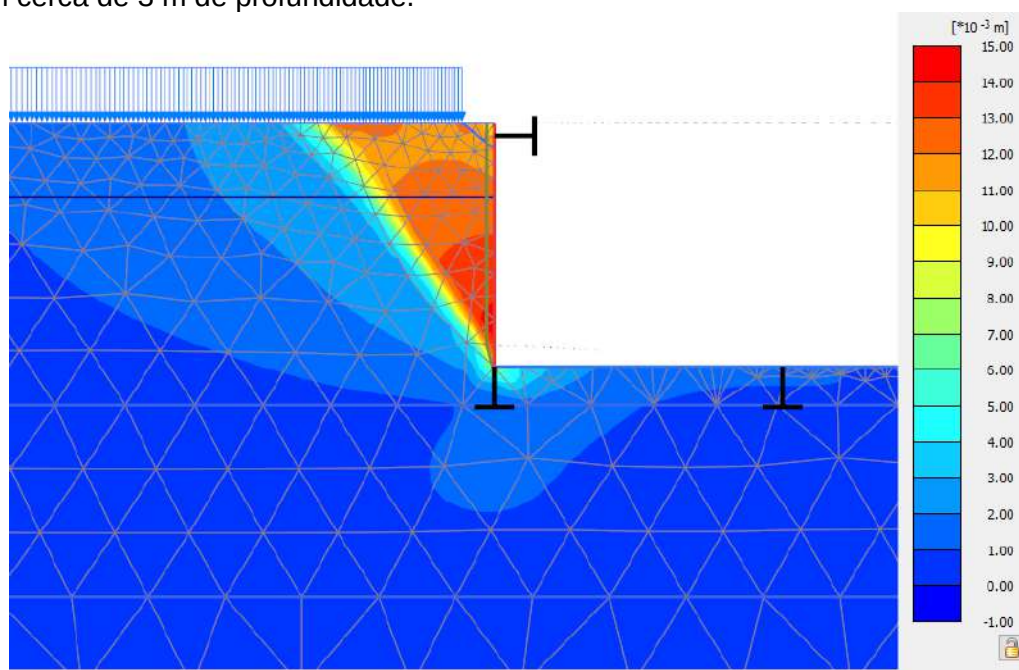


Figura 9 – Modelação da seção tipo da contenção periférica e deslocamentos horizontais na fase final da escavação

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo teve como objetivo apresentar as vantagens do uso da tecnologia de execução de estruturas de contenção periférica do tipo Berlim definitivo, em especial a sua versatilidade e adaptabilidade às condições reais da obra. Este tipo de solução permite a realização de alterações à solução inicialmente preconizada, no que diz respeito à painelização e ao número de travamentos provisórios a realizar, reduzindo a prazo de intervenção e, conseqüentemente, o seu custo. No mesmo enquadramento, destacam-se as vantagens associadas ao recurso a soluções de fundação indiretas recorrendo à tecnologia de microestacas cravadas em ferro fundido dúctil.

Considera-se ainda importante sublinhar que o uso de ferramentas BIM em projetos de escavação e contenção periférica/ fundações 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.

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 OCTÓGNO, LDA.

REFERÊNCIAS

DIP EN 1994-1-1: 2010 -Load Bearing Capacities PGF Pile System according to German standard;

Zhãõ, Y.G. (2009): Concrete filled steel pipes.

SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA NO EMPREENHIMENTO THE ONE, LISBOA

EXCAVATION AND PERIPHERICAL RETAINING STRUCTURAL SOLUTIONS AT THE ONE DEVELOPMENT, LISBON

Justiniano, Ricardo, *JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, rjustiniano@jetsj.com**

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

**autor para correspondência*

RESUMO

O presente artigo é referente às soluções de execução da escavação e contenção periférica no empreendimento The One, localizado junto ao túnel sob a avenida João XXI, e do edifício sede da CGD, em Lisboa. O artigo incide sobre as soluções implementadas de estruturas de contenção periférica executadas através da tecnologia do tipo Muros de Berlim Definitivos, suportados em microestacas e travados horizontalmente por pregagens de elevada rigidez axial sub horizontais definitivas, ancoragens provisórias e escoramentos metálicos provisórios. O empreendimento apresenta 3 pisos enterrados, em meio densamente urbano. As soluções desenvolvidas foram condicionadas pelas infraestruturas existentes, em particular, o túnel da João XXI, os condicionamentos geológicos geotécnicos e os condicionamentos arquitetónicos.

Foi desenvolvido um plano de instrumentação e observação do túnel sob a avenida João XXI, das estruturas vizinhas e das estruturas de contenção periférica. A implementação do plano de instrumentação e observação permitiu a confirmação dos pressupostos de projeto e com base em retro-análises, a otimização das estruturas de contenção periférica.

ABSTRACT

This article refers to the solutions for executing the excavation and peripheral earth retaining structures of The One development, located next to the tunnel under the Avenida João XXI, and CGD's headquarters, Lisbon. This article focuses on the implemented solutions of Permanent Berlin Walls, supported over micropiles, and horizontally braced by permanent sub horizontal high stiffness nails, temporary anchors and temporary steel bracing. The development has 3 underground floors, in a densely urban environment. The solutions were conditioned by the existing infrastructures, namely, the tunnel under the Av. João XXI, the geotechnical geological constraints, and the architectural constraints.

A maintaining and observation plan was developed for the tunnel under the Avenida João XXI, neighbouring existing structures and earth retaining structures. The execution of maintaining and observation plan allowed the confirmation of the design assumptions as well the optimization of the peripheral earth retaining structures supported by back-analysis.

1. INTRODUÇÃO

O presente artigo é referente às soluções de escavação e contenção periférica implementadas no âmbito da execução da empreitada de escavação do empreendimento *The One*, localizado na Avenida João XXI, em Lisboa.

A localização do empreendimento condicionou fortemente as soluções adotadas, sobretudo devido à proximidade do lote ao Túnel sob a João XXI, bem como da sede da Caixa Geral de Depósitos (CGD), adjacente ao lote a intervencionar. Na figura 1 é apresentada a localização da obra.



Figura 1 – Localização do empreendimento *The One*

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1. Condicionamentos Geológicos e Geotécnicos

No âmbito da campanha de prospeção geológica geotécnica realizada, foram executados um conjunto de 8 furos de sondagens com recolha de amostras, ensaios SPT e com instalação de piezómetros em 4 furos. Estes ensaios permitiram a caracterização dos terrenos intercetados durante a escavação, em linha com a Carta Geológica de Portugal, folha 34 (Lisboa) bem como a avaliação das propriedades geomecânicas dos mesmos. No Quadro 1 são apresentados os valores considerados no âmbito do projeto de escavação e contenção periférica.

Quadro 1 – Propriedades Geomecânicas

Zona Geológica	Formação	γ (kN/m ³)	C_u (kPa)	c (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
G1	Aterros	18	-	2	31	15
G2A	Solos argilosos muito rijos	20	200	-	-	80

G2B	Solos argilosos duros	21	300	-	-	125
G3A	Solos arenosos muito compactos	21	-	2	39	150
G3B	Arenitos	22	-	25	41	250

A instalação dos piezómetros permitiu identificar a cota do nível freático, situado abaixo do fundo de escavação. Durante a execução dos trabalhos verificou-se o fundo de escavação seco, confirmando as informações da campanha de prospeção.

Complementarmente foram realizados 8 poços de inspeção adjacentes às estruturas vizinhas, de forma a avaliar a profundidade das fundações dos edifícios existentes, bem como as respetivas condições de fundação.

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. Da análise do solo verificou-se uma forte presença de SO_4^{2-} , o que conduziu a uma classe de exposição do betão de XA3. Tendo por base o estipulado na NP EN 206-1 (IPQ) associado à falta de cinzas volantes no mercado, o betão considerado para as paredes de contenção periférica correspondeu a um C40/50.

2.2. Condicionamentos relativos às Condições de Vizinhança

Relativamente aos condicionamentos de vizinhança, o edifício sede da CGD encontrava-se adjacente ao lote em quase toda a extensão dos alçados poente. No entanto, na zona do PT, a manter durante a execução dos trabalhos, as caves do edifício sede da CGD recuam, criando uma zona com solo a conter, mas de difícil execução de ancoragens provisórias.

No alçado norte encontra-se o túnel sob a Av. João XXI, a cerca de 6m de distância do lote, inviabilizando igualmente a execução de ancoragens provisórias, tendo por base a geometria do túnel.

Do lado nascente, os alçados são condicionados pelos edifícios existentes, com mais de 60 anos, sem caves, com fundações diretas e 6 ou 7 pisos acima do solo.

No alçado nascente existem igualmente um conjunto de muros de alvenaria de tijolo, pertencente aos lotes vizinhos, a preservar. Nas figuras 2 e 3 são apresentados os condicionamentos de vizinhança.



Figura 2 – Vista Norte

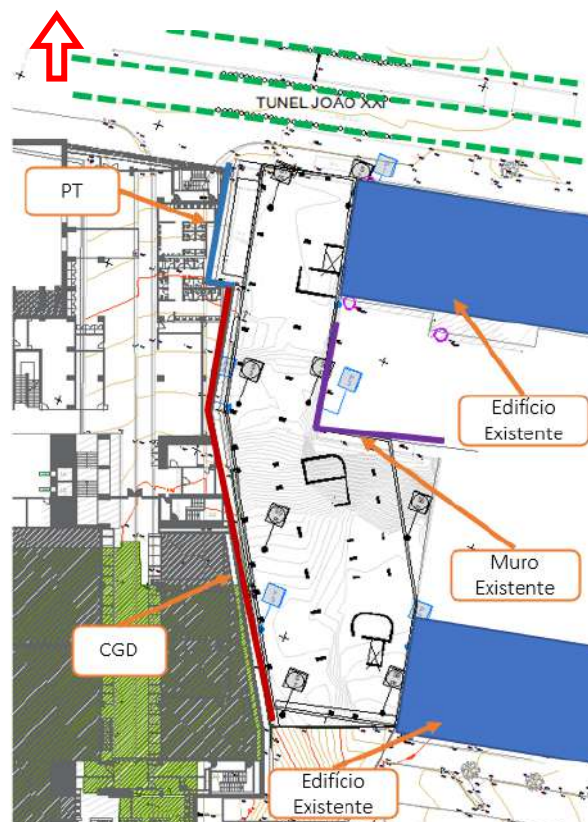


Figura 3 – Planta de Condicionamentos relativos às condições de Vizinhança

3. SOLUÇÕES PROPOSTAS E EXECUTADAS

Relativamente às soluções adotadas para os trabalhos de escavação e contenção periférica, tendo por base os condicionamentos geológicos e de vizinhança apresentados no capítulo 2, foi considerado o recurso à tecnologia de Berlim Definitivo.

Nesta solução, as paredes de betão armado são executadas de cima para baixo, através de painéis primários e secundários, por níveis de escavação, sendo apoiados verticalmente durante os trabalhos de escavação em tubos de microestacas N-80, selados em estratos competentes.

Ao nível dos travamentos horizontais das paredes de contenção periférica, foram adotadas soluções de ancoragens provisórias, escoras metálicas provisórias e ou pregagens sub horizontais definitivas de elevada rigidez axial.

Em geral, considerou-se a solução com recurso a ancoragens provisórias, sendo que, em fase definitiva, o travamento é assegurado pelas lajes dos pisos enterrados.

Nos casos dos alçados junto ao PT e junto ao túnel sob a Av. João XXI, dada a proximidade das estruturas existentes, considerou-se um sistema de travamento com recurso a escoramento metálico, conforme figuras 4, 5 e 6.

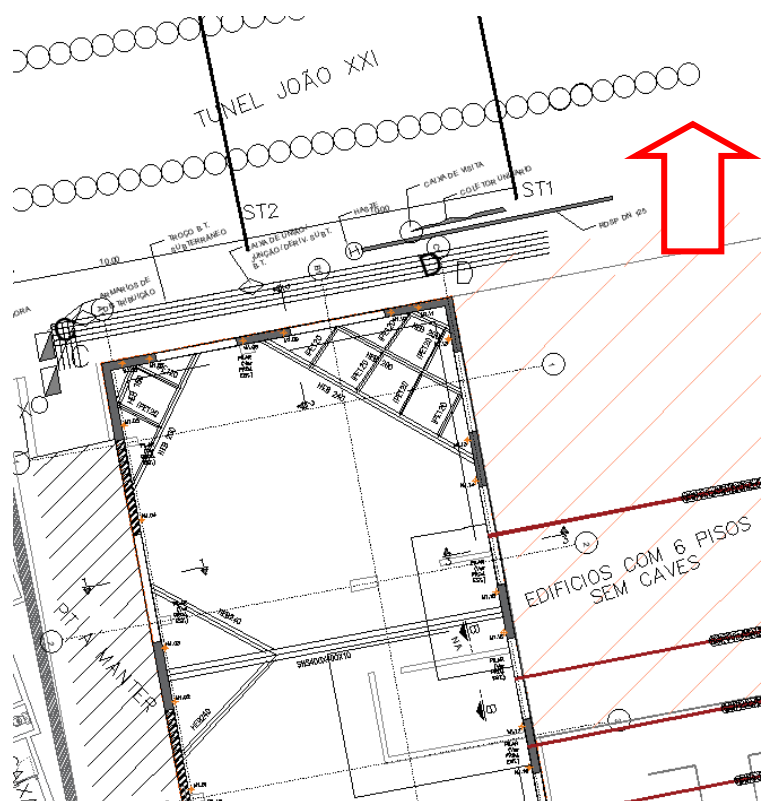


Figura 4 – Planta de Escavação e Contenção Periférica – Zona Norte

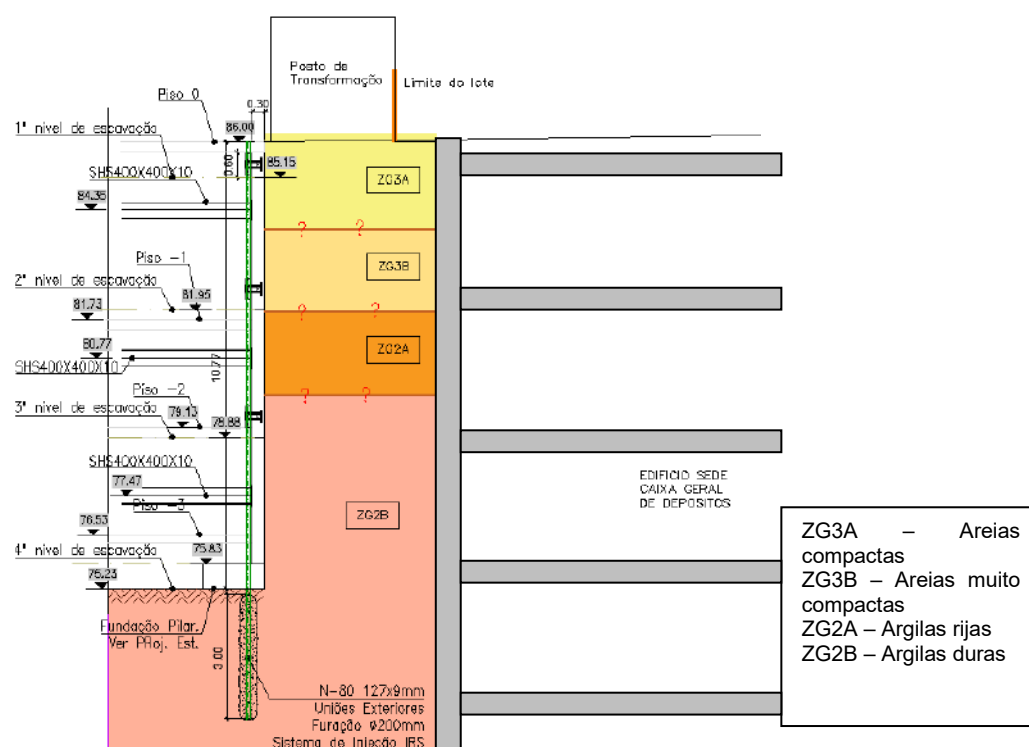


Figura 5 – Corte 1-1 no alçado poente junto ao PT/ CGD



MURO DE ALVENARIA A MANTER

Limite do Lote
Cota do Muro existente
90.85

90.10
90.02
89.92
89.77
89.44
81.75
79.15
78.53
75.25

1º nível de escavação
2º nível de escavação
3º nível de escavação
4º nível de escavação
5º nível de escavação
6º nível de escavação
7º nível de escavação

1 VARRÃO Ø43MM
GEWI PLUS
EMBAIHADO NO COMPRIMENTO LIVRE
PRE-ESFORÇO 400KN

1 VARRÃO Ø43MM
GEWI PLUS
EMBAIHADO NO COMPRIMENTO LIVRE
PRE-ESFORÇO 400KN
COM DUPLA PROTEÇÃO CONTRA A CORROSÃO

10.00 (?)
8.00 (?)
7.00 (?)
6.00 (?)
mín. 6.00
mín. 6.00
mín. 6.00

ZG3B
ZG3A
ZG2A

Armadura provisória / 2m
Ø 90,6
Bola de selagem com Ø 200mm
Sistema de Injeção IRS
600kN
(Pré-esforço)

Armadura provisória / 8m
Ø 90,6
Bola de selagem com Ø 200mm
Sistema de Injeção IRS
600kN
(Pré-esforço)

N-80 127x8mm
Uniflex Exteriores
Furação Ø200mm
Sistema de Injeção IRS

6.00

LEGENDA:

- ZG3A – Areias compactas
- ZG3B – Areias muito compactas
- ZG2A – Argilas rijas
- ZG2B – Argilas duras

Figura 7 – Corte Tipo 3-3 na zona muros existentes e a preservar

4. MODELOS

Para o cálculo das paredes de contenção periférica o projeto foi apoiado pelo programa de cálculo automático Plaxis 2D, onde foram modeladas as estruturas enterradas, os solos, associados às propriedades geomecânicas, e o processo construtivo a implementar na obra. Na figura 8 é apresenta-se o modelo tipo, da zona do corte 3-3.

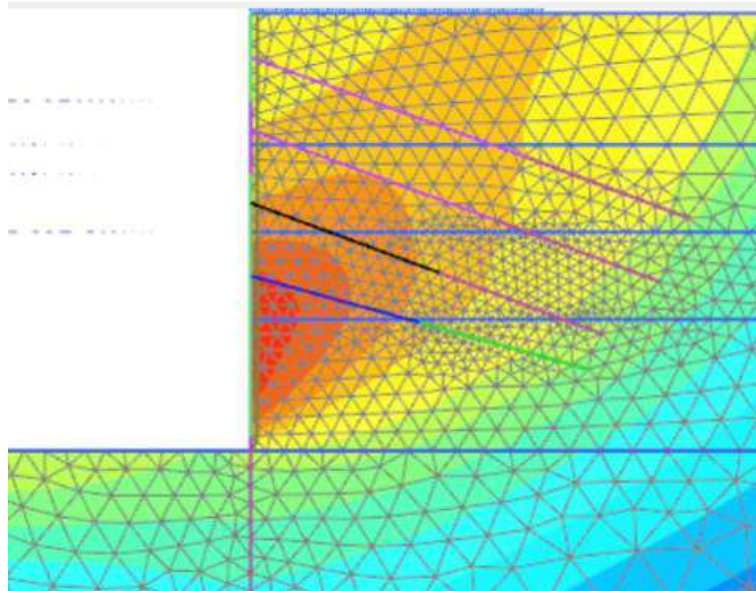


Figura 8 – Modelo Plaxis 2D – corte 3-3

Tendo em consideração os resultados obtidos da análise do solo escavação, bem como dos resultados do plano de instrumentação e observação, realizaram-se retro análises para otimização dos travamentos dos pisos inferiores.

5. EXECUÇÃO

No presente capítulo é apresentado um conjunto fotográfico (figuras 9, 10, 11 e 12) da evolução da obra, desde o início dos trabalhos até ao final da instrumentação.



Figura 9 – Início dos trabalhos de escavação junto ao PT / edifício sede CDG



Figura 10 – Vista do alçado Norte (PT à esquerda, Túnel sob Av. João XXI ao centro, edifício existente à direita).



Figura 11 – Zona de Canto da parede – Contenção Periférica a muro existente a tardoz



Figura 12 – Vista Global da obra, com início da execução das lajes dos pisos enterrados

6. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

No âmbito da execução dos trabalhos de escavação e contenção periférica, foram instalados dois conjuntos de sistemas de instrumentação: 1) instrumentação no interior do túnel sob a Av. João XXI, em período noturno, constituído por alvos topográficos; 2) instrumentação nos edifícios existentes e nos muros de contenção, constituída por alvos topográficos, células de carga e inclinómetro. Nas figuras 13 e 14 é apresentado o resultado da instrumentação no interior do Túnel e nos edifícios existentes e paredes de contenção.

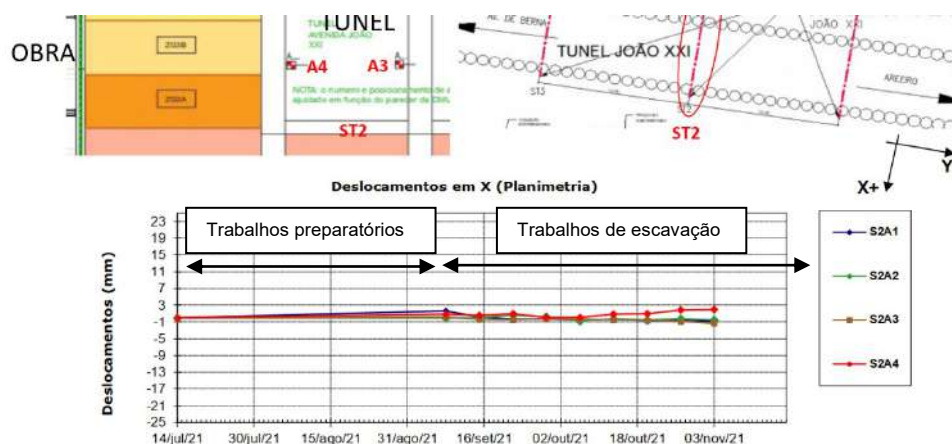


Figura 13 – Deformações na direção da escavação -Túnel João XXI

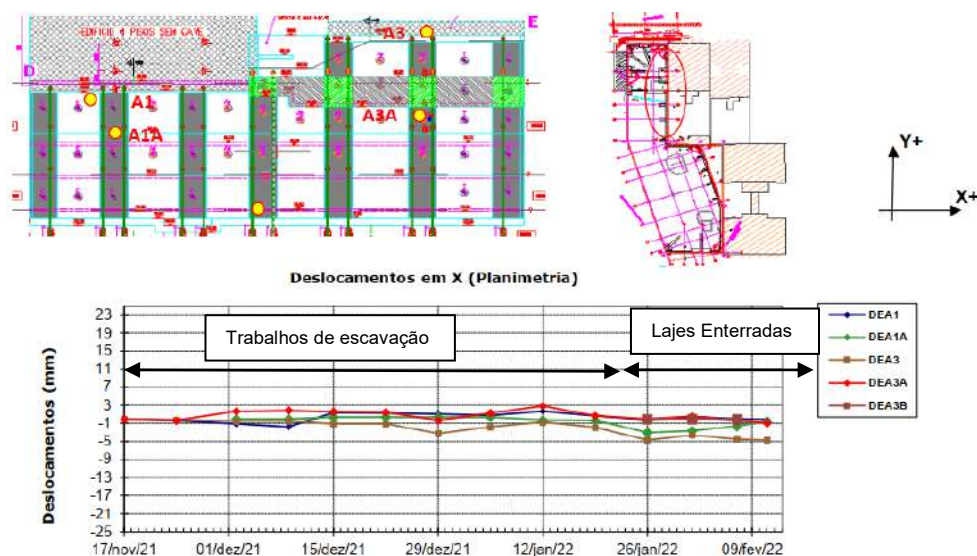


Figura 14 – Deslocamento para fora do plano – Muros - zona de maior escavação

7. 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, KIG XXI Lda, 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 empresas: Omatapalo, empreiteiro geral, Drill Go, empreiteiro de geotecnia, FTD lda, projetista de estrutura e FICOPE, Fiscalização.

REFERÊNCIAS

LNEG. Carta Geológica de Portugal, escala 1:50 000, folha 34- Lisboa.

IPQ (2007), NP EN 206-1. Betão, Parte 1, Especificação, desempenho, produção e conformidade,

18º CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA

12º ENCONTRO DE JOVENS GEOTÉCNICOS

14 DE MAIO DE 2023

**CANDIDATURAS AO PRÉMIO JOSÉ FOLQUE EM LÍNGUA PORTUGUESA
E EM LÍNGUA INGLESA**

DEEP AND COMPLEX EXCAVATION IN AN URBAN ENVIROMENT IN MIRAFLORES, OEIRAS

Dos Ramos, M., *JETsj Geotecnia Lda, Lisboa, Portugal, mramos@jetsj.com*

ABSTRACT

This paper addresses the design and building solutions for the peripheral earth retaining structures, required for the construction of private condominium, which is a building complex of two building each 14 storeys high. The excavation footprint has approximately 6000 m² with the deepest excavation depth of 9 m. The majority of the excavation intersected on heterogenous landfills, resting on top of Lisbon's Vulcanic Complex. The site is located in Miraflores, near Monsanto Forest Park, surrounding the site there are public roads and other building constructions taking place. To minimize settlements around the excavation a secant pile wall was built, and braced either by a concrete strip slab or temporary ground anchors, the north elevation has an open filed, which was used to create a slope, to access to the final excavation level allowing an easy way to remove the soil.

1. INTRODUCTION

The private condominium is based on two buildings with 14 storeys high on a plot with over 6000m², and will have three levels below ground, with and maximum excavation just over 9 m.

The main concerns of earthwork were the tight deadline, the geological and geotechnical environment, and the nearby constructions and infrastructure. This project was done using Building Information Modelling (BIM) software REVIT, to aid the project design and compatibilization of geotechnical solution with the surrounding constrains. In figure 1 is possible to see the locations of the constructions site as well as its final architecture.

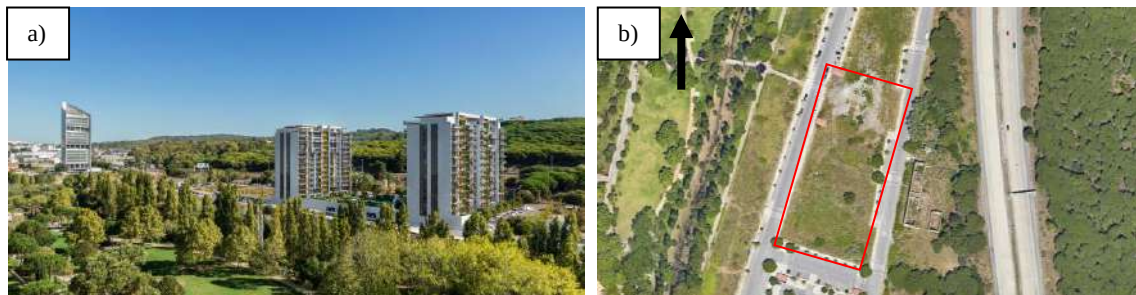


Figure 1 – Building perspective (a), Site location (b)

2. MAIN RESTRAINTS

2.1. Geological and geotechnical conditions

The site investigation has done through eight boreholes for standard penetration testing (SPT), and sample collection for visual classification, as well as laboratory testing such as Lugeon and slug test to measure permeabilities.

Point load testing was also done on the rock mass samples at the deepest part of the excavation.

Though the site geological and geotechnical investigation it was possible to confirm that the site was located on the Lisbon's Volcanic Complex, covered by a heterogeneous landfill deposit layer. In figure 2 is presented the geological chart of Portugal, 34-D Lisbon.

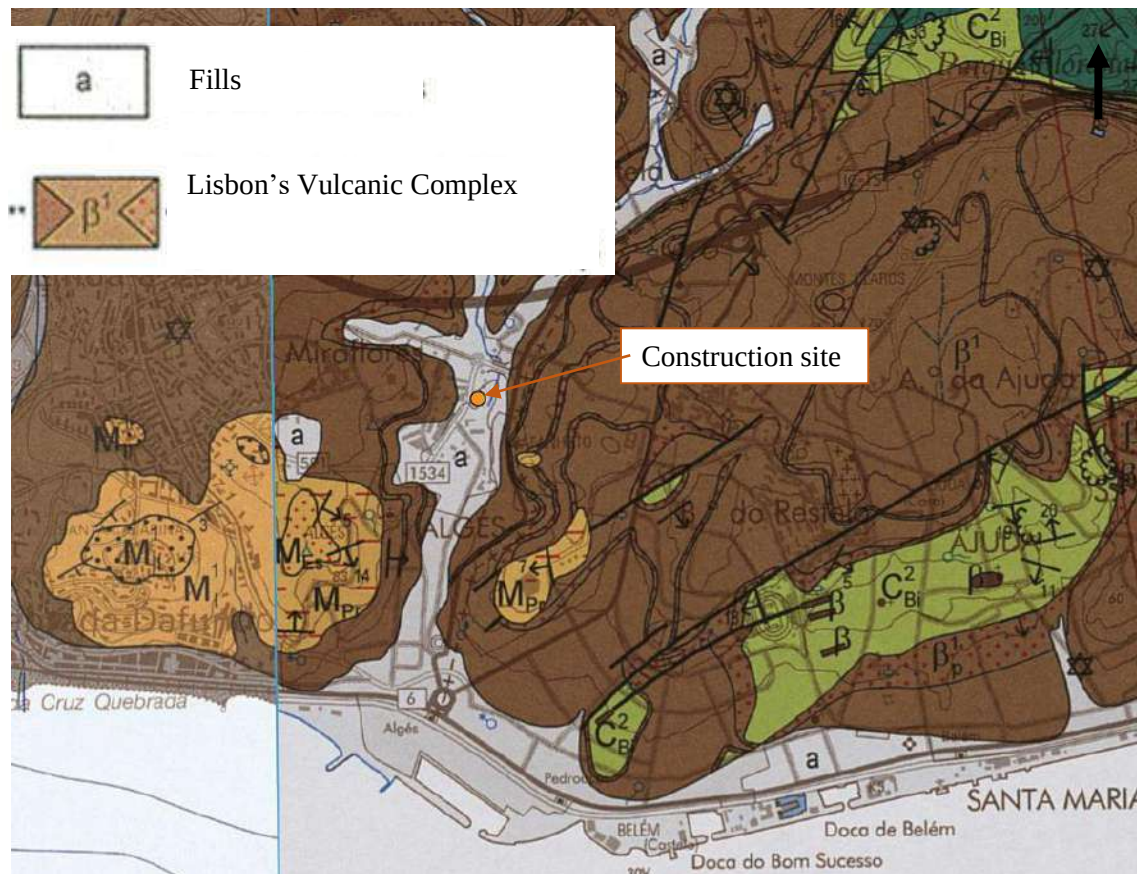


Figure 2 - Portugal Geological chart 34-D

According to the site investigation it was also possible to establish four geotechnical zones. ZG4 the first zone consists of a heterogeneous urban landfill layer mostly fractured basaltic rock mass and sandy-clay mix with an average depth of six meters, underneath there is ZG3 which consists on very fractured basalt rock mass classified as a W5-4/F5, below we find ZG2 which is an altered to very altered basalt rock mass classified as a W3-4/F4-5, lastly we have ZG1 which consists on altered basalt rock mass.

The laboratory testing on the basalt rock mass show a high modulus of elasticity reaching values of 180MPa on the ZG3, increasing to 850MPa on the ZG2. In the table 1 it is possible to observe the considered geotechnical parameters according to the site investigation information.

Table 1 – Geotechnical zone parameters

Geotechnical zone	Dry Weight γ (kN/m ³)	Cohesion c' (MPa)	Angle of internal friction ϕ°	Elastic Modulus E (MPa)
ZG4	19	0	28	10
ZG3	22	0.06	24	180
ZG2	24	0.35	28	850
ZG1	26	3.60	35	6000

Figure 3 shows the samples collected during the site investigation borehole.



2.2. Hydrology

The hydrologic scenario is very important as it can condition the excavation and earth retaining structures. The groundwater table was found in between the +14 and the +22-meter level even though the water is present, it's mostly a concern on the fills on average as they are more permeable than the fractured basalt rock mass of the Lisbon's Vulcanic Complex.

In terms of permeability the laboratory tests confirmed that the fractured rock mass has on average a low permeability value, being in the order of 1×10^{-5} cm/s. In the figure 4 we can observe the permeabilities of the different geological zones on a geological profile.

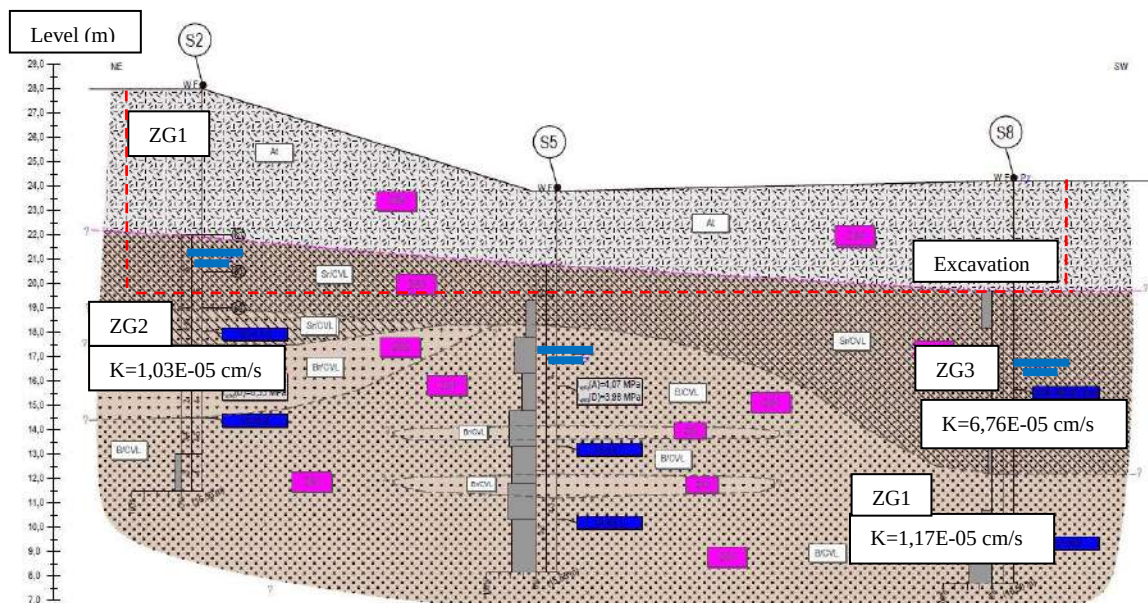


Figure 4 - Geological Profile with permeabilities by geological zones, red line indicated the excavation, and the blue lines the groundwater level on the boreholes

2.3. Construction restraints

The site was located on an urban location surrounded by roads on three elevations and by an empty land plot on the north elevation. On the west elevation, across the road there is an excavation taking place with a diaphragm wall braced with temporary ground anchors, these end up on limit of the construction site, on the same elevation adjacent to the plot limit there are also two electric substations (figure 5) which can't be disturbed, being a possible hazard.



Figure 5 - Electric substation

The topography of the plot is uneven been at the level +26 on the east elevation and at the level +28,50 on the west elevation thus the excavation is over 6 m on the lower elevation and over 9 m on the other. In figure 6 there is an aerial view of the site with the main constrains highlighted.

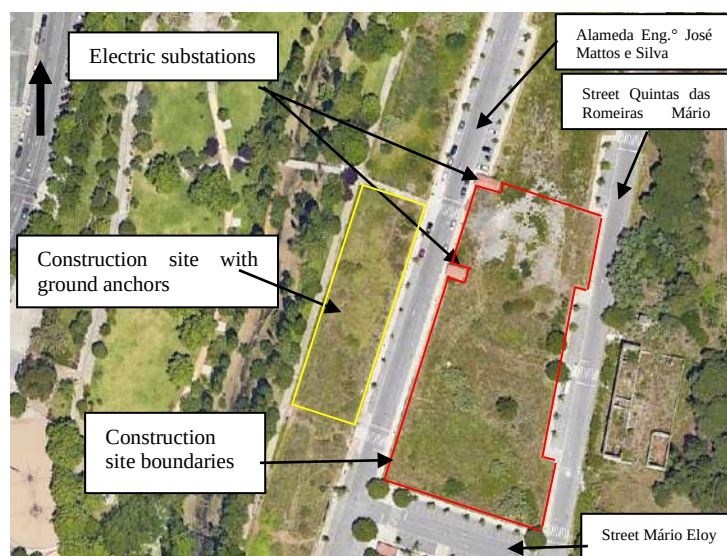


Figure 6 – Site location and main constrains.

3. ADOPTED SOLUTION

The adopted solution was designed considering safety, the tight timeframe, minimum ground deformations and interference with the surrounding infrastructures as well as the nearby construction, with excavation works.

The design solution was a overlapped pile wall which consisting on 500mm diameter piles spaced 400mm. The primary piles consist of unreinforced piles, which reach the ZG3, as the basalts have an average low permeability piles lengths were reduced. As for the secondary piles which are reinforced, they have an embedment length of 2,5 m on the rock mass underneath the maximum excavation depth, ranging from 7 to 12 m. The primary piles are in place to secure a watertight structure, below the primary pile until the maximum excavation depth a shotcrete lining solution will be applied between the secondary piles until the excavation bottom to guarantee a watertight final solution. In figure 7 and 8 until the adopted solutions on top and bellow ZG3.

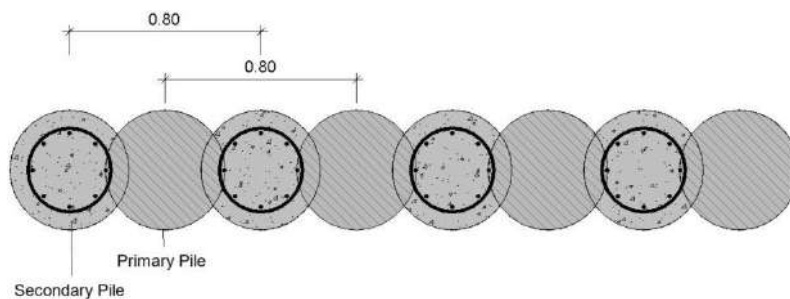


Figure 7 - Pile wall solution above ZG3

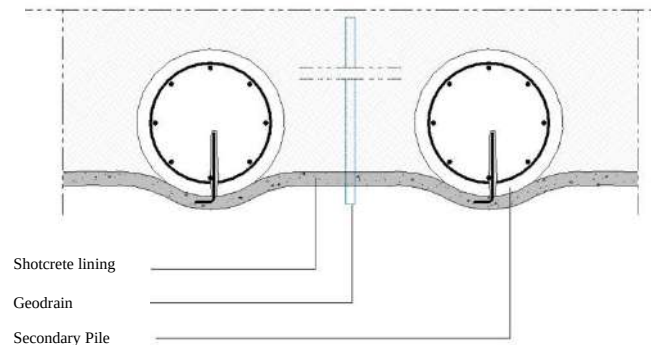


Figure 8 - Pile wall with shotcrete lining below ZG3

On the east and south elevations the secant pile wall are braced at the level +26 which is at the same level as the -1 floor thus the piles will have a short cantilever of 3 m, before being braced with temporary ground anchors, this solution wasn't viable for the west elevation as the temporary ground anchors from a nearby construction site were already prestressed the soil around the elevating, making a solution with temporary ground anchors not ideal as they would have to be very long and with an angle of about 50° which was not effective (Varghese, P.C, 2012). In figure 9 we can observe a generic section of the solution.

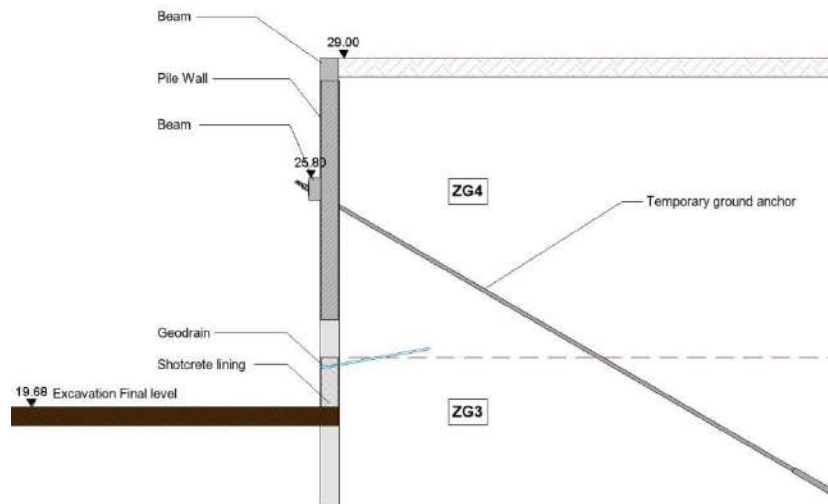


Figure 9 - South and east elevation solution

A strip slab solution was designed to provide support to the pile wall on the west elevation, as the topography is already at the +26 level, a strip slab as made on the -1 floor level of the building. The strip slab is divided in three distinct parts in a first instance to expedite the excavation and on a second instance united to envelope the whole west elevation.

As time was a main concern the plot was divided on three distinct areas two of them where the buildings will be raised from either end of the plot (areas A), and a central area (area B). Areas A will each be secure by a 40-meter strip slabs and area B with a length of roughly 40 meters will be used to create a ramp to aid access to the bottom of the excavation an expedite the removal of soil. After excavating and raising the building to level +26 m, the strip slab will be completed, and unique 120-meter span strip slab will support the pile wall on the west elevating. Leaving an internal area of six thousand square meters free to complete the excavation. Figure 9 shows a generic cross section of the design solution and figure 11 a 3D view of the model.

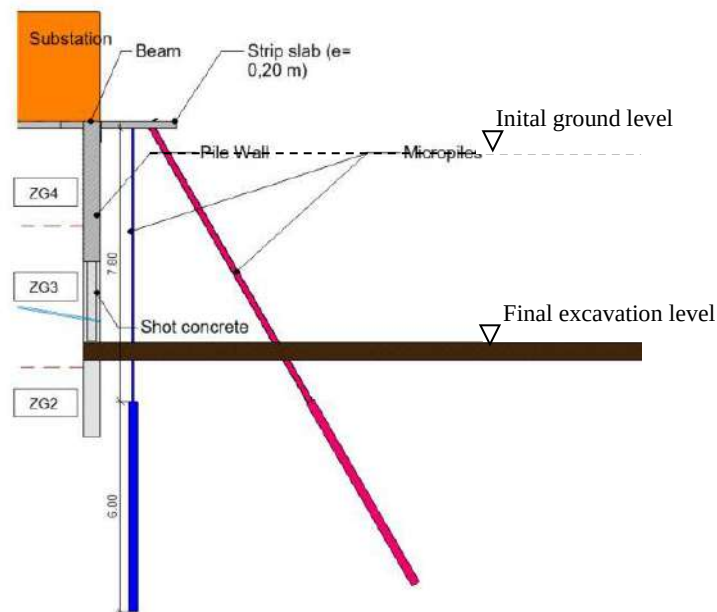


Figure 10 - West elevation solution

The north elevation as there are no constraints, will be used as a temporary ramp to access the excavation final level, and help the removal of the excavated ground, when the excavation is completed, a concrete wall will be constructed using a traditional method and filled until the final elevation level.

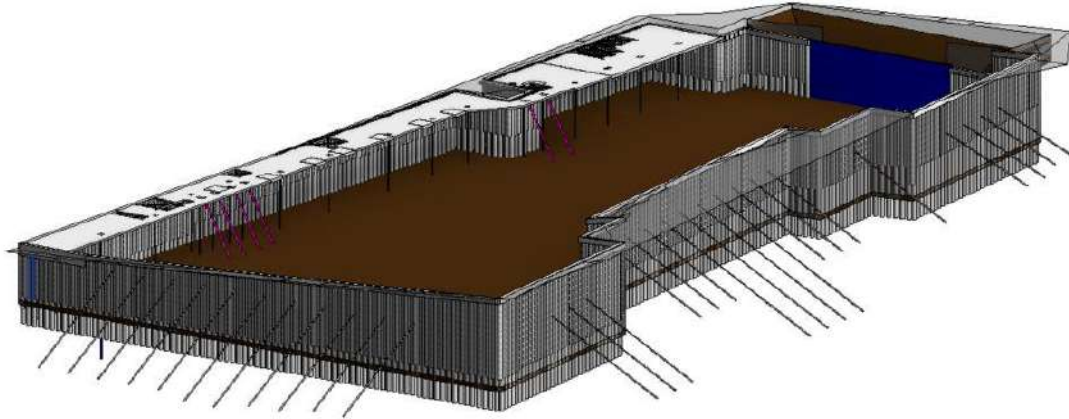


Figure 11 - 3D view of the final earth retaining solution

4. DESIGN

To reach the final design of the earth retaining structure multiple software were used. The designed solution of the secant pile wall was analysed using a finite element software (PLAXIS 2D), in which was able to assess the deformations on the nearby ground and structures as well as the forces applied to the various structures as presented in figure 11. The strip slab was designed using a finite element software (ROBOT), and the design solutions was done using the software REVIT, where a 3D model was made.

With the 3D model done, various tasks are simplified such as earthwork quantities, reinforced concrete volumes or even steel profiles lengths can be taken instantly from the model, this is possible since BIM methodology is based on parametric modelling which means that each design element can host relevant data that can be used through all the project lifecycle (Azhar, S. 2011).

In the figure 12 is presented the estimated horizontal displacements on the pile wall from the finite difference software.

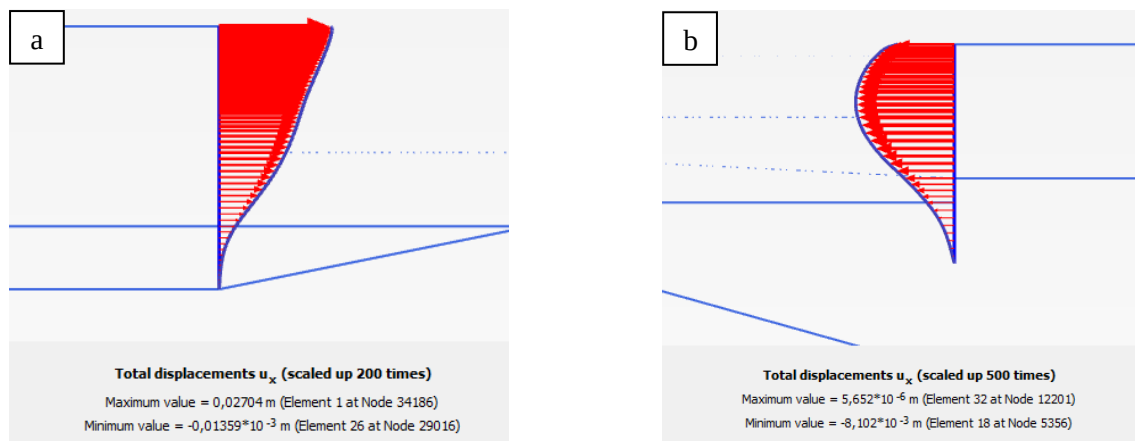


Figure 12 – PLAXIS 2D maximum displacements on the pile wall on the east elevation of the left (a) and on the right the west elevation (b)

In figure 13 is presented the model made in the autodesk softwate (ROBOT) for the strip slab.

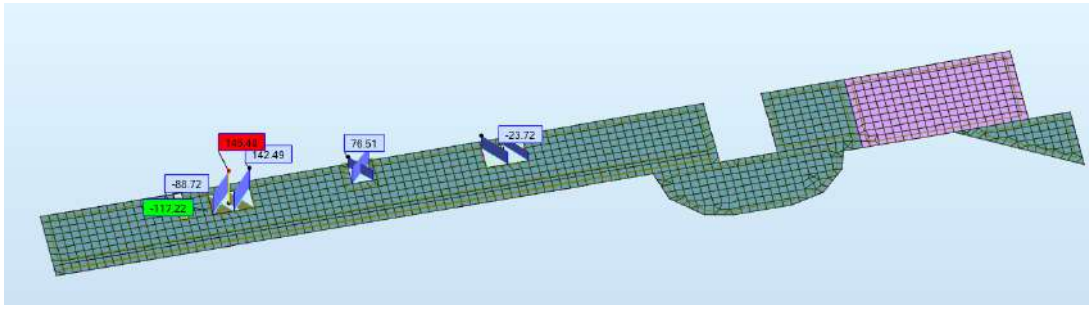


Figure 13 - ROBOT model of the strip slab

5. EXECUTION

Due to the complex geology of the site, piles lengths weren't all ways accurate as they have to be embedded in the bedrock and sometimes there had to be deeper or shallower than estimated, there was also some difficulty in executing piles on the edge of the east elevation as the bedrock showed very stiff. Figure 14 and 15 shows a picture taken on site during the execution of the overlapping pile wall.



Figure 14 – Execution of the pile wall



Figure 15 - Secant pile wall

6. MONITORING AND SURVEY PLAN

A monitoring and survey plan was put in place to verify on time the design solution, and confirm geotechnical parameters used on the design phase, thus assuring the safety of the construction site via a back analysis.

The monitoring and survey plan consists of various equipment such:

- 30 surface measuring points on the secant pile wall, which measure displacements.
- 1 inclinometer to measure horizontal ground movement.
- 1 piezometer to measure the groundwater table level.
- 2 load cells to measure the real loads on the temporary ground anchors.

The warning and alarm criterium were defined based on the predicted displacements calculated using the finite element software (PLAXIS2D). If the predicted displacements surpass the alarm criterium reinforcement measures must be taken.

7. FINAL REMARKS

In sight of the complex geotechnic and geological environment found at the site, and with a tight timeframe for the built, the secant pile wall solution was ideal for the speed, watertight and adaptability of the solution, since the site area was substantial, it was possible to allocate at the same time five bored pile drilling machines on site, which expedite the process, since the temporary ground anchors were unviable on the west elevation, the strip slab solution came without constraints.

By using BIM to model the solution, the integration of the 3 cranes to a support the construction was done without obstacles as the 3D model of both projects were combined (figure 15), confirming that the foundations of the tower cranes which are materialized by 8 inclined micropiles did not intercept the temporary ground anchors supporting the pile wall.

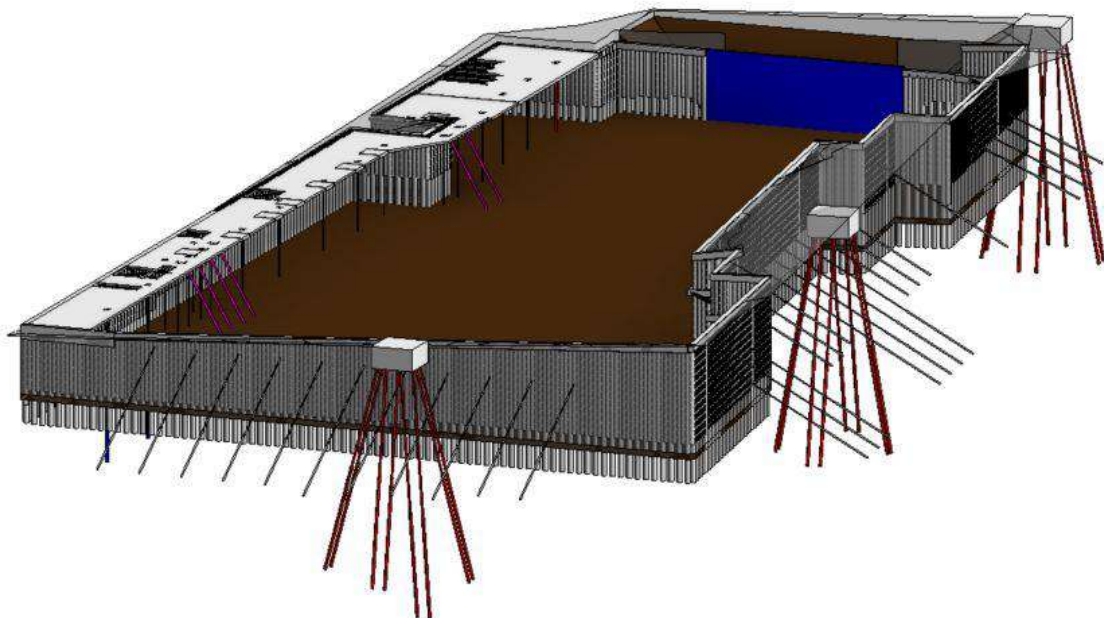


Figure 16 - 3D model of the earth retaining solution with the tower crane foundations.

The design solution was successful as the piles were able to be made until the required depth and a watertight solution is in place (Rajapakse, R.). Other construction site around the location

went for a different approach, as water was a concern a diaphragm wall solution was implemented and had to be underpinned during the excavation works as it didn't have the capacity to be executed on the hard bed rock of the Lisbon's Volcanic Complex.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author would like to thank my colleagues for their support that made this work possible, as well as the constructor and owner for the permission to present this paper.

REFERENCES

Azhar, S. (2011). Building Information Modeling (BIM): Trends, Benefits, Risks, and Challenges for the AEC Industry, *Leadership and Management in Engineering*, Vol. 11, pp. 241–252.

Rajapakse, R. Pile Design for structural and geotechnical engineers,

Raapakse, R. (2008) Pile Design and Construction Rules of Thumb.

Varghese, P.C (2012) Foundation Engineering

COMBINED PILE-RAFT AND RAFT FOUNDATION MODELLING AND DESIGN FOR THREE DISTINCT OFFICE BUILDINGS IN LISBON, PORTUGAL

Sousa, André, JETsj Geotecnia, *Lisbon, Portugal*, asousa@jetsj.com

ABSTRACT

In recent years many projects were designed using the Combined Pile-Raft Foundation (CPRF) concept. In this paper, several 3D models are presented and discussed for the foundation design of three office buildings, that were built using the Combined Pile-Raft and Raft Foundations solutions, near the right bank of Tagus River in Lisbon, Portugal. The study was based on geotechnical information provided by the site investigation and by Static and Dynamic Load Tests on Driven Piles, both performed in several spots evenly distributed at the site. The developed 3D model was able to simulate the behaviour of the piled raft foundation system. Additionally, an extended study was performed to evaluate the effect of pile driving depth, pile spacing, pile cross section and raft thickness, on the overall behaviour of the Combined Pile-Raft and Raft Foundation.

1. INTRODUCTION

In this paper, the modelling and geotechnical design of the foundations for three office buildings in Lisbon, Portugal is presented.

These buildings were built close to the Tagus River, which brought geological and geotechnical restraints.

The three lots had different constraints regarding the number of basements, as well as the ground layer found at the level at which the building foundations were to be executed:

- Lot 1, despite being in the most unfavourable geotechnical zone, with thicker alluvial deposits, it had one more basement than the other Lots, therefor was designed with a raft foundation directly over the more compact Miocene sand and clay layer, with areas of greater thickness near the building cores and walls with a greater load level;
- Lot 2, the most geotechnically conditioned lot. In order to control differential settlement, a pile-raft solution with a combination of barrettes, with the same diaphragm wall technology used for the retaining walls, as well as pre-cast driven piles, was studied;
- Lot 3, the Miocene Layer was outcropping, therefore, despite having the same number of basements as the Lot 2, it was possible to design a traditional raft foundation solution, directly over the most competent geotechnical layer, corresponding to the more compact Miocene sands and clays.

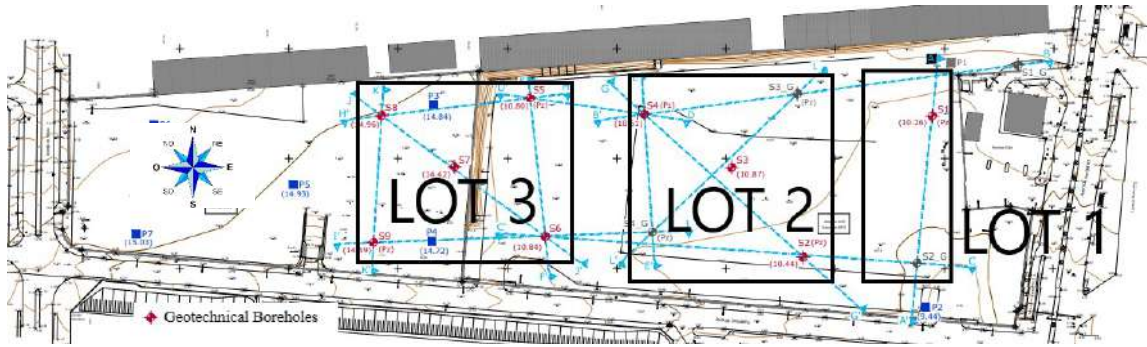


Figure 1 Building Lots and Boreholes for Geotechnical Investigation

2. GEOTECHNICAL CONSTRAINTS

This chapter presents the main geotechnical constraints that affected the solutions studied.

2.1. Geotechnical Investigation

A site investigation campaign consisting of eleven boreholes was carried out with SPT tests. The location of the boreholes is shown in Figure 1.

In general, the area where the lots are located is at a low topography level and alluvial zone, corresponding to old water courses that formerly flowed into the Tagus River, with a general orientation WNW-ESE (main water course) and SW-NE (secondary water course). Under these alluvial deposits layer is the Miocene layer, characterized by the "Areolas de Braço de Prata" which is formed by compact sands and clays (as illustrated in Figure 2).

Throughout the intervention area were identified landfill deposits, resulting from various anthropic actions developed over time and of diverse nature.

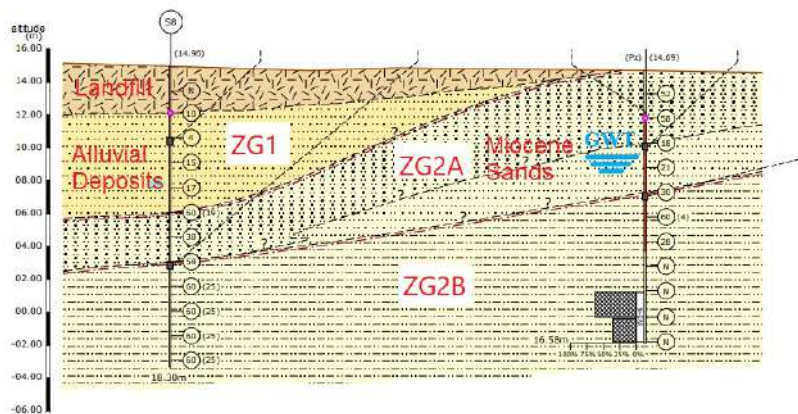


Figure 2 Site investigation geological and geotechnical profile.

2.2. Hydrology and Permeability

The study of the ground permeability, as well as of the water lines crossing the site area proved to be very important for the design and execution of the foundation solutions. These permeabilities were evaluated based on laboratory analyses of samples taken during the boreholes drilling.

The Miocene layers in the investigated area are mainly composed of fine silty-clayey sands, sandy silts, and silty clays, sometimes with the intercalation of very fossiliferous levels. In general, this Miocene complex has porosity permeability (primary), but locally it may present fissure permeability in the more carbonate/fossiliferous layers (secondary permeability).

This Miocene complex, due to its fine sandy, silty-sandy, and clayey-sandy composition, has average moderate to low permeability, providing unfavourable conditions for water percolation with moderate to not very significant flows. The retaining wall reached this layer with lower permeabilities, which drastically reduced the water inflow into the excavation pit. In general, the foundations for the 3 lots were several meters below the investigated ground water level.

2.3. Geotechnical Parameters

The geotechnical parameters related to the identified geotechnical zones, presented in Table 1, were estimated, considering the geotechnical zones defined during the site investigation as well as specialised bibliography, and on the experience in similar works in nearby sites.

Table 1 Geotechnical Parameters

Geotechnical Zone	Lithology	NSPT	Cu (kPa)	ϕ'	E' (MPa)	Eu (MPa)
ZG1	Landfill and other materials that may have been displaced	1-17	-	30	10	-
ZG1	Alluvial Deposits	0-8				
ZG2A	Fine silty-clayey sands and sandy silts	10-41	-	33	50	-
ZG2B	Silty clays, clayey silts and sandy silts	24-60	200	-		100
ZG2C	Fossiliferous lumachelic/calcarene levels	>60	-	38	150	-

3. FOUNDATION SOLUTIONS

Two types of foundation solutions were adopted for the three lots. The main criteria for choosing the solution was the control of differential settlements. In cases where the foundation level was directly over the more compact Miocene layer, a raft solution was recommended. When the foundation level intersected alluvial deposits, a combined pile-raft foundation solution (CPRF) was studied to control deformations.

3.1. Raft Foundation

The raft foundation solution consists of a continuous slab, connected to the retaining walls by bolts. In the areas where there are higher loads, as for example under the lifts and stairs boxes, greater thicknesses were considered in order to better control differential settlements (Figure 3(a)).

This type of solution allows the hydrostatic vertical uplift pressures, which can be mobilized in the long term, to be accommodated, without having to provide an extensive drainage solution.

3.2. Combined Pile-Raft Foundation

The Combined Pile-Raft foundation (CPRF) solution consists of a continuous foundation slab connected to the peripheral walls by bolts. In areas where there is a greater concentration of loads, such as at the lifts and stairs boxes, the execution of rigid, approximately rectangular barrettes was considered, using the same diaphragm wall technology used for the execution of the retaining walls. At areas under structural columns, thicker areas of the slab were adopted, with driven precast piles resting over the more compact layer (Miocene sands and clays), to reduce settlement in these areas and to homogenise displacements throughout the foundation (Figure 3(b)).

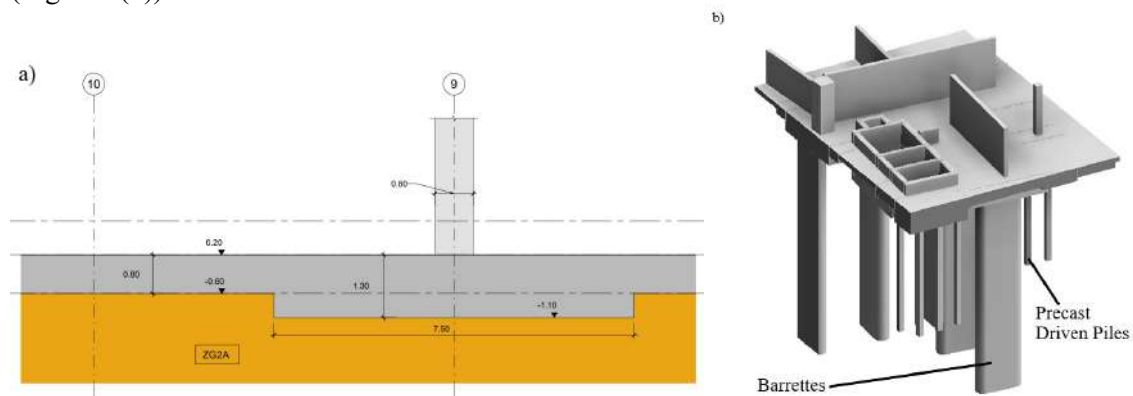


Figure 3 (a)Raft foundation solution at Lot 1; (b)Pile-Raft foundation solution at Lot 2.

4. STRUCTURAL DESIGN

4.1. Raft Foundation Design

The design of a raft foundation consists of the distribution of the loads that come from the structure to the slab, which in turn will transmit them to the ground.

The key issue to this type of design is to minimise the differential settlements derived from the heterogeneous spatial distribution of structural loads.

In this particular case, there is also the action of uplift hydrostatic pressures, which were taken into account in the long-term design of this slab.

To reduce the differential settlements, thicker areas of the foundation slab were adopted under the structural columns and walls.

The design of Raft Foundation solutions considered the following main design states:

- Maximum total settlements;
- Differential settlements;
- Bending moments and shear forces at the raft slab.

4.2. Combined Pile Raft Foundation Design

There are several design methods for combined piled-raft foundations, with guidelines from Poulos (2000, 2001), Poulos, Small, and Chow (2011), Fellenius (2015), among others. The main goal is that the load is transferred to the ground by both the raft and piles. The loads are resisted by the bearing capacity between the raft and soil and by the lateral friction and end bearing capacity of the piles. The design method should comprise 4 phases:

- Preliminary study where the viability of the solution is analysed;
- Mapping of the piles and definition of their general characteristics;
- Detailed study of the optimal number of piles;
- Estimation of settlements, bending moments, and shear forces at the raft, as well as axial loads and bending moments at the piles.

The design of CPRF solutions considers, according to Poulos (2001):

- Ultimate bearing load for axial, shear stresses, and bending moments;
- Maximum total settlement;
- Differential settlement;
- Bending moments and shear forces at the raft slab;
- Bending moment and axial loads at the piles.

5. IN SITU TESTS

5.1. Pile Driving Analyser

To estimate the real bearing capacity of the precast driven piles, 9 load dynamic load tests were performed using the “Pile Driving Analyser (PDA)” method. The tests were performed on a square prefabricated reinforced concrete piles of section 300x300mm² (Figure 4).

The results obtained from the dynamic load test indicate several layers of low to medium strength up to a depth of approximately 2.9 to 13.1 meters, where the shaft resistance is lower than 90kN/m². Under this layer, a zone of higher resistance was found, with a shaft resistance ranging from 128 to 524 kN/m². The tip resistance for these piles was between 14.6 and 18.2 MPa.

These values (both for the shaft and tip resistance) are an underestimation since low energy was being transferred during these tests to guarantee pile integrity.



Figure 4 Pile Driving Analyser preliminary tests being executed at Lot 2.

6. MODELLING

The modelling was performed using software PLAXIS 3D. For the Pile-Raft foundation of Lot 2, PLAXIS 2D axisymmetric mode was also used for the calibration of the modelled inclusions with empirical methods widely used in the past.

6.1. FE models for structural elements

Different Finite Element (FE) models were chosen for each of the structural elements to simulate their behaviour in both the short and long term.

6.1.1. Foundations Slabs

The foundation slabs were modelled with Plate Elements (Plaxis, 2023).

6.1.2. Precast Driven Piles and Barrettes

Both the Precast Driven Piles and the Barrettes were simulated using the embedded beam element in PLAXIS 3D. These elements describe the interaction between the piles and the surrounding soil. The interaction at the shaft and at the tip is described by means of embedded interface elements. The pile is considered as a beam which can cross a volume element at any place with any arbitrary orientation. Due to the existence of the beam element three extra nodes are introduced inside the volume element.

6.1.3. Connection between the Foundation Slab and the Retaining Wall

The ground retaining wall and the foundation slab are connected by a linear element which allows shear forces to be transmitted, however rotations are free. This behaviour allows the simulation of the bolted connection between the two elements.

6.1.4. Structural Columns and Walls

The structural loads for all relevant combinations, are simulated in the model by the means of point loads applied at the gravity centre of the structural columns and walls.

The structural wall behaviour was simulated by implementing a rigid beam along the wall centreline, which will redistribute the point load along the walls path, and there for avoiding any numerical problems that may appear due to the high concentrated loads (applied at the walls gravity centres).

6.2. PLAXIS Models

6.2.1. Raft Foundation models for Lots 1 and 3

The raft foundation models for lots 1 and 3 were obtained by modelling plate elements with different thicknesses (Figure 5). The geotechnical layers were modelled according to the parameters presented at Table 1.

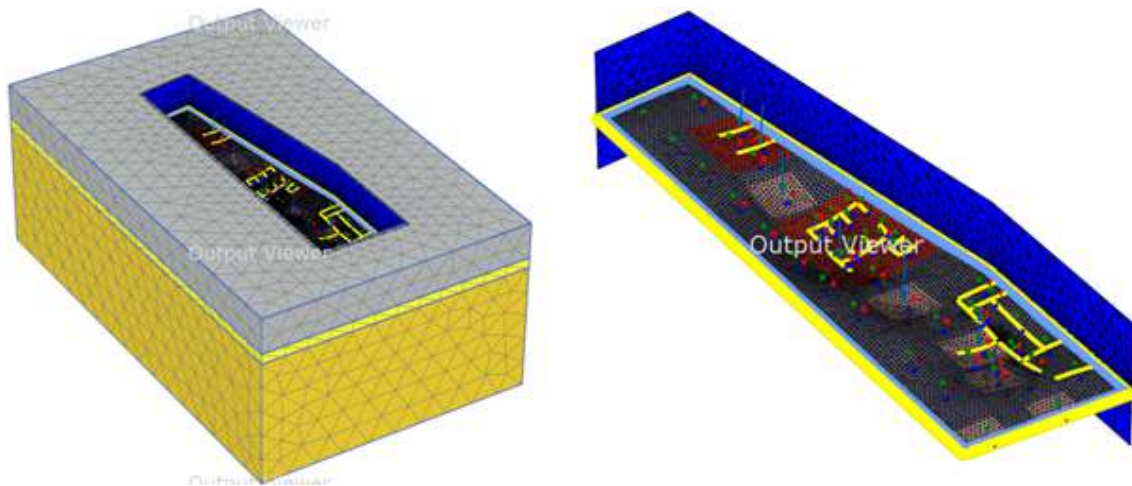


Figure 5 PLAXIS 3D model for Lot 1 (a) with soil elements; (b) without the soil elements.

6.2.2. Combined Pile-Raft Foundation model for Lot 2

The calculation model for Lot 2 proved to be quite complex to build, however, with the aid of some homemade programs, and due to the easy integration of python in Plaxis it was possible to effectively model all the 622 driven precast piles, the 41 barrettes and the 204 point loads, with the 20 relevant structural combinations (Figure 6)

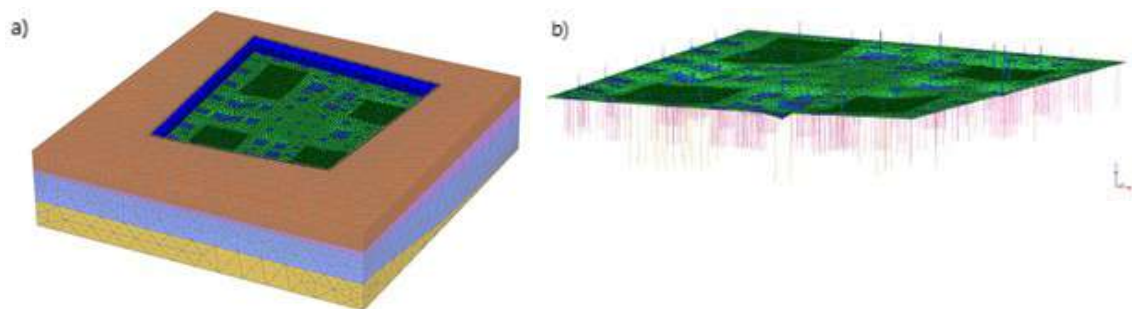


Figure 6 PLAXIS 3D model for Lot 3: (a) with soil elements; (b) without soil elements.

6.2.3. Plaxis 2D Axisymmetric Modelling for Embedded beam behaviour calibration

The three-dimensional model for Lot 2 was calibrated using the axisymmetric mode of PLAXIS 2D, where the response of the embedded beams was simulated with the real pile behaviour (Figure 7).

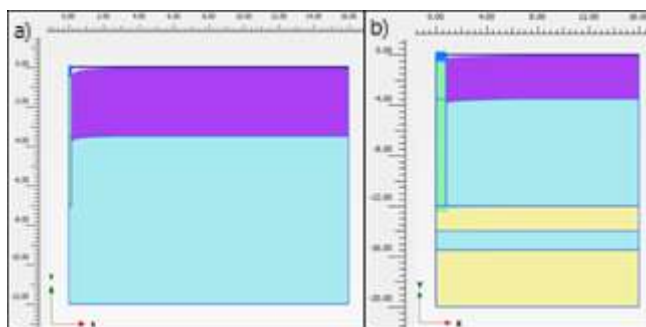


Figure 7 Plaxis 2D Axisymmetric models: (a) precast driven pile; (b) barrette

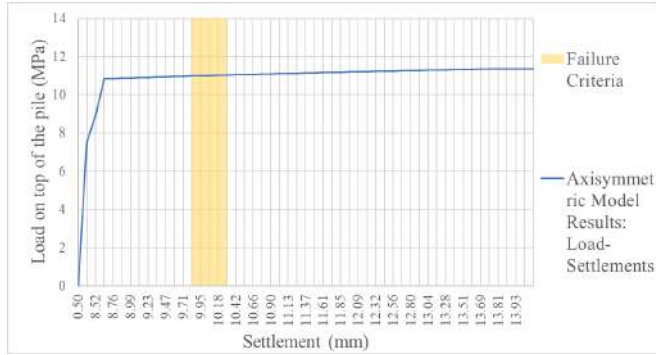


Figure 8 Load-Settlement obtained in the 2D model. An ultimate load of 990kN was obtained for the failure criteria, for the precast driven piles.

The results (illustrated on Figure 8) show that the loads, for the failure criterion, estimated using the 2D axisymmetric model match the maximum service load calculated using empirical methods (Bustamante and Gianeselli, 1993, 1998).

These results were lower than the values obtained in the PDA tests. This proves that the empirical methods used, that are based on a collection of data from numerous field trials, take on assumptions so that the values obtained for the theoretical bearing capacity are, in most cases, conservative in relation to their actual capacity.

7. FINAL DESIGN

For the safety verification against relevant limit states, partial safety factors relative to both the actions and the materials, were adopted according to the European standard regulations.

7.1. Ultimate Limit States

The final design of the foundation slab and the deep foundation elements was made using the results of the three-dimensional models, duly calibrated.

A load envelope was considered for each structural element, based on the most relevant combinations.

It should be noted that the lots in question are located in a seismic zone, and therefore there are, in all the buildings, sets of stairs and lift boxes and walls that have severe loads that need to be transmitted to the foundations.

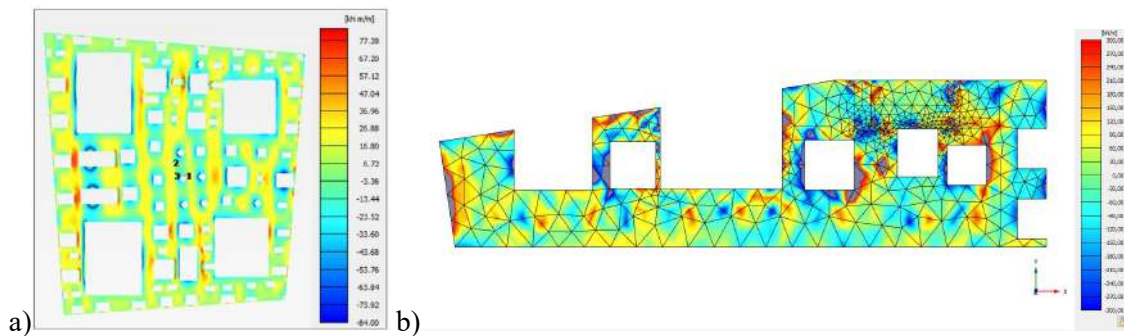


Figure 9 a) Bending moments M11 at the raft plate for a single combination at Lot 2 model; b) Shear forces at the raft plate for a single combination at Lot 1 model.

Figure 9a) shows the distribution of the bending moments in the raft. The distribution of loads on the raft leads to cylindrical bending between the spans where there are no deep foundation elements. The areas over deep foundations will be stiffer, and therefore behave as supports for the hydro-static uplift pressures.

For the punching verification, the column that had the highest vertical load was checked according to Eurocode 2. The dimensions varied between pile cap and raft due to the variation in thickness of both solutions. Both solutions were designed against punching. Figure 9b) shows the shear forces in the raft at Lot 1.

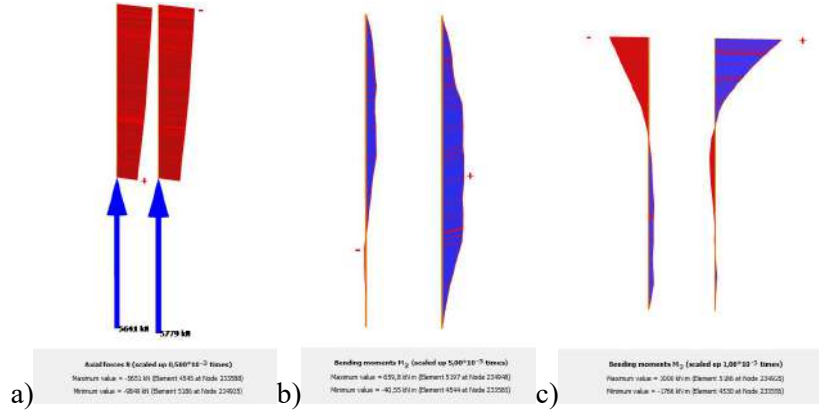


Figure 10 Forces in a pair of barrettes embedded beams in the model, for a single combination at Lot 2: a) axial forces; b) and c) bending moments in both local axis directions.

All the precast driven piles and the barrettes were checked for combined axial force and biaxial bending moments, adopting the results from the model (Figure 10).

7.2. Service Limit States

For the serviceability limit state checks, several analyses were carried out.

7.2.1. Verification of the maximum settlements

The maximum settlement for each model was accessed and checked, for the relevant combinations. The maximum values of 6.7mm, 20.3mm and 16.3mm were obtained, respectively, for lots 1, 2 and 3.

7.2.2. Verification of differential settlements (distortions)

To check the differential settlements, the distortions were checked for each model. Equation [1] shows the formula used to check the distortions.

$$\tan(\theta_{rel,max}) = \tan\left(\frac{(\delta_{max} - \delta_{min})}{\text{distance between poits}}\right) \leq \frac{1}{2000} \quad [1]$$

7.2.3. Verification of the global settlements near the façade, due to architectural restraints.

Due to architectural limitations, it was necessary to verify the differential settlements at the Lots peripheral zones. The models provided the ability to quickly access this information, as shown in Figure 11, for Lot 1.

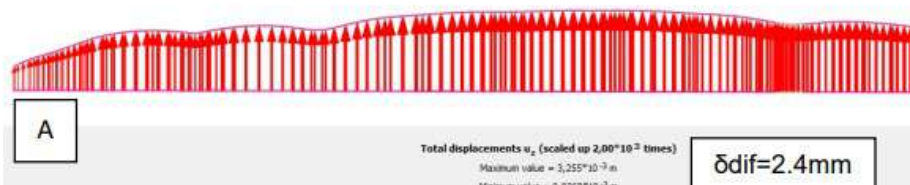


Figure 11 Differential settlements from A to D at the Lot 1 model.

8. FINAL REMARKS

Technology is allowing more complex models to be built and more quickly. The described type of model can now be built in real time and enables the study of crucial issues in this type of project, such as soil-structure interaction, soil permeability, different settlements caused by different foundation stiffness zones, geological and geotechnical changes throughout the area site and much more, to be simulated effectively. Figure 12 shows some of the execution works.



Figure 12 a) and b) show the execution of the foundations at Lot 2'.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank the building's owner, Avenue Real Estate, the main contractor "HCI Construções", the geotechnical contractor, Terratest, the supervision, Engexpor, for, respectively, the permission and cooperation during both the project and site works stages, as well for the presentation of this paper.

REFERENCES

- Bustamante, M. & Gianeselli, L. (1993). Design of auger displacement piles from in situ tests. *Deep Foundations on Bored Auger Piles, BAP II*, Balkema, Rotterdam pp. 21-34.
- Bustamante, M. & Gianeselli, L. (1998). Installation parameters and capacity of screwed piles. *Deep Foundations on Bored Auger Piles, BAP III*, Balkema, Rotterdam pp. 95-108.
- Fellenius, B. H. (2015). Basics of foundation design (Revised IE). Retrieved from www.Fellenius.net.
- Plaxis bv. (2023). Plaxis 3D Version 2023.1, Reference Manual. Delft, The Netherlands.
- Poulos, H. G. (2000). Practical Design Procedures for Piled Raft Foundations. In J. Hemsley, *Design Applications of Raft Foundations* (pp. 425-467). London: ICE Publishing.
- Poulos, H. G. (2001). Piled Raft Foundations: Design and Applications. *Geotechnique*, V. 51, No. 2, pp. 95-113.
- Poulos, H. G., Small, J. C., & Chow, H. (2011). Piled Raft Foundations for Tall Buildings. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS and AGSSEA*, V. 42, No. 2, pp. 78-84.

SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA E FUNDAÇÕES NA PROXIMIDADE DE ESTRUTURAS SENSÍVEIS – O CASO QUINTA DOS CANDEEIROS

SOLUTIONS OF ESCAVATION AND PERIPHERAL EARTH RETAINING WALLS AND FOUNDATIONS NEAR SENSITIVE STRUCTURES – QUINTA DOS CANDEEIROS CASE

Justiniano, Ricardo, *JETSj Geotecnia, Lisboa, Portugal, rjustiniano@jetsj.com*

RESUMO

O presente artigo é referente às soluções de escavação e contenção periférica e de fundações de um empreendimento residencial situado em Lisboa, onde parte da escavação e das fundações se encontra a cerca de 4m da abóboda da galeria do Metropolitano de Lisboa (ML). São abordados os condicionamentos relativos à execução das soluções de escavação e contenção periférica, com recurso à tecnologia do tipo Berlim Definitivo, Berlim Provisório, e Berlim Misto, devidamente adaptadas aos condicionamentos existentes. Relativamente às fundações, são apresentados os condicionamentos relativos à execução sobre ou junto ao túnel do ML, por meio de pórticos de betão armado, fundados em microestacas sub-verticais e verticais. Por fim, é comentada a importância do Plano de Instrumentação e Observação durante toda a obra, o qual constituiu uma ferramenta indispensável para gestão do risco associado a uma obra de elevada complexidade geotécnica, na proximidade de estruturas muito sensíveis, como a galeria da linha vermelha do ML.

ABSTRACT

This paper refers to the excavation and retaining wall and foundations solutions for a residential development located in Lisbon, where part of the excavation and foundations are located 4m above the Lisbon Metro (ML) tunnel crest. The constraints related to the execution of peripheral earth retaining walls are discussed, using the technology of Permanent Berlin Walls, Temporary Berlin Walls and Mixed Walls, duly adapted to the existing constraints. Regarding the foundations, particularly in the area over or close to the ML tunnel, the constraints lead to solutions of reinforced concrete frames founded over sub-vertical and vertical micropiles. Finally, the results of the Monitoring and Survey Plan are pointed out, confirming its importance as risk management tool in a work of high geotechnical complexity and located very close to very sensitive structures, as it was the red line of ML tunnel.

KEYWORDS: Berlin Wall, ML Tunnel, Monitoring and Survey.

1. INSTRUÇÕES GERAIS

O presente artigo descreve as soluções de escavação e contenção periférica e de fundações, concebidas e executadas num empreendimento residencial, localizado em Lisboa, cuja cota final de escavação e de fundação se encontra a cerca de 4m da abóboda da galeria do Metropolitano de Lisboa (ML), correspondente ao troço da Linha Vermelha, localizado entre as estações de Moscavide e de Encarnação, executado com recurso à tecnologia de NATM, há mais de 10 anos. A obra integra dois edifícios (Lote 1 e Lote 2), sendo o Lote 1 constituído por 8 pisos

2. CONDICIONAMENTOS

A campanha de prospeção geológica-geotécnica realizada envolveu a execução de um conjunto de 4 furos para a execução de ensaios SPT e recolha de amostras. Foram ainda aproveitados os furos de duas sondagens para instalação de piezómetros e medição do nível freático. O nível freático foi apenas detetado num dos furos, a uma profundidade de 13m, abaixo do fundo de escavação.

Tabela 1 – Parâmetros geomecânicos dos estratos intercetados tendo por base o estudo geológico geotécnico realizado.

2.2. Condicionamento relativos às confrontações de estruturas vizinhas

O terreno intersetado apresenta um desnível considerável, com a Rua Carlos George à cota +39m (Sul) e as fundações dos edifícios vizinhos (Norte) às cotas +44,5 e +42m. Nos restantes edifícios (Poente) as cotas de fundação são progressivamente superiores às da Rua Carlos George, variando entre +42m e +44,5m. Atendendo a proximidade do alçado Norte do Lote 2 aos edifícios adjacentes, e atendendo que as lajes do piso 0 do Lote 1 e do Lote 2 se localizam à cota +39, foi necessário compatibilizar as soluções de contenção periférica com os edifícios existentes, de modo a salvaguardar as fundações dos mesmos durante todo o processo de escavação e de contenção periférica. De igual modo, no âmbito da mesma intervenção, foi

necessário desviar um PT (posto de transformação), existente entre os Lotes, que se encontrava em funcionamento, e cujos cabos intercetavam o interior dos recintos de escavação.

2.3. Condicionamentos relativos às confrontações com a Galeria do ML

Atendendo a localização da galeria do ML, a cerca de 4m abaixo de toda a parede Norte dos pisos enterrados do Lote 1, não foi possível executar a parede de contenção periférica na posição da parede dos pisos enterrados do edifício. De igual modo, no Lote 2, numa extensão de cerca de 20m, não foi possível a execução de estacas ou de microestacas, devido à distância cautelar à galeria do ML, estipulada nos documentos de procedimento de projetos do ML.

Segundos estes documentos, além da necessidade de respeitar a distância cautelar de 3m, no decorrer dos trabalhos de escavação e contenção periférica, eram ainda impostos os seguintes critérios, a comprovar pela instrumentação: i) a estrutura da galeria do ML não poderia sofrer deslocamentos superiores a 7mm; ii) nos carris do ML não poderia ser verificado uma variação de deslocamento relativo, entre troços de 8m, superior a 3mm. Estas regras são aplicadas na cidade de Lisboa para qualquer escavação que decorra a menos de 25m do túnel do ML (Metropolitano de Lisboa (2010a e 2010b)).

3. SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFERICA NA PROXIMIDADE À GALERIA DO ML

3.1. Lote 1

As soluções de escavação e contenção periférica adotadas no lote 1 diferenciam-se das soluções tradicionais devido à proximidade ao ML, o que, no caso concreto do lote 1 determinou desviar a contenção no alçado norte, com execução de uma solução de Berlim Misto. Nos Alçados nascentes e poentes foi necessário adaptar a solução de Berlim Definitivo, devido à passagem do ML sob o alçado, desenvolvendo-se uma solução denominada no presente artigo de Berlim Definitivo Suspenso. Na figura 2 são zonados as soluções desenvolvidas e os condicionamentos de execução.

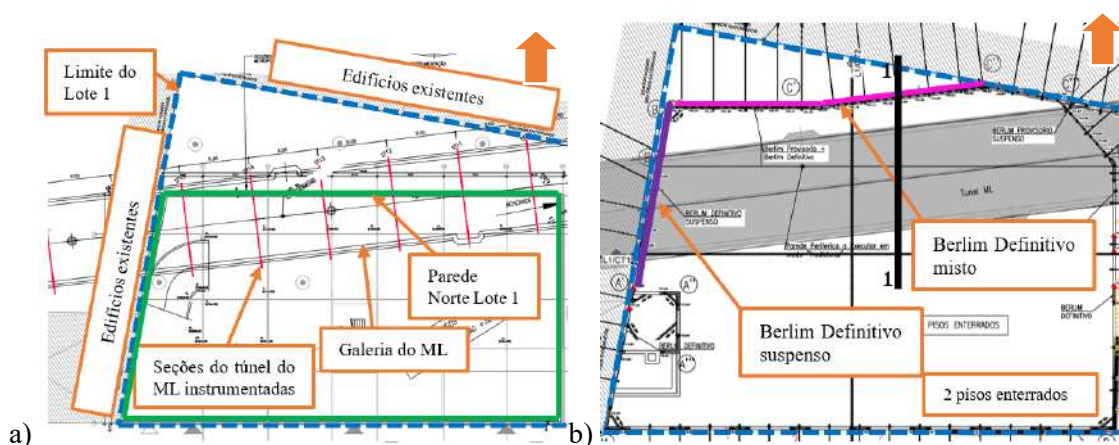


Figura 2 – Planta Lote 1 – a) Condicionamentos de Vizinhança. b) Soluções de Contenção Periférica.

O recurso à solução de contenção periférica do tipo Berlim Definitivo Misto advém da necessidade de compatibilizar as contenções definitivas com a solução de fundação definitiva. Para permitir a execução da fundação sob o alçado Norte do Lote 1, seria necessário executar uma contenção provisória a Norte do referido alçado. Em complemento, entre a cota do piso 0 (+39m) e as fundações dos edifícios existentes na proximidade (com cota +44,5m), seria necessário executar uma solução de contenção definitiva. Assim, considerou-se a execução de um muro de contenção ao abrigo da tecnologia do tipo Berlim Definitivo, fundado em

microestacas constituídas por perfis laminares do tipo HEB, que funcionavam como elementos estruturais para a execução dos muros de Berlim Provisórios, a executar entre a cota de fundo de escavação e a cota -39m. Nas figuras 3 e 4 são apresentadas o corte tipo e a execução do muro na chegada ao fundo de escavação do lote 1.

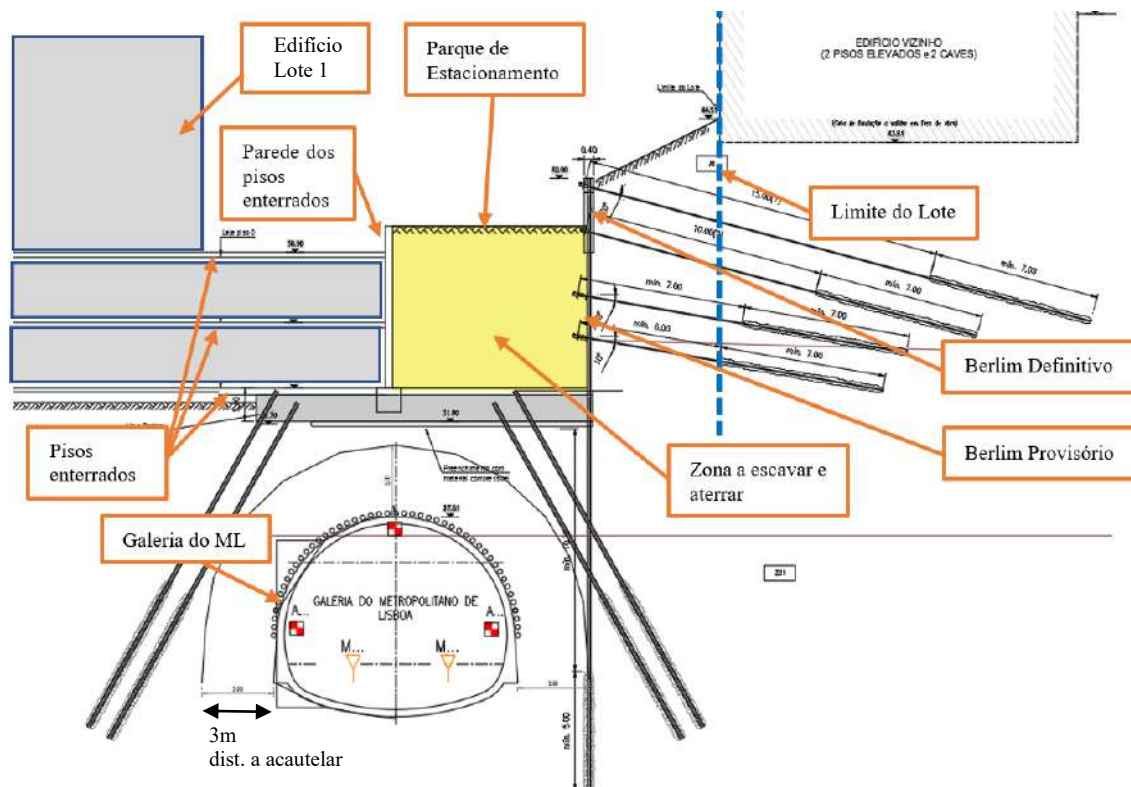


Figura 3 – Corte 1-1 – Solução de contenção periférica do tipo Berlim Misto.



Figura 4 – Vista da execução dos Muros de contenção periférica recorrendo à tecnologia de Berlim Definitivo na parte superior da contenção e Berlim Provisório na parte inferior.

3.2. Lote 2

Relativamente ao Lote 2, verificou-se que a galeria do ML se localizava na proximidade de uma parte significativa do alçado Norte, adjacente aos edifícios existentes. Conforme estipulado nos procedimentos do ML, não era possível a execução de quaisquer elementos estruturais a uma distância cautelar inferior a 3m do túnel do ML. Esta restrição significava que em cerca de 20m de desenvolvimento do alçado Norte não era possível a execução de microestacas ou outro tipo de fundação indireta, atendendo que o fundo de escavação se encontrava a cerca de 4m da abóboda do túnel do ML. Na Figura 5 são apresentados os principais condicionamentos associados à execução desta parede de contenção periférica.

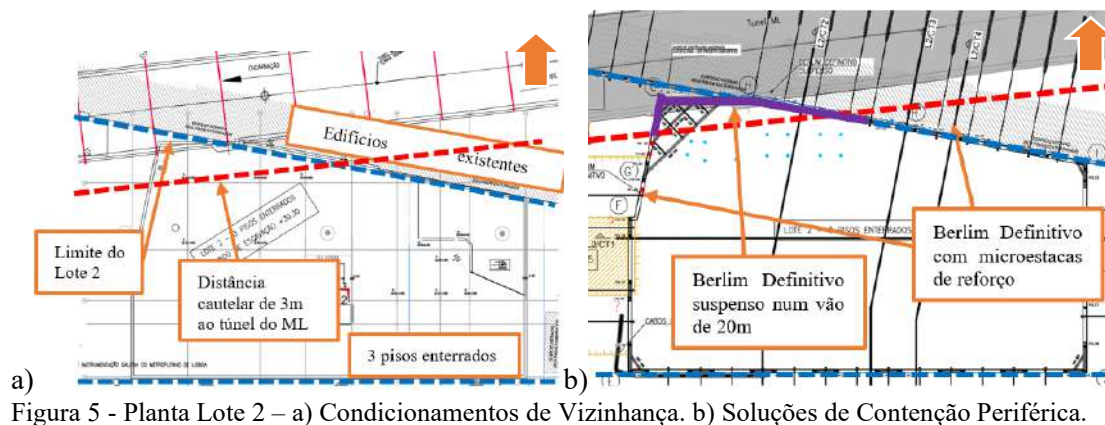


Figura 5 - Planta Lote 2 – a) Condicionamentos de Vizinhança. b) Soluções de Contenção Periférica.

No Lote 2, ao nível das estruturas de contenção periférica, existia a restrição da impossibilidade de executar apoios verticais ao longo de 20m de desenvolvimento de parede de contenção, associado ao desnível entre as fundações dos edifícios vizinhos (+44,5) e a cota do parque de estacionamento a construir no tardo do edifício 2 (+40). A solução adotada passou pela adaptação da tecnologia do tipo Berlin Definitivo para Berlin Definitivo Suspenso. Isto é, admitiu-se um comportamento de viga-parede para a parede de contenção periférica vencendo um vão de cerca de 20m. Os travamentos horizontais, na fase provisória, foram assegurados por escoras metálicas ou ancoragens provisórias. Na fase definitiva, os mesmos travamentos são assegurados pelas lajes dos pisos enterrados e ou por microestacas sub-horizontais, executadas nos muros de contenção periférica localizados acima da cota da laje do piso 0. Na Figura 6 é apresentado um alçado da solução adotada, destacando-se as microestacas de reforço para apoio de ambos os lados da parede suspensa.

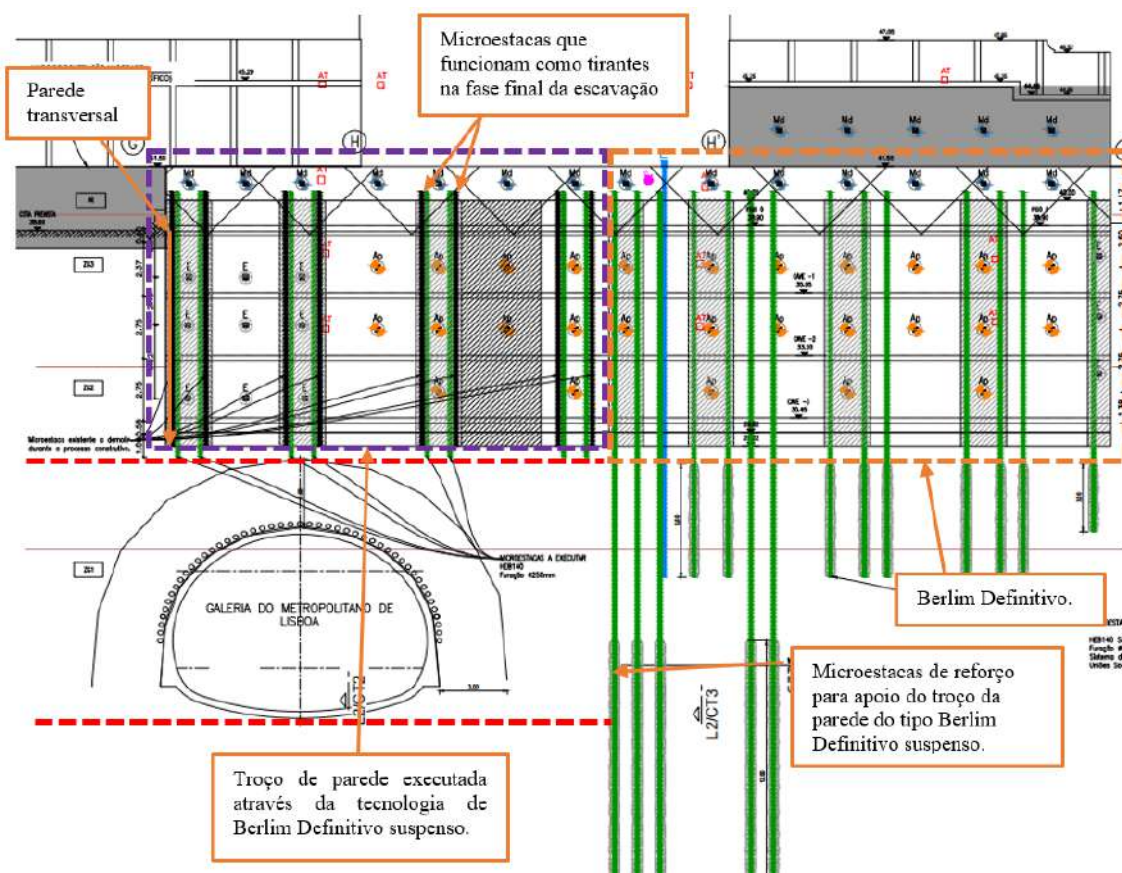


Figura 6 – Alçado Norte – Lote 2.

Relativamente às cargas verticais, em particular o peso próprio da contenção periférica e a componente vertical das ancoragens, o dimensionamento da parede teve em conta as mesmas no faseamento construtivo, isto é:

- O dimensionamento da viga de coroamento, para um vão de 20m, teve em conta a necessidade de acomodar o peso dos painéis do 1º nível da parede de Berlim definitivo, assim como a componente vertical das respectivas ancoragens provisórias;
- O dimensionamento da viga de coroamento e do 1º nível de painéis da parede de Berlim definitivo teve em conta a necessidade de acomodar o peso dos painéis do 2º nível da parede de Berlim definitivo, bem como da componente vertical das respectivas ancoragens provisórias.

Este procedimento foi adotado até ter sido atingido o fundo de escavação. As cargas verticais são transmitidas aos painéis e vigas superiores por meio de microestacas tubulares previamente executadas, sem bolbo de selagem ativo na fase final da escavação, funcionando, nesta fase, como tirantes. As cargas na viga-parede são encaminhadas para as extremidades, onde painéis são igualmente executados ao abrigo da tecnologia do tipo Berlim Definitivo. De modo a acomodar o elevado nível de cargas, foram consideradas um conjunto de microestacas de reforço nas zonas de extremidade, a uma distância superior à distância cautelar de 3m definida pelo ML.

Na Figura 7 é apresentada a execução dos trabalhos na proximidade do fundo de escavação do Lote 2, em particular na zona do troço da parede de contenção periférica executada através da tecnologia do tipo Berlim Definitivo Suspenso.



Figura 7 - Execução do Berlim Suspenso.

4. SOLUÇÕES DE FUNDAÇÕES NA PROXIMIDADE À GALERIA DO ML

No âmbito da execução das fundações da zona Norte do edifício do Lote 1, seria necessário desenvolver soluções compatíveis com as restrições impostas pelo ML. Deste modo, foi considerada para os elementos localizados sobre a galeria do ML, parede periférica e pilares do primeiro alinhamento interior do edifício, uma solução de pórticos em betão armado, afastados entre si de cerca de 7m, fundados em microestacas tubulares sub-verticais. Para os elementos localizados nos alinhamentos imediatamente junto ao mesmo túnel do ML, a uma distância

exterior cautelar de 3m do ML, foi considerada uma solução de fundação por microestacas verticais. Estas soluções foram implementadas de forma faseada, de modo a controlar as deformações do terreno no fundo de escavação e em profundidade, assim como controlar a descompressão dos terrenos sobre o túnel do ML. Nas Figuras 8 e 9 são apresentadas as soluções adotadas e a sua execução.

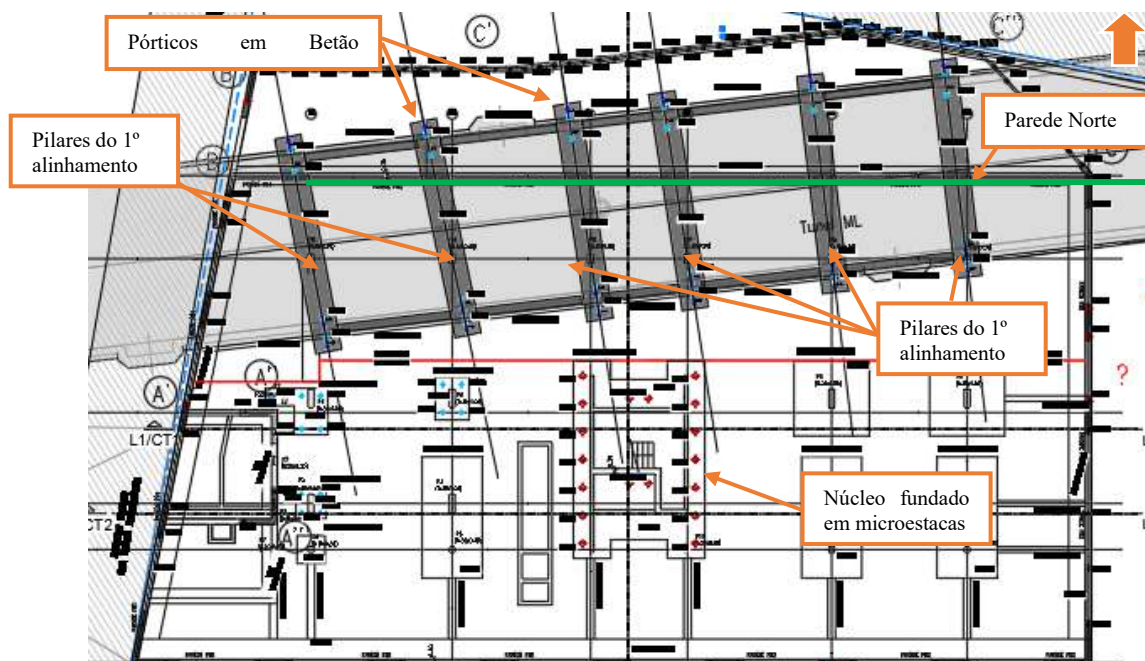


Figura 8 – Planta de Fundações Lote 1.

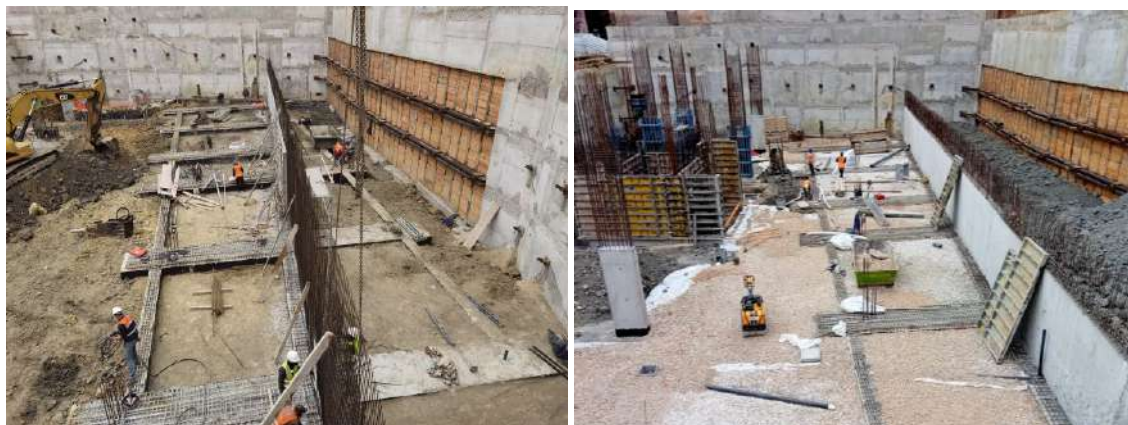


Figura 9 – Execução dos pórticos de fundação sobre a galeria do ML.

5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

A instrumentação da obra foi implementada por meio de um Plano de Observação e Instrumentação, constituído por um conjunto alargado de dispositivos, dos quais se destacam:

- Alvos topográficos nas estruturas de contenção periférica, instalados durante a execução das mesmas;
- Alvos topográficos nas estruturas vizinhas, instalados antes dos inícios dos trabalhos de escavação;
- Piezómetros, para verificar a cota do nível freático;
- Inclínómetros, para controlar a evolução dos deslocamentos horizontais do terreno em profundidade;

- Células de carga, para avaliar as cargas nas ancoragens provisórias;
- Alvos topográficos e marcas topográficas no interior do túnel do ML, para controlar as deformações relativas (convergências) e absolutas da abóboda e dos carris.

Nas figuras 10, 11, 12, 13 e 14 são apresentadas a localização dos alvos topográficos, bem como os resultados da instrumentação.

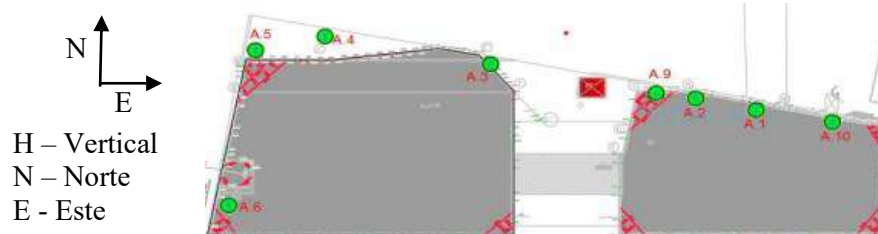


Figura 10 – Alvos Topográficos nas Estruturas vizinhas.

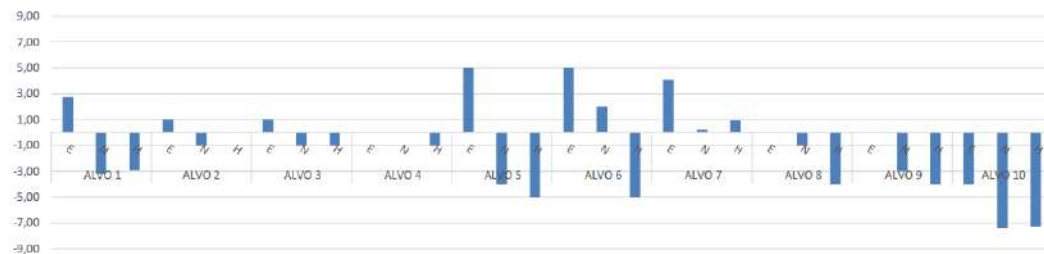


Figura 11 – Resultado deslocamentos Norte/Este nas estruturas vizinhas (mm).

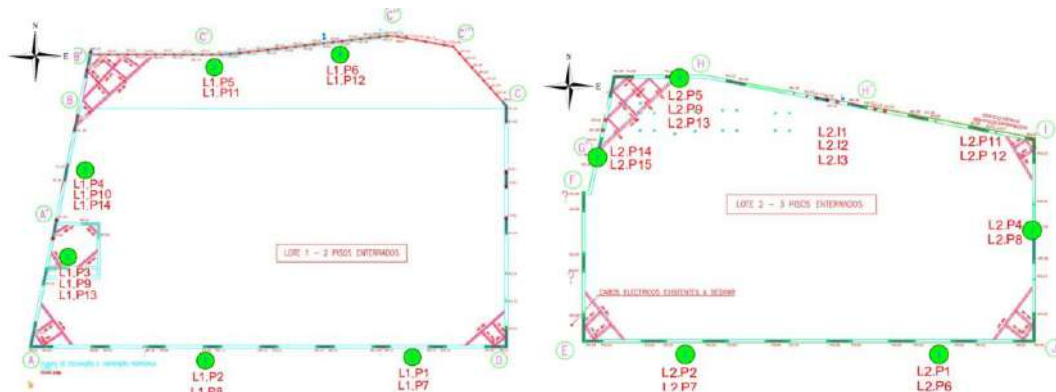


Figura 12 – Alvos Topográficos nas Estruturas de Contenção Periférica.

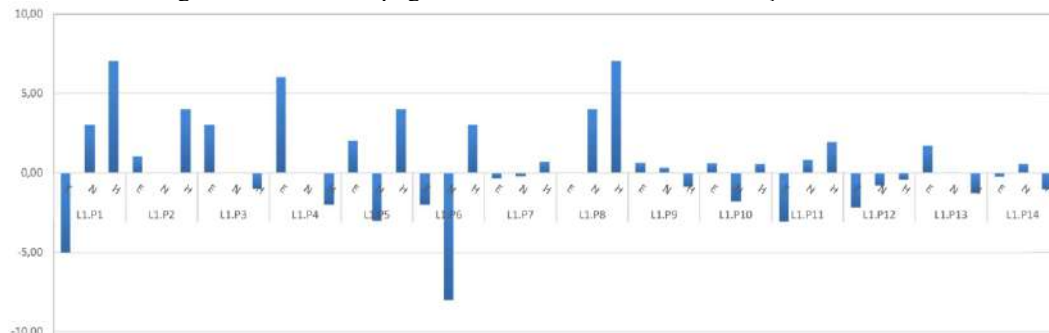


Figura 13 – Deslocamento Norte/ Este nas estruturas de contenção periférica – Lote 1 (mm).



Figura 14 – Deslocamentos Norte / Este nas estruturas de contenção periférica– Lote 2 (mm).

Verificaram-se deformações nas paredes de contenção periférica do lote 1 de até 10mm, do lote 2 de até 5mm, nos edifícios vizinhos de até 9mm e na galeria do ML de até 3mm, nunca tendo sido ultrapassado os critérios de alerta.

Relativamente aos resultados da instrumentação no interior da galeria do ML, nas figuras 15, 16, 17, 18, 19 é apresentado o sistema de instrumentação implantado, bem como os principais resultados dos deslocamentos, tanto nas paredes da galeria como nos carris.

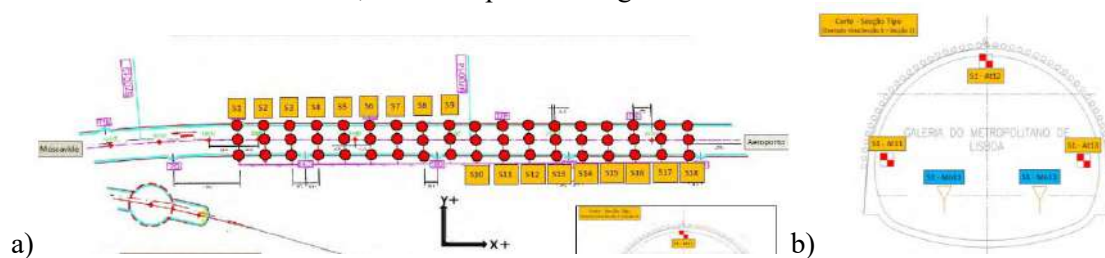


Figura 15 – a) Planta de Instrumentação Galeria ML. b) Corte Tipo Instrumentação.

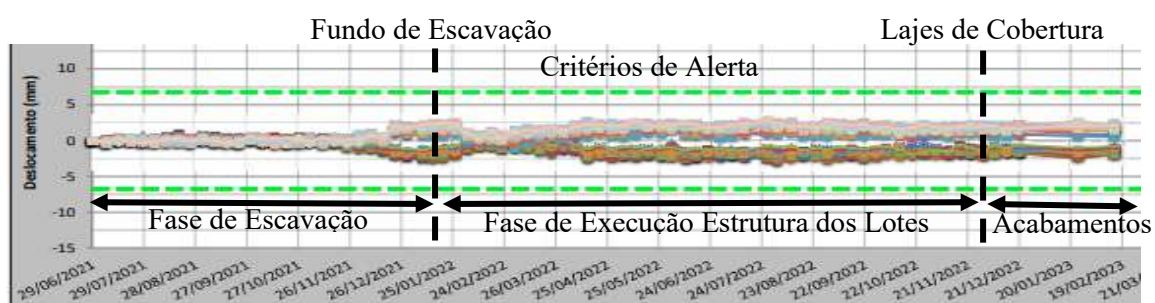


Figura 16 – Deslocamentos horizontais xx dos alvos nas paredes da galeria do ML (mm).



Figura 17 – Deslocamentos horizontais yy dos alvos nas paredes da galeria do ML (mm).

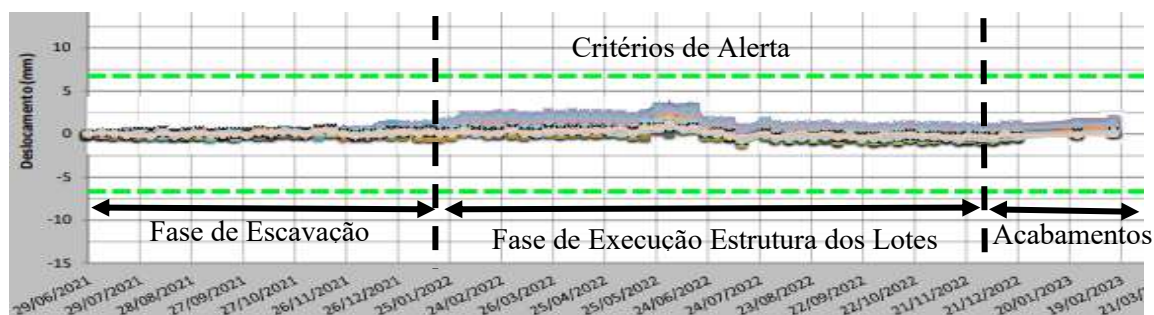


Figura 18 – Deslocamentos verticais ZZ, dos alvos nas paredes da galeria do ML (mm).

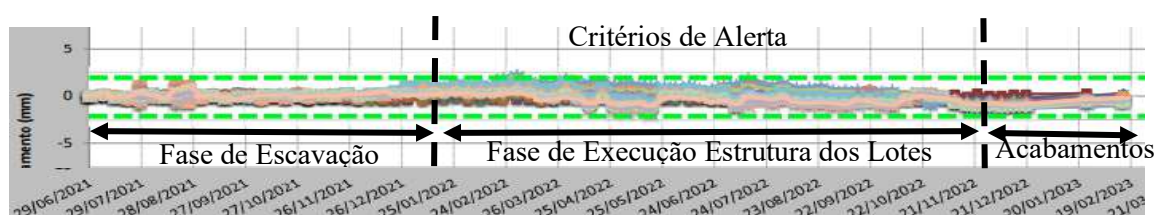


Figura 19 – Deslocamentos verticais ZZ, das marcas nos carris do ML (mm).

Da análise dos resultados, acompanhados ao longo de todo o processo de escavação e contenção periférica, e da execução integral das estruturas e acabamentos dos edifícios, concluiu-se um bom desempenho geral, das estruturas de contenção, dos edifícios vizinhos e do comportamento da galeria do ML.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo abordou as soluções de contenção periférica e de fundações adotadas numa obra complexa, condicionada pela proximidade a estruturas e infraestruturas muito sensíveis, como o caso da galeria do ML. Foram descritas soluções adaptadas a partir de soluções convencionais, de modo a assegurar a adequada compatibilização com todos os condicionamentos existentes. A gestão do risco da obra, incluindo a confirmação atempada de todos os pressupostos de conceção, bem como do bom comportamento da obra, apenas foi possível com a implementação de um adequado Plano de Instrumentação e Observação durante todos os trabalhos de escavação e construção das fundações, estruturas e acabamentos dos edifícios.

AGRADECIMENTOS

O autor do artigo agradece a empresa Mexto S.A., Dono de Obra, a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Considera ainda importante sublinhar que as soluções implementadas resultam de um trabalho de equipa, no âmbito do qual devem ser destacadas as empresas: Grupo Cofrasilva, empreiteiro geral, Geosol, empreiteiro de geotecnia, e Pecnon, projetista das estruturas.

REFERÊNCIAS

- Metropolitano de Lisboa (2010a) *Interferência de Terceiros em Estruturas ML em Exploração - Procedimentos – Inspeção Técnica às Estruturas do Metropolitano de Lisboa*, E. P.E. Lisboa.
- Metropolitano de Lisboa (2010b) *Interferência de Terceiros em Estruturas ML em Exploração - Procedimentos – Projeto e Monitorização das Estruturas do Metropolitano de Lisboa*, E. P. E., Lisboa.