

LISTA (PREL.) DE PEÇAS DO PE A INTEGRAR O RECAPE



PROJETO DE EXECUÇÃO (PE)
13/10/2024

IDENTIFICAÇÃO DO DOCUMENTO											
CÓDIGO DOCUMENTO	CÓDIGO ML	DESIGNAÇÃO		VERSÃO ATUAL		REGISTO DE VERSÕES					
		Título	Subtítulo	REV.	DATA	0	A	B	C	D	E
TOMO IV - VOLUME 1 - VIADUTO											
01 - ESTRUTURAS											
1. Projeto geotécnico de escavação e estruturas provisórias, incluindo métodos construtivos associados											
PEÇAS ESCRITAS											
LVSSA MSA PE STR VDT VDA MD 089005 0		ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	MEMÓRIA DESCRITIVA	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA NC 089005 0		ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	NOTA DE CÁLCULO	0							

PEÇAS DESENHADAS											
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089301 0	133775	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	PLANTA DE IMPLANTAÇÃO E LOCALIZAÇÃO	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089350 0	133776	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	PLANTA DE DIMENSIONAMENTO	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089400 0	133777	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	ALÇADOS AB, BC E CD	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089401 0	133778	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	ALÇADOS DE, EF E FG	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089450 0	133779	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	CORTES	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089500 0	133780	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS	PORMENORES	0							

2. Projeto das estruturas definitivas incluindo métodos construtivos associados e impermeabilização											
PEÇAS ESCRITAS											
LVSSA MSA PE STR VDT VDA MD 089001 0		VIADUTO DE ALCÂNTARA	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA. VIADUTO DE ALCÂNTARA	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA NC 089001 0		VIADUTO DE ALCÂNTARA	NOTA DE CÁLCULO	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA MD 089006 0		ESTRUTURAS DEFINITIVAS	MEMÓRIA DESCRITIVA	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA NC 089006 0		ESTRUTURAS DEFINITIVAS	NOTA DE CÁLCULO	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA MD 089007 0		RECONSTRUÇÃO DO EDIFÍCIO RUA DA COSTA, 8-20	MEMÓRIA DESCRITIVA	0							

PEÇAS DESENHADAS											
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089100 0	133781	VIADUTO DE ALCÂNTARA	ESBOÇO COROGRÁFICO	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089101 0	133782	VIADUTO DE ALCÂNTARA	ENQUADRAMENTO GERAL. PLANTA, ALÇADO E SECÇÃO TIPO. VISTA DO MODELO	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089102 0	133783	VIADUTO DE ALCÂNTARA	PLANTA AO NÍVEL DA BASE DOS PILARES. CORTES TRANSVERSAIS TIPO DOS PILARES	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089103 0	133784	VIADUTO DE ALCÂNTARA	ESTRUTURA METÁLICA. PLANTAS, ALÇADO E SECÇÕES TIPO DAS CORDAS	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089104 0	133785	VIADUTO DE ALCÂNTARA	ESTRUTURA METÁLICA. CORTES TRANSVERSAIS TIPO NAS ZONAS DOS VÃOS E DOS APOIOS.	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089105 0	133786	VIADUTO DE ALCÂNTARA	APARELHOS DE APOIO, DISSIPADORES SÍSMICOS E JUNTAS DE DILATAÇÃO	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089106 0	133787	VIADUTO DE ALCÂNTARA	ESTRUTURA METÁLICA. APOIO P1 E ENCONTRO	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089107 0	133788	VIADUTO DE ALCÂNTARA	ESTRUTURA METÁLICA. APOIO P2	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089108 0	133789	VIADUTO DE ALCÂNTARA	ESTRUTURA METÁLICA. APOIO P3	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089109 0	133790	VIADUTO DE ALCÂNTARA	ESTRUTURA METÁLICA. APOIO P4	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089110 0	133791	VIADUTO DE ALCÂNTARA	APOIO P5	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089111 0	133792	VIADUTO DE ALCÂNTARA	TABULEIRO ENTRE APOIO P1 E P2. PLANTAS, ALÇADO E CORTE LONGITUDINAL	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089112 0	133793	VIADUTO DE ALCÂNTARA	TABULEIRO ENTRE APOIO P2 E P3. PLANTAS, ALÇADO E CORTE LONGITUDINAL	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089113 0	133794	VIADUTO DE ALCÂNTARA	TABULEIRO ENTRE APOIO P3 E P4. PLANTAS, ALÇADO E CORTE LONGITUDINAL	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089114 0	135199	VIADUTO DE ALCÂNTARA	TABULEIRO ENTRE APOIO P4 E P5. PLANTAS, ALÇADO E CORTE LONGITUDINAL	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089115 0	135200	VIADUTO DE ALCÂNTARA	TABULEIRO ENTRE APOIO P5 E ENCONTRO. PLANTAS, ALÇADO E CORTE LONGITUDINAL	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089120 0	135201	VIADUTO DE ALCÂNTARA	PRÉ-LAJES. PLANTA GERAL DO TABULEIRO. PLANTA DE UM MÓDULO TIPO E SECÇÕES TIPO	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089125 0	135202	VIADUTO DE ALCÂNTARA	BETÃO ARMADO. LAJE DO TABULEIRO. PLANTA DE ARMADURAS E SECÇÕES TIPO	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089126 0	135203	VIADUTO DE ALCÂNTARA	BETÃO ARMADO. APOIO P5. ALÇADOS E SECÇÕES	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089130 0	135204	VIADUTO DE ALCÂNTARA	ESTRUTURA METÁLICA. PORMENOR 1	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089131 0	135205	VIADUTO DE ALCÂNTARA	ESTRUTURA METÁLICA. PORMENOR 2	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089132 0	135206	VIADUTO DE ALCÂNTARA	ESTRUTURA METÁLICA. PORMENOR 3	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089133 0	135207	VIADUTO DE ALCÂNTARA	ESTRUTURA METÁLICA. PORMENORES 4 e 5	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089150 0	135208	VIADUTO DE ALCÂNTARA	BARREIRAS ACÚSTICAS. PLANTA E ALÇADO. PORMENOR TIPO.	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089160 0	135209	VIADUTO DE ALCÂNTARA	PROCESSO CONSTRUTIVO INDICATIVO	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089170 0	135210	VIADUTO DE ALCÂNTARA	LIGAÇÕES À TERRA. ELEMENTOS INCORPORADOS NA ESTRUTURA	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089650 0	133795	ESTRUTURAS DEFINITIVAS	PLANTA DE IMPLANTAÇÃO E LOCALIZAÇÃO	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089700 0	133796	ESTRUTURAS DEFINITIVAS	PLANTA DE DIMENSIONAMENTO (1/2)	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089701 0	133797	ESTRUTURAS DEFINITIVAS	PLANTA DE DIMENSIONAMENTO (2/2)	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089800 0	133798	ESTRUTURAS DEFINITIVAS	CORTES (1/2)	0							
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089801 0	133799	ESTRUTURAS DEFINITIVAS	CORTES (2/2)	0							

LISTA (PREL.) DE PEÇAS DO PE A INTEGRAR O RECAPE



PROJETO DE EXECUÇÃO (PE)
13/10/2024

IDENTIFICAÇÃO DO DOCUMENTO											
CÓDIGO DOCUMENTO	CÓDIGO ML	DESIGNAÇÃO		VERSÃO ATUAL		REGISTO DE VERSÕES					
		Título	Subtítulo	REV.	DATA	0	A	B	C	D	E
LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089850 0	133800	ESTRUTURAS DEFINITIVAS	PORMENORES	0							

02 - SERVIÇOS AFETADOS

1. Projeto de Desvio de Redes, Enterradas e em Superfície

PEÇAS ESCRITAS

LVSSA MSA PE SAF VDT VDA MD 059001 0		MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA		0							
--------------------------------------	--	------------------------------------	--	---	--	--	--	--	--	--	--

PEÇAS DESENHADAS

LVSSA MSA PE SAF VDT VDA DW 059001 0	133802	SERVIÇOS AFETADOS	MULTIREDES	0							
LVSSA MSA PE SAF VDT VDA DW 059002 0	133803	SERVIÇOS AFETADOS	SANEAMENTO	0							
LVSSA MSA PE SAF VDT VDA DW 059003 0	133804	SERVIÇOS AFETADOS	ABASTECIMENTO	0							
LVSSA MSA PE SAF VDT VDA DW 059004 0	133805	SERVIÇOS AFETADOS	SLAT	0							
LVSSA MSA PE SAF VDT VDA DW 059005 0	133806	SERVIÇOS AFETADOS	GAS	0							
LVSSA MSA PE SAF VDT VDA DW 059006 0	133807	SERVIÇOS AFETADOS	TELECOMUNICAÇÕES	0							
LVSSA MSA PE SAF VDT VDA DW 059007 0	135023	SERVIÇOS AFETADOS	Baixa Tensão - Provisório	0							
LVSSA MSA PE SAF VDT VDA DW 059008 0	135024	SERVIÇOS AFETADOS	Baixa Tensão - Definitivo	0							
LVSSA MSA PE SAF VDT VDA DW 059009 0	135025	SERVIÇOS AFETADOS	Média Tensão - Provisório	0							
LVSSA MSA PE SAF VDT VDA DW 059010 0	135026	SERVIÇOS AFETADOS	Média Tensão - Definitivo	0							
LVSSA MSA PE SAF VDT VDA DW 059011 0	135027	SERVIÇOS AFETADOS	Iluminação Pública - Provisório	0							
LVSSA MSA PE SAF VDT VDA DW 059012 0	135028	SERVIÇOS AFETADOS	Iluminação Pública - Definitivo	0							

03 - TELECOMUNICAÇÕES

1. Projeto de Telecomunicações

PEÇAS ESCRITAS

LVSSA MSA PE TLM VDT VDA MD 118001 0		TELECOMUNICAÇÕES	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA	0							
--------------------------------------	--	------------------	------------------------------------	---	--	--	--	--	--	--	--

PEÇAS DESENHADAS

LVSSA MSA PE TLM VDT VDA DW 118001 0	133808	TELECOMUNICAÇÕES	VIADUTO DE ALCÂNTARA, PLANTA - PORMENORES	0							
--------------------------------------	--------	------------------	---	---	--	--	--	--	--	--	--

04 - OUTRAS ESPECIALIDADES

1. Estudo de sobreposição de especialidades

PEÇAS ESCRITAS

sem peças escritas na presente fase, será objeto de detalhamento complementar do PE											
---	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

PEÇAS DESENHADAS

sem peças desenhadas											
----------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--



Metropolitano de Lisboa

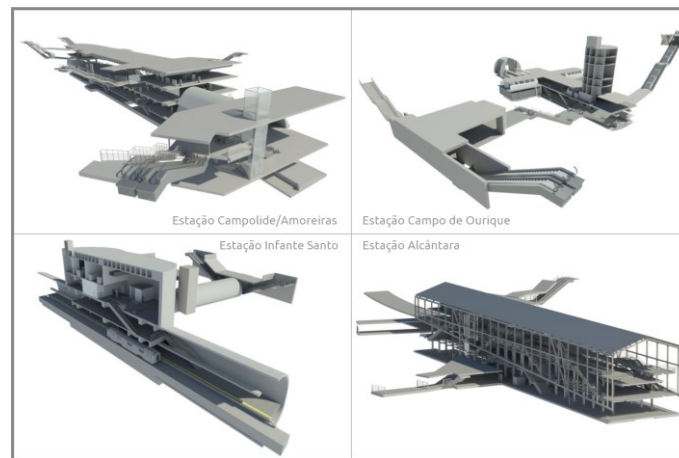


METRO DE LISBOA

LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA

EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO DO PROLONGAMENTO DA LINHA

PROJETO DE EXECUÇÃO



TOMO IV: VIADUTO

VOLUME 1 - VIADUTO DE ALCÂNTARA

MEMÓRIA DESCRITIVA – ESTRUTURAS PROVISÓRIAS E DEFINITIVAS

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR VDT VDA MD 089005 0
-----------------------	--------------------------------------

	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	Pedro Marques/ Carlos Martins		2024-10-04
Revisto	Rui Tomásio		2024-10-04
Verificado	Sandra Ferreira/ Gonçalo Mateus		2024-10-04
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		2024-10-04
Aprovado	Raúl Pistone		2024-10-04

Índice

1	OBJETIVO E ÂMBITO.....	6
2	ELEMENTOS DE BASE	7
3	CONDICIONAMENTOS.....	8
3.1	Traçado.....	8
3.2	Geológico e Geotécnicos.....	8
3.3	Desvios de Circulação.....	10
3.4	Ocupação de Superfície e de Subsolo	10
3.5	Interferências	12
3.6	Análise de danos e Demolições.....	14
3.7	Implantação.....	15
3.8	Segurança	15
3.9	Arquitetónicos.....	15
3.10	Compatibilidade com as Outras Especialidades.....	15
3.11	Ambiente.....	16
4	REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE	17
5	MATERIAIS.....	19
5.1	Estruturas Provisórias.....	19
5.2	Estruturas Definitivas	21
6	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	23
6.1	Tempo de Vida Útil.....	23
6.2	Classificação da Obra de Acordo com a sua Importância	23
6.3	Classe de Inspeção	23
6.4	Classe de Fiabilidade	23

6.5	Categoria Geotécnica da obra associada às Estruturas de Contenção	23
7	DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO	24
7.1	Muro de Suporte de Terras Junto ao Encontro Nascente.....	24
7.2	Contenções Provisórias para a execução dos maciços de estacas.....	26
7.3	Solução de Fundação Indireta dos Pilares P2, P3 e P4.....	27
7.4	Solução de Fundação Indireta do Pilar P5 e Edifício	28
7.5	Solução de Fundação Indireta do Encontro Nascente	29
7.6	Sistema de Impermeabilização	30
8	FASEAMENTO CONSTRUTIVO	31
8.1	Muros de Suporte de Terras Junto ao Encontro Nascente	31
8.2	Contenções Provisórias para a execução dos maciços de estacas.....	32
8.3	Solução de Fundação Indireta dos Pilares P2, P3 e P4.....	32
8.4	Solução de Fundação Indireta do Pilar P5 e Edifício	32
8.5	Solução de Fundação Indireta do Encontro Nascente	33
9	PROJETO DAS FUNDAÇÕES DO VIADUTO	34
9.1	Ações	34
9.2	Combinações de Ações	35
9.3	Verificação da Segurança	37
10	DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	39
10.1	Junta de contração	39
10.2	Estanqueidade.....	39
11	REDE DE TERRAS.....	40

Índice de Figuras

Figura 1 - Planta e perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia	8
Figura 2 - Secção tipo do túnel ferroviário na zona de Alcântara	11
Figura 3 - Secção tipo do caneiro no cruzamento com o traçado (levantamento - Projeto túnel ferroviário)	11
Figura 4 – Vista 3D da solução provisória do Muro de Suporte de Terras Junto ao Encontro Nascente.....	25
Figura 5 – Vista 3D da solução definitiva do Muro de Suporte de Terras Junto ao Encontro Nascente.....	26
Figura 6 – Vista 3D da solução de Contenções Provisórias para a execução dos maciços de estacas	27
Figura 7 – Vista 3D da solução definitiva da Fundação Indireta dos Pilares P2, P3 e P4 .	27
Figura 8 – Vista 3D da solução definitiva da Fundação Indireta do Pilar P5 e Edifício	28
Figura 9 – Vista 3D da solução definitiva da Fundação Indireta do Encontro Nascente...	29
Figura 10 - Sistema de impermeabilização do revestimento definitivo das estruturas executadas a céu aberto.....	30
Figura 11 – Direção e Orientação dos Eixos de atuação das cargas	34
Figura 12 - Pormenores tipo dos poços de terra	40

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Valores característicos dos parâmetros a adotar na presente fase do estudo para as várias formações ocorrentes	9
Tabela 2 - Edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos.....	13
Tabela 3 – Infraestruturas enterradas mais suscetíveis à ocorrência de danos	14
Tabela 4 – Infraestruturas ferroviárias mais suscetíveis à ocorrência de danos.....	14
Tabela 5 - Características dos materiais (1/2)	19
Tabela 6 – Características dos materiais (2/2)	20
Tabela 7 – Estruturas provisórias. Recobrimentos nominais das armaduras	20
Tabela 8 – Estruturas definitivas. Características dos materiais – Betão.....	21
Tabela 9 – Estruturas definitivas. Características dos Materiais – Aço estrutural	21
Tabela 10 – Estruturas definitivas. Recobrimentos nominais das armaduras	22
Tabela 11 – Tabela de reações ao nível da base dos pilares por ação	34
Tabela 12 – Tabela de reações transmitidas aos encontros	35

1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível de **Projeto de Execução**, da **Memória Descritiva das soluções de estruturas provisórias e definitivas**, nomeadamente muros de contenção e fundações, **do Viaduto de Alcântara**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, que é parte integrante do **Tomo IV – Viaduto do Volume 1 – Viaduto de Alcântara**.

2 ELEMENTOS DE BASE

Com base nos elementos do Programa Preliminar do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, realizado pelo Metropolitano de Lisboa, fizeram-se as verificações necessárias bem como os acrescentos e ajustes considerados como pertinentes para otimização e desenvolvimento detalhado ao nível de Projeto de Execução, das soluções técnicas e elementos de obra, bem como dos processos e faseamento construtivos associados.

Os documentos considerados como elementos de entrada associados à obra foram os seguintes:

- Procedimento – Proc. n.º 125/2022-DLO/ML;
- Programa Preliminar, Tomo IV – Estruturas, Volume 2 – Obras Especiais;
- Memória Descritiva e Justificativa - “LVSSA ML PP STR TUN OE5 MD 088001 0”;
- Peças Desenhadas (“LVSSA ML PP STR TUN OE5 DW 088000 A” a “LVSSA ML PP STR TUN OE5 DW 088001 A” e “LVSSA ML PP STR TUN OE5 DW 088100 0” a “LVSSA ML PP STR TUN OE5 DW 088103 0”);
- Projeto de Execução, Tomo I – Geral, Volume 2 – Traçado;
- Projeto de Execução, Tomo I – Geral, Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico.

3 CONDICIONAMENTOS

3.1 Traçado

A solução estrutural adotada e os processos e faseamento construtivos previstos encontram-se compatibilizados com o projeto do traçado da linha.

3.2 Geológico e Geotécnicos

Nesta fase de Projeto de Execução e de acordo com as condições conhecidas para terrenos com características semelhantes foram estabelecidas soluções de suporte que terão de ser confirmadas e/ou desenvolvidas nas próximas fases de projeto, em função da interpretação dos resultados dos trabalhos de prospeção já concluídos e das campanhas do Programa de prospeção complementar a implementar.

Os condicionamentos Geológicos e Geotécnicos são descritos no Tomo I – Geral, Volume 6 – Estudo Geológico-Geotécnico.

Apresenta-se na Figura 1, o excerto do perfil geológico-geotécnico do local.

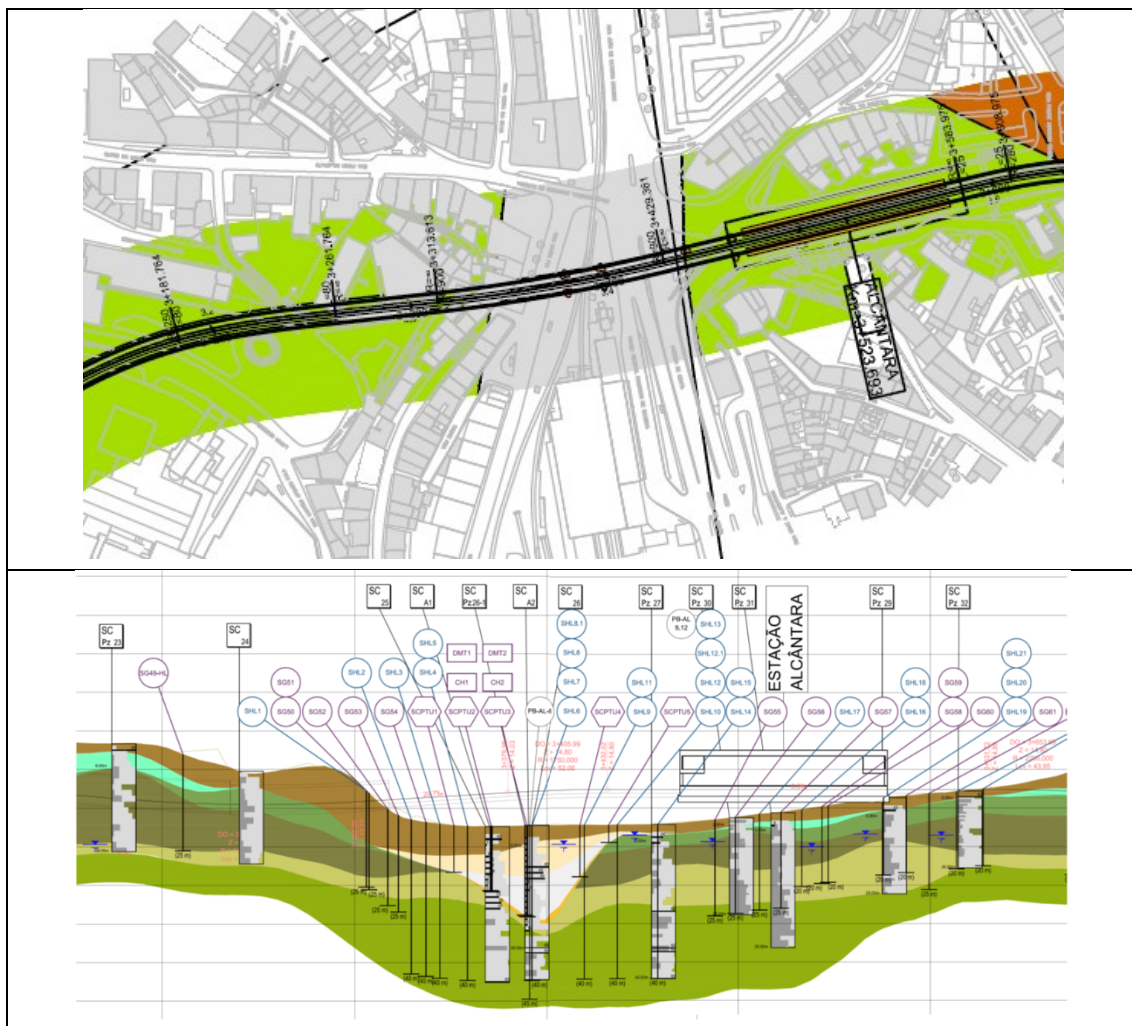


Figura 1 - Planta e perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia

A zona do Vale de Alcântara, onde de nascente para poente, se encontram a OE5, o viaduto metálico, a Estação e a OE6 é dominada pela presença de materiais cretácicos da Formação da Bica, sob cobertura de materiais recentes de aterro, com espessura importante, localmente superior a 10 m, do lado nascente na zona da OE6 e com uma espessura combinada juntamente com os aluviões no centro do vale que podem atingir cerca de 25 m. As unidades cretácicas presentes são a Cc1a, essencialmente correspondente a argilas margosas, aqui com reduzida expressão, Cc1b (calcário nodular), Cc1c (calcário semi-cristalino a cristalino com rudistas) e Cc1d (calcário compacto fendilhado). Abaixo e já sem se encontrar cortado pelos aluviões do vale de Alcântara, encontram-se os calcários da Formação de Caneças Cc2 (calcários por vezes margosos).

Os aluviões são essencialmente arenosos na parte superior e argilosos na zona central, na base e na parte superior do lado poente. Na base encontra-se pequeno nível de aluvião com cascalheira.

Relativamente aos níveis de água presentes, considera-se que na dependência dos aluviões o nível de água se situe à cota +2,50. A partir desta cota o mesmo sobe nas encostas do vale até cerca da cota 15,00 no final do traçado (450 m a poente) e até à cota 40,00, (550 m a nascente).

Da análise desenvolvida às condições geológico-geotécnicas na zona da obra, resultam os parâmetros geotécnicos resumidos na tabela seguinte:

Tabela 1 – Valores característicos dos parâmetros a adotar na presente fase do estudo para as várias formações ocorrentes

Unidade ^α	γ^d (kN/m ³)	γ_{sat}^d (kN/m ³)	c_u^d (kPa)	E_u^d (MPa)	c^d (kPa)	ϕ^d (°)	E^d (MPa)	K_0	k^d (m/s)	v^d	σ_c (MPa) [rocha]	E^d (GPa) [rocha]
ATERRO, A ^β	18	20	---	---	0	28	10	0,5	10 ⁻⁵	0,35	---	---
ALUVIÃO, a(ar) ^α	19	21	---	---	0	34	50	0,5	10 ⁻⁵	0,30	---	---
ALUVIÃO, a(ag) ^α	17	19	20	20	0	25	10	0,5	10 ⁻⁸	0,46	---	---
ALUVIÃO, a(cg) ^α	20	22	---	---	0	35	75	0,5	10 ⁻⁴	0,30	---	---
MIOCÉNICO; M(ag)a-NSPT > 50 ^α	22	23	350	100	10	33	60	1,0	10 ⁻⁸	0,33	---	---
MIOCÉNICO; M(ag)b-NSPT < 50 ^α	21	22	180	40	5	28	20	1,0	10 ⁻⁸	0,38	---	---
MIOCÉNICO-M(cal) ^α	24	24	---	---	100	34	400	0,8	10 ⁻⁵	0,25	---	---
OLIGOCÉNICO, O ^β	20	22	400	150	25	30	75	1,2	10 ⁻⁷	0,30	α	α
BASALTO, B ^β	26	26	---	---	200	40	2000	0,8	10 ⁻⁷	0,26	20	12
BASALTO, B _{WS, W4/5} ^β	21	23	---	---	50	35	250	0,7	10 ⁻⁶	0,28	---	---
TUFOS, T ^α	20	21	---	---	60	35	120	1,0	10 ⁻⁷	0,27	---	---
CALCÁRIO, Cc1a ^α	23	23	---	---	50	32	60	0,8	10 ⁻⁷	0,23	---	---
CALCÁRIO, Cc1b ^α	24	24	---	---	90	38	325	0,8	10 ⁻⁷	0,21	9	3
CALCÁRIO, Cc1c ^α	25	25	---	---	300	42	4000	0,8	10 ⁻⁶	0,21	50	27,5
CALCÁRIO, Cc1d ^α	24	24	---	---	120	40	1250	0,8	10 ⁻⁷	0,21	12	6
CALCÁRIO-DE-CANEÇAS ^α	23	23	---	---	80	35	400	0,8	10 ⁻⁷	0,25	5	1,5

3.3 Desvios de Circulação

Ao longo da duração da obra os estaleiros e áreas reservadas junto à zona a realizar a céu aberto, que interfiram com a circulação existente, serão demarcadas como áreas temporárias de ocupação com os consequentes desvios de trânsito.

Os desvios de circulação são objeto de projeto autónomo, apresentado no Tomo I – Geral, Volume 12 – Projeto Viário, deste Projeto de Execução.

Os estaleiros são objeto de projeto autónomo, apresentado no Tomo I – Geral, Volume 09 – Outras Estaleiros, deste Projeto de Execução.

3.4 Ocupação de Superfície e de Subsolo

A execução e escavação a céu aberto dos maciços de encabeçamento das estacas de fundação dos pilares do viaduto interferem com as redes de infraestruturas existentes no subsolo. As infraestruturas serão objeto de desvios provisórios/definitivos ou eventual suspensão, de modo a compatibilizar-se com o faseamento construtivo proposto.

Os serviços afetados são objeto de projeto autónomo, apresentado no Tomo IV – Viaduto.

Face à sua preponderância, considerou-se relevante, destacar duas infraestruturas particulares presentes na zona do Viaduto de Alcântara.

3.4.1 Túnel Infraestruturas de Portugal

A Infraestruturas de Portugal prevê futuramente realizar o Desnívelamento Ferroviário de Alcântara, que consiste na realização de um túnel ferroviário (com construção do tipo “cut and cover”) que permitirá efetuar a ligação da Linha de Cintura à Linha de Cascais e ao Porto de Lisboa, com construção de uma estação subterrânea de substituição da atual Estação de Alcântara-Terra. Está previsto que, na zona de Alcântara, o referido túnel se desenvolva sob as vias descendentes da Avenida de Ceuta (sentido norte-sul), cruzando o traçado em planta do metropolitano no troço onde se desenvolverá o viaduto de Alcântara. Neste local, o túnel será formado por cortinas de estacas secantes laterais com $\varnothing 1,00\text{m}$ espaçadas de 1,30m entre eixos, que intersecção estacas não armadas $\varnothing 1,00\text{m}$, por uma parede moldada central com 60cm de espessura e por um tampão de fundo em jet-grouting com 3,00m de espessura. Entre as cortinas de estacas laterais e a parede moldada central serão betonadas, após escavação, a laje de fundo (betonada sobre o tampão de fundo) e a laje de cobertura, formando dois quadros independentes.

Tendo em conta que, provavelmente, o referido túnel será construído posteriormente ao viaduto, deverá considerar-se como condicionante para o presente projeto a existência futura do referido túnel, tendo impacto essencialmente na implantação dos pilares do viaduto e nas estruturas de contenção necessárias para a execução das suas fundações.

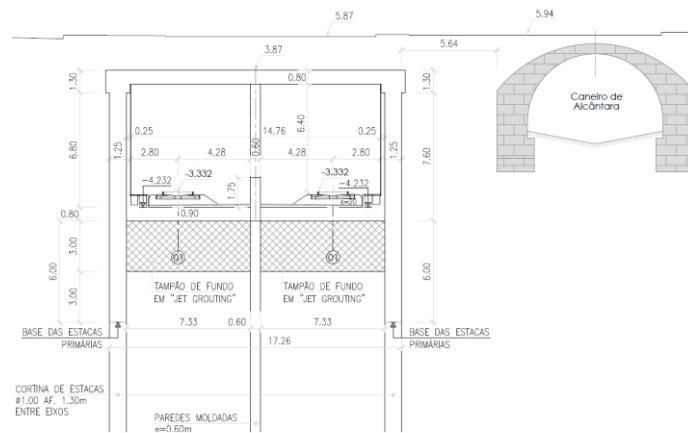


Figura 2 - Secção tipo do túnel ferroviário na zona de Alcântara

3.4.2 Caneiro de Alcântara

Sob a Avenida de Ceuta desenvolve-se o Caneiro de Alcântara que integra as infraestruturas de drenagem de águas residuais de Lisboa. Na zona de atravessamento do traçado do metropolitano, a secção do caneiro é formada para uma estrutura em alvenaria em forma de abóbada com 11,60m de largura interior útil.

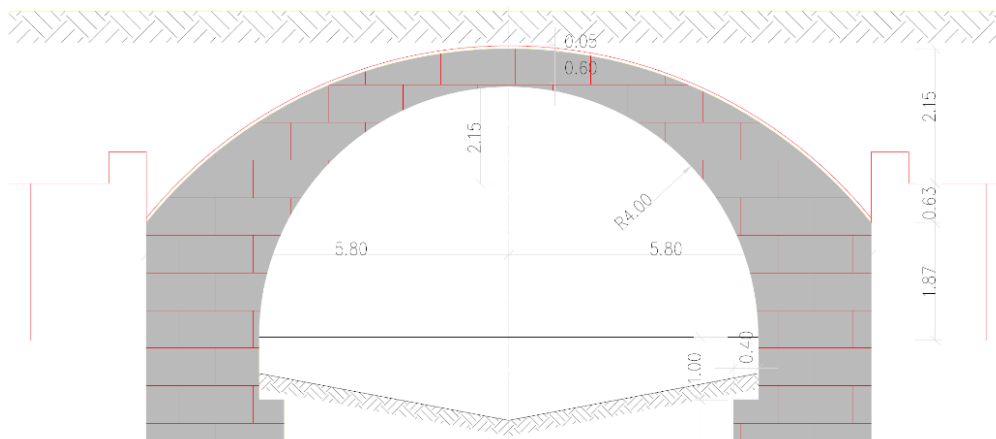


Figura 3 - Secção tipo do caneiro no cruzamento com o traçado (levantamento - Projeto túnel ferroviário)

O Regulamento do Plano Diretor Municipal de Lisboa estabelece no seu artigo 36º que “Nos coletores, interceptores, emissários e condutas elevatórias, a área de proteção é, sempre que possível, delimitada por linhas paralelas, com os seguintes afastamentos mínimos:

- Caneiro de Alcântara – 10 metros do limite exterior do caneiro”.

Ora, tendo em conta todas as outras condicionantes já descritas nesta memória, verifica-se a impossibilidade de não implantar pilares para o viaduto na faixa de proteção de 10m, pois tal implicaria a interseção da via-férrea existente a nascente. No entanto, conforme já previsto no estudo prévio, serão estabelecidas medidas de proteção com vista a mitigar os efeitos da nova construção sobre o caneiro.

Note-se que, o próprio túnel ferroviário se encontra implantado na referida faixa de proteção.

3.5 Interferências

3.5.1 Enquadramento

A avaliação de danos foi realizada com base na metodologia preconizada no Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha, já mencionada nos Critérios Gerais de Projeto, apoiada pelas recomendações do Eurocódigo 7, Anexo H e ainda pelo relatório ITA/AITES Report 2006 - Settlements induced by tunneling in Soft Ground.

Genericamente, todas as interferências estudadas encontram-se dentro da faixa de 30 m de ambos os lados do eixo do traçado e na zona de influência das escavações. A avaliação risco contemplou diversos tipos de interferências (EIEIF), nomeadamente:

- Edificado, incluindo os de interesse patrimonial;
- Infraestruturas enterradas;
- Infraestruturas ferroviárias.

Após a realização da avaliação de danos, em função do tipo de interferência e da magnitude dos danos estimados, serão selecionadas medidas de mitigação de assentamentos tendo em consideração:

- Tipo de obra a realizar;
- Cenário geológico, geotécnico e hidrogeológico estimado;
- Relação custo-benefício.

A execução dos trabalhos de escavação irá originar alterações do estado de tensão do maciço que resultarão em descompressões e conseqüentemente em deslocamentos na sua zona de influência. O método construtivo adotado em combinação com o comportamento das estruturas e dos materiais intercetados condicionará a magnitude dos deslocamentos induzidos nas estruturas nele fundadas (doravante denominadas interferências). Em função da grandeza dos deslocamentos e da natureza das interferências, os efeitos dos deslocamentos poderão ser significativos e resultar em danos, pelo que importa analisar os seus efeitos. Com este objetivo, a metodologia proposta, permite quando necessário e aplicável, definir medidas de mitigação.

A presente avaliação de danos foi realizada de acordo com os requisitos do Caderno de Encargos. De modo a abranger as várias tipologias de interferências presentes no ambiente urbano em que a obra se insere, foi necessário complementar a metodologia patenteada, resultando no processo descrito no ponto seguinte do presente documento.

3.5.2 Estado do edificado, incluindo património, das infraestruturas enterradas e das infraestruturas ferroviárias

3.5.2.1 Atividades realizadas

Com o objetivo de melhor caracterizar os edifícios, as infraestruturas enterradas e as infraestruturas ferroviárias, foi realizada uma consulta da informação cadastral, dos elementos técnicos (plantas) disponíveis e de fotografias históricas e, onde possível, realizadas visitas.

Para os edifícios abrangidos pela faixa de perturbação, tentou-se recolher sempre que possível informações sobre as características das suas fundações, nomeadamente, o tipo de fundação e a cota estimada a que estas poderão estar localizadas.

Para a caracterização das infraestruturas enterradas e das infraestruturas ferroviárias na zona de influência dos trabalhos de escavação, serão realizados contactos com a entidades concessionárias das infraestruturas com o objetivo de aferir o seu posicionamento e estado de

conservação. Paralelamente, serão realizadas vistorias aos serviços e efetuados levantamentos topográficos dos elementos visíveis à superfície.

3.5.2.2 Edifícios

O projeto insere-se numa zona urbana cujo edificado foi construído em diferentes períodos históricos e em que a sua composição, estado de conservação e tipo de estrutura, diferem significativamente.

Na avaliação da suscetibilidade de edifícios foi também considerado o seu valor histórico-cultural, particularmente se no que respeita ao facto de o mesmo ser considerado património classificado. Assim, com o objetivo de incluir na avaliação de risco esta componente, foi incorporado um fator de agravamento da categoria de risco, descrita no Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha.

A análise dos elementos acima referidos em combinação com o posicionamento dos edifícios em relação aos trabalhos de escavação, permitiu identificar os edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos (Tabela 2).

Tabela 2 - Edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO
386	Edifício	Rua da Costa, 2-6
387	Edifício	Rua da Costa, s/n
388	Edifício	Rua da Costa, 8-20
389	Edifício	Rua da Costa, 22-26
390	Edifício	Rua da Costa, 28
391	Edifício	Rua da Costa, 30-32
392	Edifício	Rua da Costa, 34-42
393	Edifício	Rua da Costa, 44-46
394	Edifício	Rua da Costa, 52-54
395	Edifício	Triste Feia, 2
396	Edifício	Triste Feia, 4
397	Edifício	Triste Feia, 6
398	Edifício	Travessa do Livramento, 2
399	Edifício	Travessa do Livramento, 4
400	Edifício	Travessa do Livramento, 10
401	Edifício	Travessa do Livramento, 19
402	Edifício	Travessa do Livramento, 20-22
403	Edifício	Travessa do Livramento, 21
404	Edifício	Travessa do Livramento, 24-26

405	Edifício	Travessa do Livramento, 28
406	Edifício	Travessa do Livramento, 30
407	Edifício	Travessa do Livramento, 34

3.5.2.3 Infraestruturas enterradas

O traçado do projeto atravessa uma área da cidade de Lisboa que é simultaneamente servida por infraestruturas enterradas para saneamento, drenagem, abastecimento de água, telecomunicações e eletricidade.

À semelhança do referido no ponto anterior para edifícios, também as infraestruturas enterradas foram instaladas em diferentes períodos históricos, em que a sua composição, estado de conservação e material utilizado, diferem significativamente (ver documento sobre serviços afetados emitido no âmbito de cada volume).

A análise dos elementos acima referidos, em combinação com o posicionamento das infraestruturas enterradas em relação aos trabalhos de escavação, permitiu identificar as infraestruturas enterradas mais suscetíveis à ocorrência de danos (Tabela 3). Assinala-se que algumas destas infraestruturas serão desviadas faseadamente durante a execução dos trabalhos.

Tabela 3 – Infraestruturas enterradas mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO
429	Aqueduto / Serviço	Avenida de Ceuta, s/n

3.5.2.4 Infraestruturas ferroviárias

O eixo do projeto interceta infraestruturas ferroviárias associadas à rede de comboios da empresa Infraestruturas de Portugal (IP) e da rede de elétricos da Carris. Na Tabela 4 encontra-se a lista das infraestruturas ferroviárias consideradas como mais suscetíveis.

Tabela 4 – Infraestruturas ferroviárias mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO
1008	Ferrovia	CP - Avenida de Ceuta c/ Rua Prior do Crato

3.5.3 Medidas de mitigação

Para a fase de Projeto de Execução, foi realizada uma referenciação de danos nas interferências mais suscetíveis, tendo-se concluído, nesta fase do projeto e numa primeira aproximação, não ser necessário realizar medidas específicas de reforço estrutural. A monitorização de cada interferência pode ter que ser reforçada função do seu nível de suscetibilidade perante a obra.

3.6 Análise de danos e Demolições

A avaliação de danos em interferências ao longo do traçado, assim como a definição de critérios de danos em estruturas ou infraestruturas situadas na vizinhança da obra, encontra-se desenvolvida no Tomo I – Geral, Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha.

As interferências resultantes da construção do túnel que resultam em necessidade de demolições, encontram-se retratadas no Tomo I – Geral, Volume 27 – Demolições ao Longo da Linha, do presente Projeto de Execução.

3.7 Implantação

A implantação da obra respeita integralmente os requisitos definidos no programa preliminar, tendo em consideração o novo traçado de via atualizado no “ANEXO X – AO CADERNO DE ENCARGOS TÉCNICO – ALTERAÇÃO DO TRAÇADO ENTRE OS KM 2+570.938 E O KM 3+471.193”.

3.8 Segurança

A atividade de prevenção de riscos profissionais tem uma matriz de referência baseada num conjunto de princípios gerais de prevenção:

1. Evitar os riscos;
2. Avaliar os riscos que não possam ser evitados;
3. Combater os riscos na origem;
4. Adaptar o trabalho ao trabalhador;
5. Ter em conta o estado de evolução técnica;
6. Substituir o que é perigoso pelo que é isento de perigo ou menos perigoso;
7. Planificar a prevenção;
8. Dar prioridade à prevenção coletiva em relação à individual;
9. Dar formação e instruções adequadas aos trabalhadores.

Estes princípios devem nortear a ação de todos os intervenientes durante todo o processo de construção. Apresenta-se nas peças desenhadas do presente Projeto de Execução, subscrevendo as orientações do Dono de Obra apresentadas no Programa Preliminar, desenho de notas gerais com uma lista não exaustiva de atividades que envolvem riscos especiais para a segurança e saúde dos trabalhadores decorrentes da execução do projeto e as ações para a prevenção de riscos associados à realização dos trabalhos.

Será da responsabilidade da Entidade Executante desenvolver o Plano de Segurança e Saúde, conforme indicado no Caderno de Encargos, e garantir a sua implementação na fase de execução da obra.

3.9 Arquitetónicos

O presente Projeto de Execução procura atingir as soluções técnicas mais adequadas e que estão compatibilizadas com o Projeto de Execução de Arquitetura (Tomo V – Estações, Volume 4 – Estação de Alcântara).

3.10 Compatibilidade com as Outras Especialidades

O presente Projeto de Execução está compatibilizado com todas as restantes especialidades, nomeadamente:

- Tomo I – Geral, Volume 2 – Traçado;

- Tomo I – Geral, Volume 3 – Via-Férrea;
- Tomo I – Geral, Volume 4 – Coluna seca;
- Tomo III – Obras Especiais, Volume 3 – Flúidos;
- Tomo III – Obras Especiais, Volume 4 – Energia;
- Tomo III – Obras Especiais, Volume 5 – Telecomunicações;
- Tomo III – Obras Especiais, Volume 6 – Mecânica;

3.11 Ambiente

O projeto do “Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara” está sujeito a Avaliação de Impacte Ambiental, tendo sido desenvolvido um Estudo de Impacte Ambiental e emitida uma Declaração de Impacte Ambiental (DIA) que determina uma **Decisão Favorável Condicionada** ao cumprimento dos termos e condições expressas na DIA (processo de AIA n.º 3462), na qual se identificam as medidas de minimização gerais a implementar em fase de construção, a serem complementadas em fase do Projeto de Execução com a realização do Relatório de Conformidade Ambiental com o Projeto de Execução (RECAPE).

No desenvolvimento do presente Projeto de Execução foram consideradas as seguintes medidas:

- Cumprimento das áreas mínimas de intervenção, necessárias à realização dos trabalhos, apresentadas no Programa Preliminar do M.L.;
- Consideração das medidas e recomendações constantes da DIA (processo de AIA n.º 3462);
- Consulta dos elementos patenteados a concurso referentes à identificação de todas as interferências ao longo do traçado e ao levantamento dos respetivos cadastros para análise nas fases seguintes de projeto. Nesta fase realizou-se uma análise de risco aos edifícios interferidos seguindo a metodologia de avaliação de danos nos edifícios devido a escavações profundas e de túneis patenteada pelo M.L., que consta do Tomo e Volume específico, do presente Projeto de Execução;
- Adoção de faseamentos construtivos que promovam a realização dos trabalhos no prazo mais curto e que minimizem o impacto sobre a vida da comunidade e sobre o património edificado;
- Definição de um plano de instrumentação e observação, que se encontra enquadrado no presente Projeto de Execução em cada volume de frente de obra (a detalhar devidamente em Projeto de Execução), no sentido de detetar, quantificar e prevenir possíveis danos nas estruturas (por exemplo, ao nível do edificado) e deformações da superfície, bem como prevenir que eventuais deformações tenham consequências ao nível do edificado.

4 REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE

A regulamentação e a bibliografia técnica adotadas são as apresentadas abaixo:

- NP EN 1990 – Bases para projetos de estruturas (EC0);
- NP EN 1991 – Bases de projeto e ações em estruturas (EC1);
- NP EN 1992 – Projeto de Estruturas de Betão (EC2);
- NP EN 1993 – Projeto de Estruturas de Aço (EC3);
- NP EN 1994 – Projeto de Estruturas mistas Aço-Betão (EC4);
- NP EN 1997 – Projeto Geotécnico (EC7);
- NP EN 1998 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8);
- fib Model Code 2010 for Concrete Structures;
- Normas de Projeto de estruturas do Metropolitano de Lisboa.

Serão ainda consideradas as seguintes normas de execução:

- NP EN 206:2013+A1:2017 – Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- NP EN 13670-1 - Execução de estruturas de betão. Parte 1: Regras Gerais;
- NP EN 1536 - Execução de obras geotécnicas especiais – Estacas Moldadas
- NP EN 14199 - Execução de obras geotécnicas especiais- Microestacas
- NP EN 1537 - Execução de obras geotécnicas especiais: Ancoragens;
- EN ISO 22447-5 – Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 5: Testing of grouted anchors;
- NP EN 197-1 - Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes;
- NP EN 197-2 - Cimento. Parte 2: Avaliação de conformidade;
- NP EN 13251 - Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização em obras de terraplenagem, fundações e estruturas de suporte;
- NP EN 13256 - Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a construção de túneis e obras subterrâneas;
- NP EN 14487-1 - Betão projetado. Parte 1: Definições, especificações e conformidade;
- NP EN 14487-2 - Betão projetado. Parte 2: Execução;

-
- NP EN 14889-1 - Fibras para betão - Parte 1: Fibras de aço - Definições, especificações e conformidade;
 - NP EN 14488-5 -Ensaio do betão projetado - Parte 5: Determinação da capacidade de absorção de energia de provetes de lajes reforçadas com fibras;
 - NP EN 445 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio;
 - NP EN 446 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Procedimentos para injeção;
 - NP EN 447 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Especificações para caldas correntes.

5 MATERIAIS

5.1 Estruturas Provisórias

As características dos materiais adotados no presente Projeto de Execução para as soluções de carácter provisório encontram-se apresentadas nos quadros seguintes:

Tabela 5 - Características dos materiais (1/2)

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
BETÃO	BETÃO PROJETADO (VIA HÚMIDA)	C30/37 XC4(P) CL 0,4 DMAX.10 S5
	BETÃO MOLDADO EM GERAL	C30/37 XC4(P) CL 0,4 DMAX.22 S3
	BETÃO EM ESTACAS	C30/37 XC4(P) CL 0,4 DMAX.15 S4
	REGULARIZAÇÃO/ENCHIMENTO	C12/15 X0(P) CL 1.0 DMAX.25 S3
CALDA DE CIMENTO	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 7 DIAS	f_{ck} MÍN. = 25 MPa
FIBRAS METÁLICAS	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	1500 MPa
	COMPRIMENTO (EXTREMIDADE COM GANCHO)	< 35 MM
	ESBELTEZA, L/D	65
	DOSAGEM MÍNIMA DE FIBRAS	25 kg/m ³
	CLASSE DE ABSORÇÃO DE ENERGIA:	E700
FIBRA DE VIDRO	RESISTÊNCIA À TRACÇÃO	≥ 2000 MPa
	CARGA NOMINAL DE ROTURA	430 kN
AÇO	CHAPAS E PERFIS METÁLICOS	S 355 JR
	PRE-ESFORÇO	EN 10138-3-Y1860S7-15,7-F1-C1
	CAMBOTAS TRELIÇADAS	A 500NR
	REDE ELETROSSOLDADA	A 500ER
	ENFILAGENS	S 355 JR
	MICROESTACAS	N80 API 5A
	Elementos de fixação metálica	CLASSE 8.8
PREGAGENS DE TUBO EXPANSIVO	CARGA MÍNIMA DE CEDÊNCIA	Py = 130 kN
	TIPO DE AÇO	S 355 MC
No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no EC3 e NP EN 1090		

Tabela 6 – Características dos materiais (2/2)

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
GEODRENOS	TUBO DE POLIETILENO RÍGIDO, CORRUGADO E RANHURADO	SN2
GEOTÊXTEL DO GEODRENO	MASSA POR UNIDADE DE ÁREA (EN 9864)	150 g/m ²
	MASSA POR UNIDADE DE ÁREA (EN 9864)	2 mm
	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (EN ISO 10319)	4,5 kN/m
	ALONGAMENTO À CARGA MÁXIMA (EN ISO 10319)	80 %
	PUNÇAMENTO ESTÁTICO (EN ISO12236)	≥ 700 N
	RESISTÊNCIA À PERFURAÇÃO DINÂMICA (EN 918)	≤ 28 mm
	DURABILIDADE	[DURAÇÃO ESTIMADA DE, NO MÍNIMO, 25 ANOS EM TERRENO COM 4 < PH < 9 E TEMPERATURAS < 25°C (TEMPO DE EXPOSIÇÃO MÁXIMO DE 1 SEMANAS APÓS INSTALAÇÃO)]

Tabela 7 – Estruturas provisórias. Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (**)	
Elemento	Recobrimento nominal
Estacas	75 mm
Vigas de coroamento e distribuição	35 mm

(*) - Recobrimento mínimo + Margem de cálculo para as tolerâncias de execução = Recobrimento nominal.

5.2 Estruturas Definitivas

As características dos materiais adotados no presente Projeto de Execução para as soluções de carácter definitivo encontram-se apresentadas nos quadros seguintes:

Tabela 8 – Estruturas definitivas. Características dos materiais – Betão

Materiais	Localização	Classe de Resistência	Classe de exposição	Cl. teor de cloretos	D _{max} (mm)	Classe de Consistência
Betão (<i>in situ</i>)	Regularização	C12/15	X0	CL 1,00	25	S3
	Estrutura interior em ambiente seco (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37	XC1	CL 0,40	25	S3
	Estrutura interior em zonas húmidas – zonas com sanitários (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37	XC3	CL 0,40	25	S3
	Estrutura exterior (revestimento definitivo das paredes de contenção periférica, laje de fundo, laje de cobertura e elementos expostos à intempérie)	C30/37	XC4	CL 0,40	25	S3
	Enchimento	C20/25	X0	CL 1,00	25	S3
	Elementos pré-esforçados	C40/50	XC4	CL 0,20	25	S3

Notas:

As betonilhas de enchimento a realizar para o assentamento dos revestimentos dos pisos e para a formação de pendentes nas lajes internas deverão ter um peso específico máximo de 15 kN/m³.

Tabela 9 – Estruturas definitivas. Características dos Materiais – Aço estrutural

Materiais	Localização	Classe de resistência
Aço Estrutural	Armaduras ordinárias	A500 NR SD
	Armaduras pré-esforço	EN 10138-3-Y1860S7-15,7-F1-C1
	Malha eletrossoldada	A500 EL
	Estruturas metálicas (chapas e perfis)	S355 JR
	Parafusos / Pernos	Classe 8.8/10.9
	Porcas	Classe 8/10

Tabela 10 – Estruturas definitivas. Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (*) (**)		
	Elemento	Recobrimento nominal
Recobrimentos a Garantir de Acordo com Exigências de Resistência ao Fogo e Durabilidade dos Materiais Vida Útil Considerada: 100 Anos Estabilidade ao Fogo: R120	Lajes elevadas e escadas	40 mm
	Paredes interiores	40 mm
	Pilares e Vigas	45 mm
	Paredes de Contenção	45 mm
	Laje de fundo	45 mm
	Lajes de cobertura enterradas	45 mm
	Vigas pré-esforçadas na cobertura	60 mm
	Vigas pré-esforçadas interiores	55 mm

(*) - Recobrimento mínimo + Margem de cálculo para as tolerâncias de execução = Recobrimento nominal.

(**) - Em elementos inferiores a 0.25 m o recobrimento é reduzido em 0.005 m, devendo ser garantidos os recobrimentos mínimos definidos na EN 10080.

6 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

6.1 Tempo de Vida Útil

Tendo em conta o preconizado no ponto 2.3 do Anexo Nacional da NP EN 1990, a estrutura é classificada com sendo uma estrutura de categoria do tempo de vida útil de projeto 5, a qual corresponde um valor indicativo de tempo de vida útil de projeto de 100 anos.

6.2 Classificação da Obra de Acordo com a sua Importância

A classificação da obra de acordo com a sua importância é realizada de acordo com o especificado no Anexo Nacional da EN 1990.

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentada no quadro B.1 da EN 1990, o viaduto é parte integrante de uma infraestrutura cujo colapso representa “consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes”, pelo que se classifica como sendo da classe de consequência CC3.

6.3 Classe de Inspeção

De acordo com a norma NP EN 13670 – 1 anexo G, quadro G.1, a estrutura de objeto desta Memória Descritiva e Justificativa enquadra-se na classe de inspeção 3, para betão moldado.

6.4 Classe de Fiabilidade

A Classe de Fiabilidade é definida de acordo com o anexo nacional da NP EN 1990. Tendo em conta que a obra definitiva é da classe de consequência CC3, de acordo com o ponto B.3.2 do Anexo B, fixa-se a classe de fiabilidade RC3 para a obra.

6.5 Categoria Geotécnica da obra associada às Estruturas de Contenção

A NP EN 1997-1:2010 estabelece a Categoria Geotécnica (CG1, CG2 ou CG3) do projeto em função da sua complexidade e classe de consequências.

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentada no quadro B.1 da NP EN 1990, considera-se que a estrutura de contenção necessária à execução do túnel é uma infraestrutura cujo colapso representa “consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais medianamente importantes” (CC3) considera-se ainda que o grau de complexidade do projeto geotécnico é elevado. Assim, para uma classe de consequências CC3 para uma complexidade do projeto geotécnico média, atribui-se a Categoria Geotécnica 3 (CG3) à estrutura de contenção.

7 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

No presente capítulo descreve-se de uma forma geral as várias soluções adotadas para a obra em apresentação.

7.1 Muro de Suporte de Terras Junto ao Encontro Nascente

Na conceção das soluções definidas no âmbito do presente Projeto de Execução procurou-se para além da necessária contenção dos terrenos a escavar, respeitar os seguintes pressupostos de base:

- Controlar as deformações nos terrenos envolventes à escavação, permitindo ainda a fácil adaptação da solução a eventuais singularidades de natureza geológico e geotécnica;
- Garantir a menor interferência possível com todas as estruturas e infraestruturas adjacentes;
- Procurar garantir facilidade, rapidez e segurança de execução;

Tendo em consideração o desnível de terras a conter entre a fundação da muralha do Baluarte do Livramento e a cota dos arruamentos junto ao edifício n.º 18 da Rua Costa do Castelo, prevê-se a necessidade de executar uma parede de contenção periférica com recurso a tecnologia “Berlim Definitivo”.

Após a demolição dos edifícios existentes na base do Baluarte do Livramento, prevê-se que sejam materializadas plataformas de trabalho compatíveis com a circulação de equipamentos de execução de microestacas.

Esta tecnologia de contenção consiste na execução, de cima para baixo, de uma estrutura em betão armado, provisoriamente ancorada ou escorada e apoiada em microestacas verticais com secção tubular, em aço de alta resistência ($f_{syd} > 560$ MPa), cuja função é suportar as cargas verticais a que a contenção está sujeita, em particular o peso próprio e a componente vertical das ancoragens. Estes elementos serão colocados no interior de furos de 8” (200 mm) de diâmetro e serão selados, através de sistema apropriado (injeção IRS) no comprimento correspondente ao bolbo de selagem, localizado abaixo da cota final de escavação.

Os painéis de betão armado com uma espessura teórica mínima de 35 cm serão betonados diretamente contra o paramento vertical aberto no terreno, garantindo-se a estabilidade dos muros de contenção, face aos impulsos do terreno durante as operações de escavação, pela execução de ancoragens pré-esforçadas, pela colocação de escoras metálicas provisórias.

De forma a garantir a estabilidade do paramento durante o processo de painelização é essencial o cumprimento integral do faseamento construtivo proposto, em particular que o intervalo de tempo entre as operações de escavação e de betonagem não ultrapasse as 12 horas.

Na fase provisória, correspondente aos trabalhos de escavação, deverão ser criadas, em função do eventual caudal de água afluyente ao interior do recinto, condições que permitam a indispensável bombagem com dispositivos convencionais.

As ancoragens serão constituídas por 5 cordões de 0,60” com uma carga de pré-esforço útil igual a 600 kN e deverão ser seladas em formações competentes e geologicamente estáveis em relação à geometria total da escavação através do sistema IRS, recorrendo a obturador duplo e válvulas antirretorno. Com o objetivo de evitar a possibilidade de intersecções destes elementos

com instalações 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, previu-se a realização de ancoragens com uma inclinação que varia entre os 20° e os 30° (dependendo do nível do painel), diâmetro de furação superior a 200 mm (8") e comprimento de selagem mínimo de 6.0 m.

As microestacas da parede serão, em geral, materializadas por tubos em aço N80 (API 5A) Ø127.0x9.0 mm, implantados ao eixo da parede de contenção em betão armado. Os comprimentos totais das microestacas deverão ser compatíveis com a localização do respetivo bolbo de selagem, no substrato competente ($N_{SPT} > 60$ pancadas) e geologicamente estável face à geometria da escavação para a construção de todos os pisos enterrados. A furação para a colocação destes elementos deverá ser no mínimo de $\varnothing_{min} = 8''$ (200 mm) e terão de ter um comprimento de selagem mínimo de 6.0 m. Sempre que as restrições de vizinhança não permitem a execução das microestacas dentro da espessura da parede, prevê-se a colocação de cachorros provisórios que serão cortados após a construção dos muros complementares definitivos.

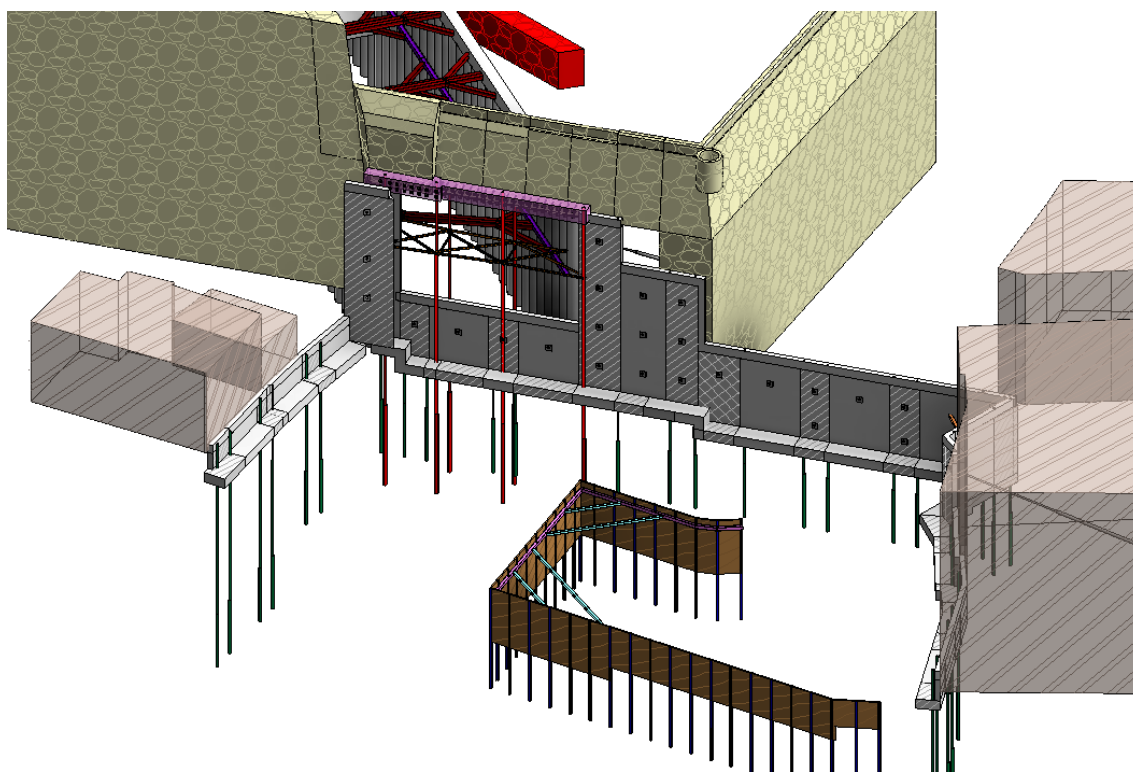


Figura 4 – Vista 3D da solução provisória do Muro de Suporte de Terras Junto ao Encontro Nascente

Após a realização dos trabalhos de escavação e betonagem do maciço de estacas do pilar P5, prevê-se a construção de um conjunto de muros de suporte e contrafortes complementares à parede de contenção original, de forma a permitir a desativação das ancoragens provisórias e, simultaneamente, incorporar as escadas de acesso ao encontro Nascentes e à plataforma inferior do Baluarte do Livramento (aproximadamente à cota da laje de cobertura do falso túnel de enquadramento do viaduto).

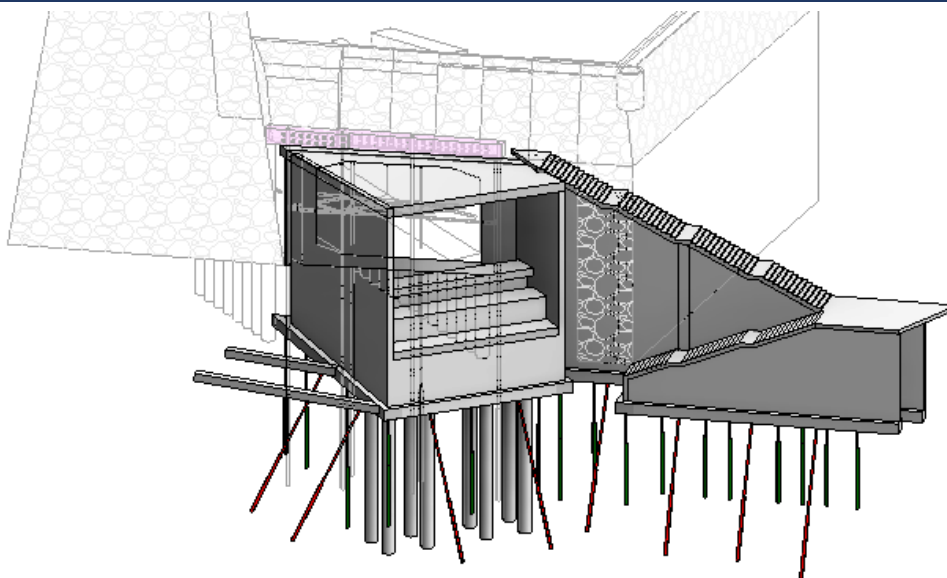


Figura 5 – Vista 3D da solução definitiva do Muro de Suporte de Terras Junto ao Encontro Nascente

De modo a garantir a verificação de segurança dos muros de suporte definitivos às ações regulamentares, em particular a segurança ao deslizamento, ao derrubamento e à capacidade de carga do terreno de fundação, prevê-se a execução de um conjunto de microestacas de fundação verticais e inclinadas.

7.2 Contenções Provisórias para a execução dos maciços de estacas

Conjugando as profundidades de escavação necessárias para a construção dos maciços de encabeçamento das estacas de fundação dos pilares, com os condicionamentos existentes nas faixas adjacentes os futuros pilares, conclui-se pela necessidade de prever estruturas de contenção provisória de terras. Uma vez que não é expectável a intersecção do nível freático instalado no local da intervenção, considera-se que a solução de contenção provisória mais adequada será uma contenção do tipo “Berlim Provisório”, constituída por perfis HEB140 afastados de 1.50m e barrotes de madeira com 10cm de espessura. A cerca de 1,0m de profundidade será instalada uma viga de distribuição metálica para solidarização de todos os perfis e, sempre que necessário, instaladas escoras de canto para travamento horizontal adicional.

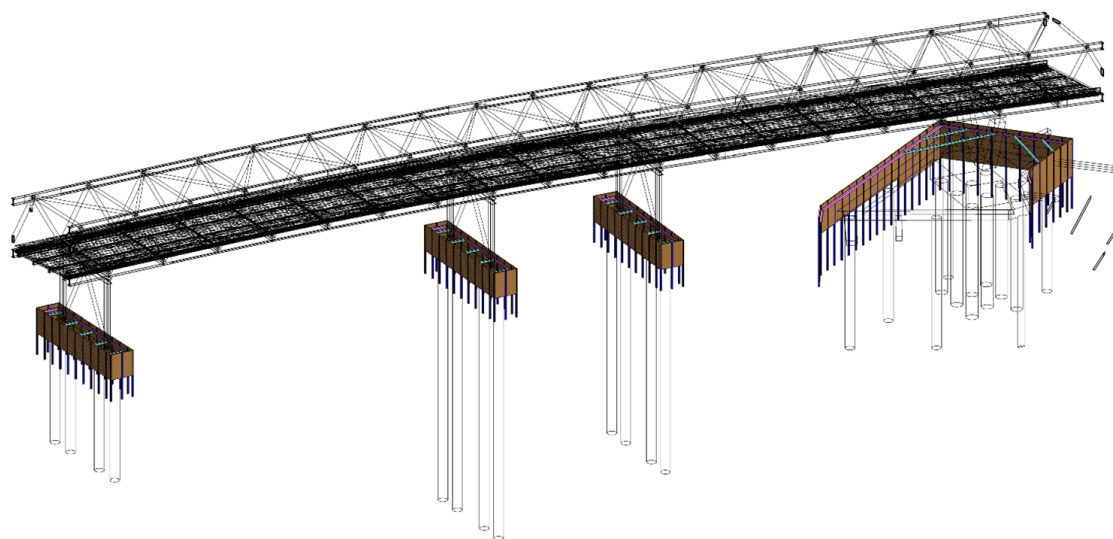


Figura 6 – Vista 3D da solução de Contenções Provisórias para a execução dos maciços de estacas

Após a execução dos maciços de fundação, deverá ser realizado o aterro do espaço circundante com solos provenientes das escavações, desde que isentos de matéria orgânica, pedras e outros detritos. As camadas terão a espessura máxima de 0,25m antes da compactação. Deverá ser assegurado um teor em água de compactação compreendido entre wopt -2% e +1% e um grau de compactação mínimo é de 95%, ambos referidos ao ensaio Proctor normal.

7.3 Solução de Fundação Indireta dos Pilares P2, P3 e P4

A fundação dos pilares em referência será do tipo indireta com recurso a estacas moldadas de fundação com $\varnothing 1000\text{mm}$ e comprimentos totais estimados variáveis entre 11,0m e 27,0m, de forma a garantir um comprimento mínimo de 11,0m e um encastramento mínimo nas formações calcárias de 5,0m.

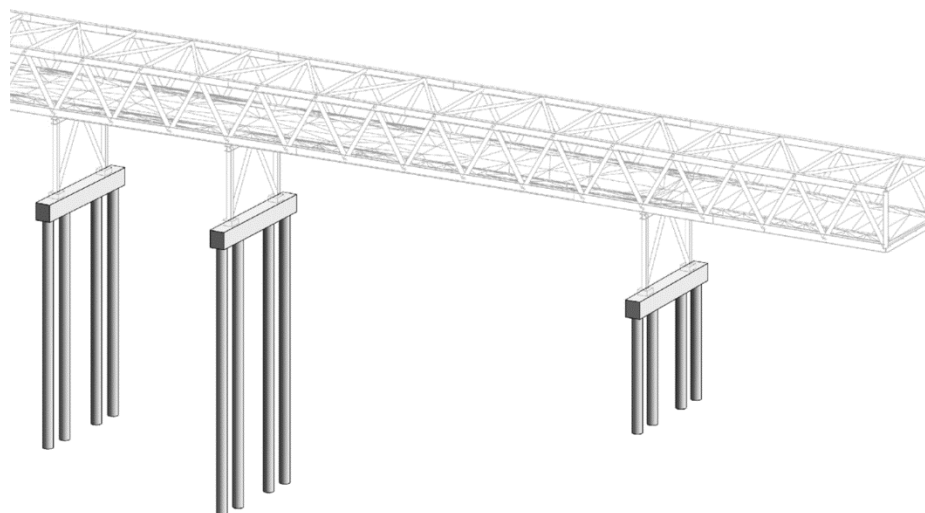


Figura 7 – Vista 3D da solução definitiva da Fundação Indireta dos Pilares P2, P3 e P4

A solução agora proposta mantém a conceção do programa de concurso, ou seja, prevê a execução de 2 estacas moldadas sob cada montante de apoio do tabuleiro do viaduto, materializando um maciço único de encabeçamento de 4 estacas, com 1,70m de altura.

Além dos esforços de tração e compressão, as estacas acomodarão ainda os esforços horizontais resultantes das ações atuantes, as quais determinam momentos fletores em profundidade.

7.4 Solução de Fundação Indireta do Pilar P5 e Edifício

O pilar P5 é um pilar muito distinto dos restantes, não apenas na sua geometria, mas principalmente pela sua função do desempenho do viaduto, uma vez que é neste pilar que são absorvidas a generalidade das forças horizontais geradas ao nível do tabuleiro. Face às elevadas forças horizontais, e respetivos momentos fletores, absorvidos pelo pilar P5, mostrou-se necessário prever a colocação de 8 estacas moldadas $\varnothing 1200\text{mm}$, encabeçadas por um maciço com 3,00m de espessura. A disposição das referidas estacas foi criteriosamente escolhida de modo a controlar a rigidez e conseqüentemente a gama das frequências de vibração horizontal do viaduto.

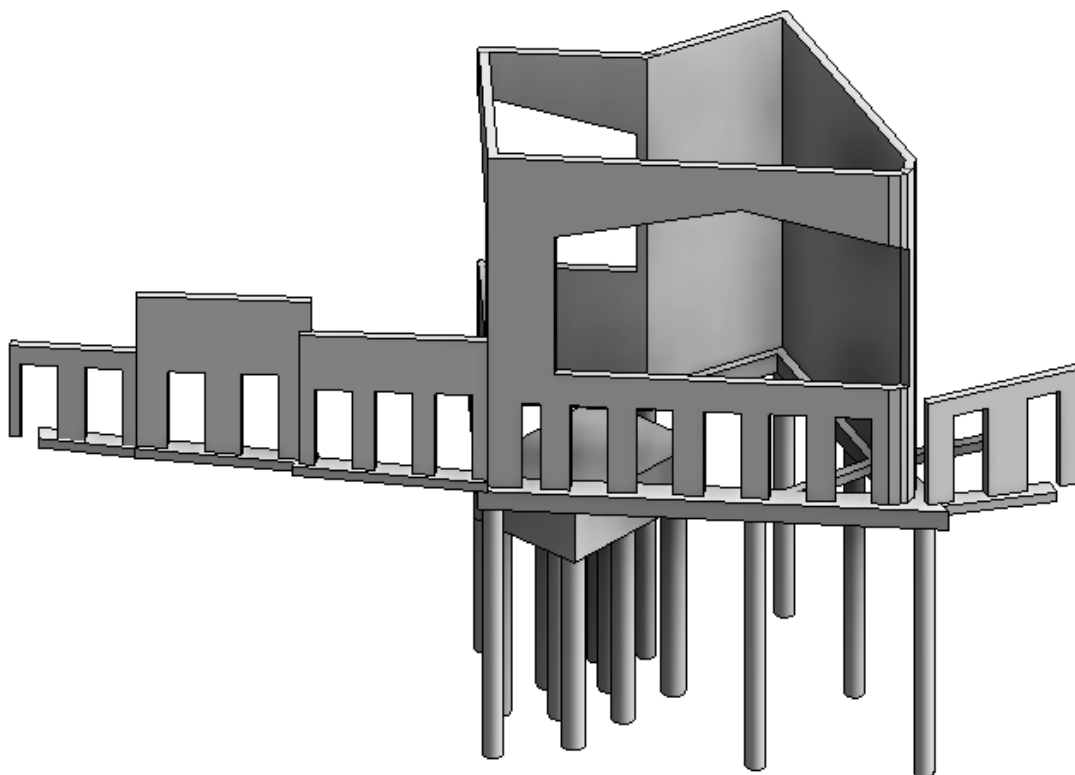


Figura 8 – Vista 3D da solução definitiva da Fundação Indireta do Pilar P5 e Edifício

Face à ocorrência do maciço calcário a menor profundidade, prevê-se que as estacas apresentem comprimento total de 12,0m, o qual permitirá garantir um encastramento mínimo do substrato cretácico de 6,0m

Em torno do presente maciço de fundação será ainda realizada uma laje de ensoleiramento com 50cm de espessura que, juntamente com 6 estacas moldadas $\varnothing 1000\text{mm}$ complementares,

permitirá fundar a parede/casca representativa da envolvente exterior do edifício atualmente existente na localização futura do pilar P5.

7.5 Solução de Fundação Indireta do Encontro Nascente

O encontro nascente do Viaduto de Alcântara inicia-se no terraplino imediatamente a tardo do paramento do Baluarte do Livramento, estendendo-se para a zona Sul do mesmo.

Na zona a tardo do Baluarte prevê-se para a fundação o recurso a estacas moldadas Ø800mm, à semelhança do que já ocorre com parte da própria estrutura definitiva do túnel escavado a céu aberto nesse mesmo terraplino. De acordo com as cargas a acomodar, a geometria particular do encontro e a existência de algum material de aterro abaixo da cota de fundação do encontro, prevê-se que as estacas tenham um comprimento total de 10,0m, o qual garantirá um encastramento mínimo de 5,0m no substrato cretácico.

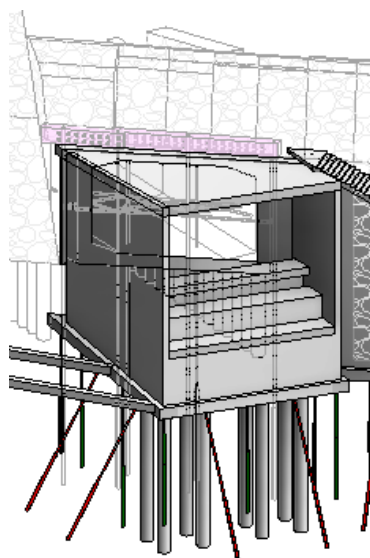


Figura 9 – Vista 3D da solução definitiva da Fundação Indireta do Encontro Nascente

Na zona a diante do Baluarte prevê-se para a fundação o recurso a muros de suporte complementares à parede de contenção. De modo a garantir a verificação de segurança dos muros de suporte definitivos às ações regulamentares, em particular a segurança ao deslizamento, ao derrubamento e à capacidade de carga do terreno de fundação, prevê-se a execução de um conjunto de microestacas de fundação verticais e inclinadas.

7.6 Sistema de Impermeabilização

De forma a cumprir as exigências de estanqueidade definidas no Caderno de Encargos, prevê-se para a aplicação de um sistema de impermeabilização com recurso a uma barreira geossintética constituída por uma geomembrana impermeabilizante (policloreto de vinil) com 2 mm de espessura protegida com geotêxtil (polipropileno), de acordo com a especificação RT026 do ML e com as peças desenhadas do presente Projeto de Execução.

De acordo com o previsto no Caderno de Encargos, para a circunscrição dos eventuais defeitos do sistema de impermeabilização e dos trabalhos de reparação será efetuada a compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização (AFTES, 2005).

A compartimentação transversal será conseguida pela solidarização de perfis extrudidos flexíveis (lâminas de estanqueidade do tipo watersop) à geomembrana impermeabilizante ao longo do perímetro das galerias. Para a eventual compartimentação longitudinal, em troços localizados, os perfis serão colocados segundo o eixo das galerias nos alinhamentos superior (abóbada) e inferior (soleira).

A compartimentação transversal será realizada aproximadamente a cada 8 metros, limitando-se assim a área máxima de cada compartimento a 250 m².

A eventual necessidade de colocação de uma proteção mecânica, e suas características, deverá ser avaliada em conjunto com o aplicador e fornecedor do sistema de impermeabilização, em função do risco de danificação da tela de impermeabilização, tendo em conta o tipo de circulação e dos trabalhos a realizar em obra.

O sistema de impermeabilização será confirmado em função das condições encontradas em obra e em conjunto com o fornecedor e aplicador da solução.

Na Figura 10 apresentam-se os pormenores do sistema de impermeabilização do revestimento definitivo na zona das paredes e da laje de fundo.

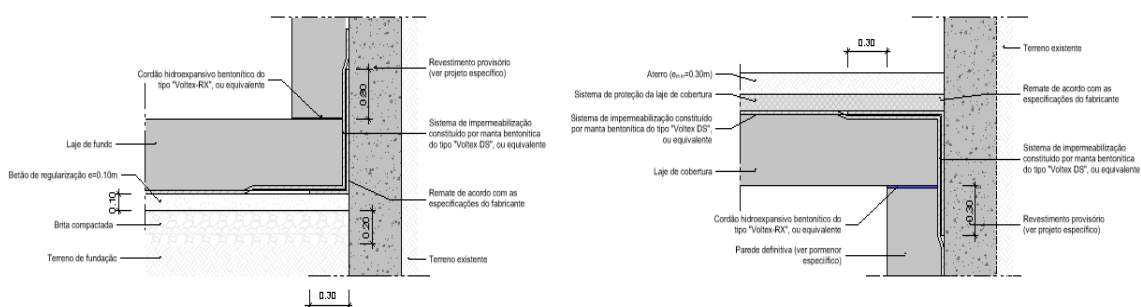


Figura 10 - Sistema de impermeabilização do revestimento definitivo das estruturas executadas a céu aberto

Propõe-se, para as estruturas executadas a céu aberto, explorar em fase de obra a possibilidade de utilização do sistema de impermeabilização a base de mantas bentoníticas.

Neste cenário, a explorar em fase de obra, a utilização de soluções com telas bentoníticas armadas com armadura de poliéster do tipo Voltex DS ou similar, protegidas a polietileno e geotêxtil, e com cordões hidroexpansivos.

8 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Neste capítulo apresentam-se de forma geral os faseamentos aplicados para as soluções definidas.

8.1 Muros de Suporte de Terras Junto ao Encontro Nascente

O faseamento resumido dos trabalhos de escavação e construção dos muros de suporte de terras será o seguinte:

1. Demolição dos edifícios existentes de acordo com o definido no volume específico;
2. Realização de vistoria aos edifícios adjacentes ao recinto da escavação;
3. Levantamento e eventual desvio dos serviços que possam vir a ser afetados pela intervenção, localizados nos arruamentos adjacentes;
4. Instalação e zeragem de parte do sistema de instrumentação;
5. Realização dos trabalhos de escavação provisória da obra especial 5, incluindo os trabalhos de desmonte parcial e de consolidação do paramento do Baluarte do Livramento;
6. Preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos, devidamente compatibilizada com a solução adotada, para execução da contenção tipo Berlim Definitivo;
7. Execução das microestacas de suporte vertical dos painéis da parede de contenção;
8. Execução da viga de coroamento de solidarização das microestacas, incluindo a colocação de cachorros e ferrolhos onde necessário;
9. Escavação, montagem de armaduras e betonagem dos painéis primários do primeiro nível, deixando banquetas nas zonas dos painéis secundários e terciários;
10. Instalação dos instrumentos de instrumentação definidos no âmbito do plano de instrumentação e observação, para os painéis primários do primeiro nível;
11. Instalação de ancoragens provisórias, onde indicado. Inclui as operações de furação, limpeza, colocação da armadura, selagem com calda de cimento e reinjeção, recorrendo ao sistema de válvulas manchete e obturador duplo (IRS). As ancoragens que intersectem material de aterro deverão, em função das condições geológicas e de vizinhança, ser realizadas com recurso a tubo TM. O comprimento total das ancoragens deverá ser compatível com a localização do respetivo bolbo de selagem em terrenos competentes (NSPT superior a 60 pancadas) e geologicamente estáveis em relação à geometria da escavação;
12. Realização dos ensaios de receção em todas as ancoragens, conforme norma NP EN ISO22477-5. Deverão no caso das ancoragens instrumentadas com células de carga, ser realizados ensaios de adequabilidade, de modo a comprovar a sua eficácia para as cargas de projeto. Blocagem da ancoragem;
13. Remoção das banquetas dos painéis secundários e execução dos mesmos do primeiro nível, incluindo a execução das ancoragens de forma idêntica aos painéis primários;
14. Escavação sucessiva até à cota de fundo de escavação, acompanhando o faseamento da escavação implementado nas fases anteriores;
15. Execução da sapata de fundação da parede;
16. Execução das microestacas de fundação das paredes e dos contrafortes definitivos complementares da parede de contenção inicial;

17. Execução das sapatas, das paredes e dos contrafortes definitivos complementares da parede de contenção inicial, incluindo a construção das escadas que apoiam sobre as mesmas e o aterro dos espaços vazios delimitados pelas mesmas;
18. Execução de trabalhos de acabamentos previstos no âmbito do projeto de arquitetura.

8.2 Contenções Provisórias para a execução dos maciços de estacas

O faseamento resumido dos trabalhos de escavação e construção das contenções provisórias que ocorrerão após a execução das estacas de fundação:

1. Preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos, devidamente compatibilizada com a solução adotada, para execução da contenção tipo Berlim Provisório;
2. Execução dos perfis verticais HEB140;
3. Início dos trabalhos de escavação acompanhados da colocação sistemática dos barrotes de madeira entre perfis;
4. Colocação da viga de distribuição soldadas aos perfis HEB;
5. Colocação das escoras de canto soldadas às vigas de distribuição;
6. Execução da escavação até atingir a cota da base do maciço;
7. Construção dos maciços de encabeçamento.

8.3 Solução de Fundação Indireta dos Pilares P2, P3 e P4

O faseamento resumido dos trabalhos de execução dos elementos de fundação:

1. Levantamento e eventual desvio dos serviços que possam vir a ser afetados pela intervenção, localizados nos arruamentos adjacentes;
2. Preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos para a circulação do equipamento de furação das estacas moldadas;
3. Execução das estacas com a profundidade necessária para garantir os comprimentos totais e as fichas definidas nas peças desenhadas, recorrendo a tecnologia adequada, a partir da cota da plataforma de trabalho. Inclui as operações de furação, limpeza do fundo do furo, colocação da armadura e betonagem;
4. Execução das contenções provisórias de acordo com o faseamento próprio;
5. Saneamento da cabeça das estacas;
6. Execução dos maciços de encabeçamento, incluindo armaduras, cofragem e betonagem;
7. Aterro do espaço entre as contenções provisórias e os maciços;

8.4 Solução de Fundação Indireta do Pilar P5 e Edifício

O faseamento resumido dos trabalhos de execução dos elementos de fundação:

1. Levantamento e eventual desvio dos serviços que possam vir a ser afetados pela intervenção, localizados nos arruamentos adjacentes;
2. Preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos para a circulação do equipamento de furação das estacas moldadas;

3. Execução das estacas com a profundidade necessária para garantir os comprimentos totais e as fichas definidas nas peças desenhadas, recorrendo a tecnologia adequada, a partir da cota da plataforma de trabalho. Inclui as operações de furação, limpeza do fundo do furo, colocação da armadura e betonagem;
4. Execução das contenções provisórias de acordo com o faseamento próprio;
5. Saneamento da cabeça das estacas;
6. Execução dos maciços de encabeçamento, incluindo armaduras, cofragem e betonagem;
7. Execução do pilar P5;
8. Execução dos arranques paredes/casca que simula a envolvente exterior o edifício existente no local da implantação do pilar P5;
9. Aterro do espaço entre as contenções provisórias e os maciços;
10. Instalação do tabuleiro do viaduto;
11. Finalização das paredes/casca que simula a envolvente exterior o edifício existente no local da implantação do pilar P5;

8.5 Solução de Fundação Indireta do Encontro Nascente

O faseamento resumido dos trabalhos de fundação e construção do encontro será o seguinte:

1. Realização prévia dos trabalhos de escavação provisória da obra especial 5, incluindo os trabalhos de desmonte parcial e de consolidação do paramento do Baluarte do Livramento;
2. Preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos, devidamente compatibilizada com a circulação do equipamento de execução das estacas moldadas;
3. Execução das estacas com a profundidade necessária para garantir os comprimentos totais e as fichas definidas nas peças desenhadas, recorrendo a tecnologia adequada, a partir da cota da plataforma de trabalho. Inclui as operações de furação, limpeza do fundo do furo, colocação da armadura e betonagem;
4. Saneamento da cabeça das estacas;
5. Execução da estrutura do encontro, integrada e compatibilizada com a estrutura do túnel definitivo da obra especial 5.

9 PROJETO DAS FUNDAÇÕES DO VIADUTO

9.1 Ações

Na fase de Projeto de Execução foram consideradas no dimensionamento das fundações do viaduto e demais estruturas adjacentes as ações regulamentares bem como as ações definidas no Normativo do Metropolitano de Lisboa.

No caso concreto dos elementos de fundação, as cargas consideradas provêm do plano de cargas resultante da modelação independente da superestrutura do viaduto.

Refere-se ainda que a rigidez de cada fundação foi determinada e integrada no modelo de cálculo do viaduto.

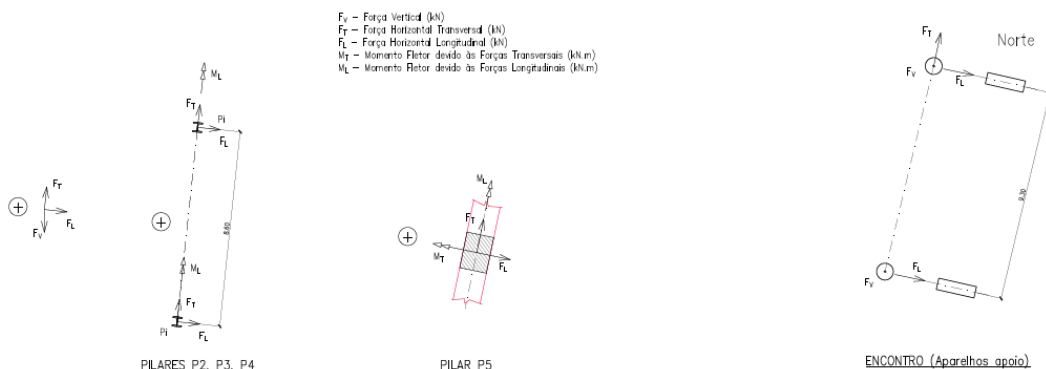


Figura 11 – Direção e Orientação dos Eixos de atuação das cargas

Tabela 11 – Tabela de reações ao nível da base dos pilares por ação

Ação /	Pilar Reação	P2				P3				P4				P5				
		F_v	F_t	F_L	M_L	F_v	F_t	F_L	M_L	F_v	F_t	F_L	M_L	F_v	F_t	M_t	F_L	M_L
Carga Permanente		3,538	-3	-1	12	2,995	-1	0	1	2,392	-10	-1	6	7,749	24	-83	53	349
Sobrecarga		1,252	-4	-1	6	1,102	-5	0	2	924	-19	0	3	2,536	59	1,686	43	281
F. centrífuga		-98	33	0	0	-94	35	0	0	-83	30	0	0	0	-58	594	0	2
Lacete		-138	61	0	0	-122	56	0	0	-114	51	0	0	-1	-134	883	1	6
Frenagem		-48	11	-7	-57	-104	37	-6	-54	-130	43	-6	-52	-23	-88	624	-2,051	-13,427
Arranque		-48	-11	-7	57	-104	-37	-6	54	-130	-43	-6	52	-23	88	-624	1,026	6,714
Vento transv		+ 1,506	-378	-1	-4	+ 1,451	-426	-1	-2	+ 1,328	-394	-1	-2	-485	-662	+ 8,111	-8	-35
Vento long		-390	-4	-3	-27	-360	-11	-3	-26	-340	-24	-3	-26	-481	-12	+ 1,338	+ 1,007	+ 6,589
Sismo transv		+ 4,026	+ 1,737	-12	-25	+ 4,190	+ 1,909	-13	-21	+ 3,165	+ 1,413	-12	-22	+ 1,474	+ 2,500	+ 18,498	-529	+ 2,717
Sismo long		-638	-160	-29	-210	-715	-203	-28	-204	-736	-189	-27	-197	+ 1,482	-508	+ 2,679	+ 7,633	+ 49,778

Tabela 12 – Tabela de reações transmitidas aos encontros

Ação / Reação	Encontro Sul		Encontro Norte		
	F _v (KN)	F _t (KN)	F _v (KN)	F _t (KN)	F _t (KN)
Carga Permanente	1,108	+ 32	1,108	-10	+ 32
Sobrecarga	380	+ 23	380	-27	+ 23
F. centrífuga	+ 10	+ 5	+ 10	-42	+ 5
Lacete	+ 3	+ 6	+ 3	-197	+ 6
Frenagem	73	-605	73	+ 26	-605
Arranque	-73	605	-73	+ 26	605
Vento transv	+ 281	+ 63	+ 281	+ 439	+ 63
Vento long	+ 158	+ 308	+ 158	+ 36	+ 308
Sismo transv	+ 449	+ 241	+ 449	+ 922	+ 241
Sismo long	+ 502	+ 2,276	+ 502	+ 230	+ 2,276

9.2 Combinações de Ações

As combinações de ações baseiam-se nas regras definidas na EN 1990. Consideram-se as seguintes combinações de ações:

9.2.1 Estados Limites Últimos

Combinação fundamental:

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_Q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

Em que:

S_{Gik} – esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;

S_{Q1k} – esforço resultante da ação variável base tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} – esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.

γ_{Gi} – Coeficiente de segurança a aplicar às cargas permanentes que toma o valor de 1.35, quando desfavorável ou valor de 1.0, caso contrário;

γ_Q – Coeficiente de segurança a aplicar às ações variáveis que toma o valor de 1.50 as ações variáveis quando estas têm efeitos desfavoráveis, ou valor nulo caso contrário;

ψ_{0i} – Valor reduzido da ação variável i .

Combinação acidental:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Fa} + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) S_{Q,1} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

S_d – Esforço de cálculo;

$S_{Q,1}$ – Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

S_{Fa} – Esforço resultante de uma ação de acidente, tomada com o seu valor característico;

O valor do coeficiente ($\psi_{1,1}$ ou $\psi_{2,1}$) $S_{Q,1}$ é definido em função da situação de projeto accidental correspondente (choque, incêndio ou a sobrevivência após uma situação de acidente).

Combinações Sísmicas:

No caso da ação variável de base ser a ação sísmica, cujos valores de cálculo dos esforços são designados por S_{Ed} , tem-se:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Ed} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

S_d – Esforço de cálculo;

ψ_{2j} – Valor reduzido da ação variável j .

9.2.2 Estados Limites de Serviço

Para a verificação da segurança aos estados limites de utilização as combinações a considerar são as seguintes:

Combinação rara de ações:

$$S_{Carac} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{1j} S_{Qjk}$$

Combinação frequente:

$$S_{Freq} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \psi_{11} S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Combinação quase permanente:

$$S_{QPerm} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

S_{Gik} – esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;

S_{Q1k} – esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} – esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.

ψ_{1j} e ψ_{2j} – Valores reduzidos da ação variável j .

9.3 Verificação da Segurança

9.3.1 Estados Limites Últimos

A verificação da segurança aos estados limites últimos dos elementos de betão armado foi efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1.

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência dos elementos de betão armado foram considerados valores dos coeficientes parciais de segurança, relativos as ações e aos materiais. Foram realizadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condicionantes:

- Estado limite último de resistência à flexão;
- Estado limite último de resistência a flexão composta (quando relevante);
- Estado limite último de resistência ao esforço transversal.

Foi igualmente verificado o estado limite último de resistência do solo de fundação.

A verificação da segurança em relação aos Estados Limite Últimos (ELU) foi realizada em termos de resistências, respeitando a condição,

$$S_d \leq S_r$$

em que S_d é o valor de cálculo do esforço atuante e S_r é o valor de cálculo do esforço resistente.

A verificação da segurança estrutural para a ação do fogo são considerados os seguintes critérios:

1. Manter a função de suporte de carga em pelo menos durante 120 minutos;
2. Limitação da propagação de fogo (chamas, gases quentes, excesso de calor).

Estes critérios são cumpridos adotando-se as disposições prescritas no EN 1992 1-2, no qual são apresentados valores tabelados (capítulo 5) que indicam as dimensões mínimas para elementos estruturais bem como os recobrimentos mínimos das armaduras.

No que se refere aos recobrimentos, os valores mínimos apresentados no quadro do capítulo 5 da EN 1992 1-2 são em geral inferiores aos mínimos necessários para garantir os requisitos de durabilidade. No capítulo 5 acima, estão representados os valores dos recobrimentos adotados para cada elemento estrutural com vista a garantir o requisito de durabilidade e de resistência ao fogo.

9.3.2 Estados Limites de Utilização

A verificação da segurança aos estados limites de utilização das estruturas de betão armado foi efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1.

- Limitação das tensões de compressão no betão armado:
- Controle da fendilhação para os elementos de betão armado:
 - Abertura de fendas: limitou-se a abertura de fendas a $w_k = 0,3$ mm para a combinação quase-permanente.
 - Garantiu-se a adoção de armaduras mínimas para os efeitos provocados por deformações impedidas de retração;

- Garantiu-se a adoção de armadura de alma nas faces laterais em vigas com altura superior a 1m.
- Controle da Deformação para os elementos de betão armado:
 - Limitação das flechas de lajes e vigas a $l/250$ para a combinação de ações quase permanente.
 - Limitação das flechas de elementos estruturais suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura, ou equipamentos a $l/500$ para a combinação de ações quase permanente.

9.3.3 Verificação da Segurança relativamente à rotura por Levantamento Global

A verificação da segurança relativamente à rotura por levantamento global foi efetuada através da comparação, em valor característico, das ações permanentes globais na direção vertical (F_v) com a subpressão (U). Considera-se verificada a segurança garantindo:

$$\frac{F_v}{U} \geq FS$$

Em que FS corresponde a um fator de segurança global a indicar juntamente com a verificação.

10 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

10.1 Junta de contração

Serão previstas juntas de contração em zonas de transição de comportamento estrutural da estrutura, de forma a evitar efeitos localizados que poderão ser nefastos para a estrutura.

10.2 Estanqueidade

A aplicação do sistema de impermeabilização que cumpra o descrito no capítulo 0 garantirá a estanqueidade da Obra.

As juntas de contração serão munidas de lâminas de estanqueidade tipo *Waterstop* em PVC.

A terra vegetal deverá ser proveniente da camada superficial de terrenos de mata ou camada de terrenos agrícolas; estar isenta de pedras com dimensões superiores a 0.05 m e de materiais estranhos provenientes de incorporação de lixo; estar isenta de infestantes; apresentar uma composição uniforme, sem qualquer mistura de subsolo; ter uma textura franca; conter um teor de matéria orgânica não inferior a 4% e o PH situar-se entre os 6.5 e 7.5.



Metropolitano de Lisboa

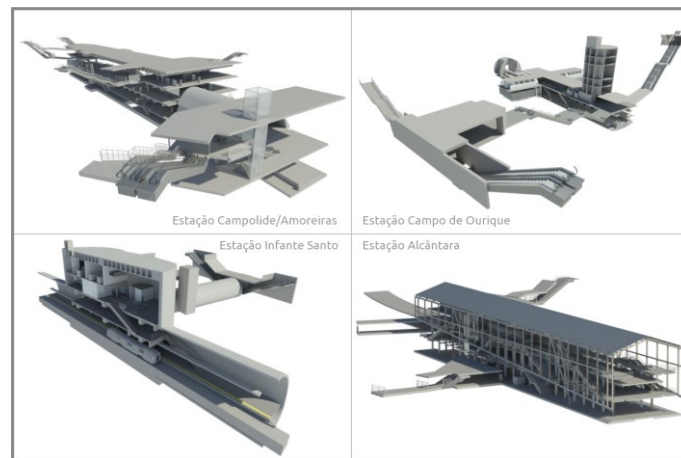


METRO DE LISBOA

LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA

EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO DO PROLONGAMENTO DA LINHA

PROJETO DE EXECUÇÃO



TOMO IV: VIADUTO

VOLUME 1 - VIADUTO DE ALCÂNTARA

NOTA DE CÁLCULO – ESTRUTURAS PROVISÓRIAS E DEFINITIVAS

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR VDT VDA NC 089005 0		
	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	Pedro Marques/ Carlos Martins		2024-10-04
Revisto	Rui Tomásio		2024-10-04
Verificado	Sandra Ferreira/ Gonçalo Mateus		2024-10-04
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		2024-10-04
Aprovado	Raúl Pistone		2024-10-04

Índice

1	OBJETIVO E ÂMBITO.....	5
2	SISTEMAS DE UNIDADES	6
3	REGULAMENTAÇÃO/NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA TÉCNICA.....	7
4	MODELOS DE CÁLCULO.....	9
4.1	Fundações Indiretas	9
4.2	Contenções Provisórias	12
5	CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	13
5.1	Estado limite último	13
5.2	Estado limite de serviço	13
6	RESUMO DAS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	15
6.1	Solução de Fundação Indireta do Pilar P5.....	15
6.2	Solução de Fundação Indireta dos Pilares P2, P3 e P4.....	18

Índice de Figuras

Figura 1 – Modelo de calculo da fundação do pilar P5 (Geo5).....	9
Figura 2 – Construção da curva carga-assentamento da estaca de fundação de acordo com o método de Poulos.....	11
Figura 3 – Definição do módulo de reação do subsolo	11
Figura 4 - Modelo bidirecional elaborado em Plaxis 2D.....	12
Figura 5 – Diagramas de Momentos Fletores – Direção Transversal.....	15
Figura 6 – Diagramas de Momentos Fletores – Direção Longitudinal	16
Figura 7 – Diagramas das envolventes de esforços	16
Figura 8 – Pormenorização de armaduras adotada.....	17
Figura 9 – Diagramas de Momentos Fletores – Direção Transversal.....	19
Figura 10 – Diagramas de Momentos Fletores – Direção Longitudinal	20
Figura 11 – Diagramas das envolventes de esforços	21
Figura 12 – Pormenorização de armaduras adotada.....	21

Índice de Tabelas

Não foi encontrada nenhuma entrada do índice de ilustrações.

1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível de **Projeto de Execução**, da **Nota de Cálculo das soluções de estruturas provisórias e definitivas**, nomeadamente muros de contenção e fundações, **do Viaduto de Alcântara**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, que é parte integrante do **Tomo IV – Viaduto do Volume 1 – Viaduto de Alcântara**.

2 SISTEMAS DE UNIDADES

O sistema de unidades utilizado na elaboração do Projeto é o Sistema Internacional de Unidades (SI). As principais unidades utilizadas são as seguintes:

- Comprimento: metro (m).
- Força: quilonewton (kN).
- Momento: quilonewton metro (kN.m).
- Tensão no terreno: quilonewton por metro quadrado (kN/m^2) ou kilopascals (kPa).
- Tensão nos elementos estruturais: newton por milímetro quadrado (N/mm^2) ou megapascals (MPa).
- Peso específico: quilonewton por metro cúbico (kN/m^3).

3 REGULAMENTAÇÃO/NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA TÉCNICA

A regulamentação e a bibliografia técnica adotadas são as apresentadas abaixo:

- NP EN 1990 – Bases para projetos de estruturas (EC0);
- NP EN 1991 – Bases de projeto e ações em estruturas (EC1);
- NP EN 1992 – Projeto de Estruturas de Betão (EC2);
- NP EN 1993 – Projeto de Estruturas de Aço (EC3);
- NP EN 1994 – Projeto de Estruturas mistas Aço-Betão (EC4);
- NP EN 1997 – Projeto Geotécnico (EC7);
- NP EN 1998 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8);
- fib Model Code 2010 for Concrete Structures;
- Normas de Projeto de estruturas do Metropolitano de Lisboa.

Serão ainda consideradas as seguintes normas de execução:

- NP EN 206:2013+A1:2017 – Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- NP EN 13670-1 - Execução de estruturas de betão. Parte 1: Regras Gerais;
- NP EN 1536 - Execução de obras geotécnicas especiais – Estacas Moldadas
- NP EN 14199 - Execução de obras geotécnicas especiais- Microestacas
- NP EN 1537 - Execução de obras geotécnicas especiais: Ancoragens;
- EN ISO 22447-5 – Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 5: Testing of grouted anchors;
- NP EN 197-1 - Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes;
- NP EN 197-2 - Cimento. Parte 2: Avaliação de conformidade;
- NP EN 13251 - Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização em obras de terraplenagem, fundações e estruturas de suporte;
- NP EN 13256 - Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a construção de túneis e obras subterrâneas;
- NP EN 14487-1 - Betão projetado. Parte 1: Definições, especificações e conformidade;
- NP EN 14487-2 - Betão projetado. Parte 2: Execução;

-
- NP EN 14889-1 - Fibras para betão - Parte 1: Fibras de aço - Definições, especificações e conformidade;
 - NP EN 14488-5 -Ensaio do betão projetado - Parte 5: Determinação da capacidade de absorção de energia de provetes de lajes reforçadas com fibras;
 - NP EN 445 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio;
 - NP EN 446 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Procedimentos para injeção;
 - NP EN 447 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Especificações para caldas correntes.

4 MODELOS DE CÁLCULO

4.1 Fundações Indiretas

No dimensionamento estrutural e geotécnico dos diversos elementos de fundação a análise estrutural foi realizada com base em modelos tridimensionais elasto-plásticos com recurso ao programa Geo5.

Com base nos modelos realizados obtiveram-se os esforços para se realizar as verificações de segurança dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos de rotura e aos estados limites de utilização. Os esforços resistentes foram, em geral, determinados a partir de folhas de cálculo ou, em alternativa, a partir de programas de cálculo automático.

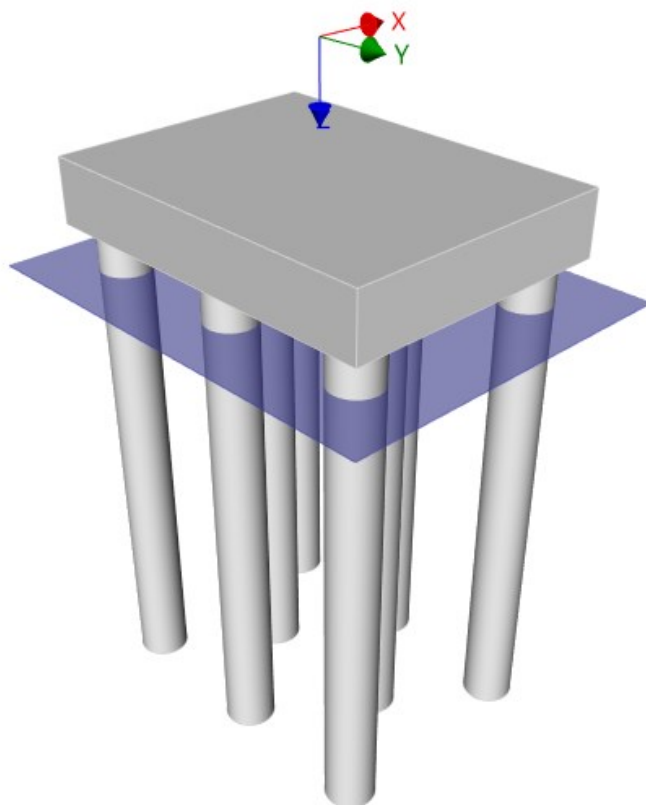


Figura 1 – Modelo de calculo da fundação do pilar P5 (Geo5)

A resistência vertical das estacas foi estimada com base no Método das Tensões Efetivas:

O método da tensão efetiva permite calcular a capacidade de suporte vertical de uma estaca isolada, tanto em solos coesivos como em solos não coesivos. Este método é apropriado para condições drenadas - isto é, condições que prevaleçam após tempo suficiente desde a construção.

A resistência do fuste da estaca é dada por:

$$R_s = \sum_{j=1}^n q_{s,j} A_{s,j} = \sum_{j=1}^n \beta_{p,j} \sigma_{0,j} A_{s,j}$$

- onde:
- $q_{s,j}$ - resistência do poço na j ésima camada
 - $\beta_{p,j}$ - coeficientes de Bjerrum e Burland na j ésima camada
 - $\sigma_{0,j}$ - tensão efetiva média devido à formação geológica atuante ao longo da estaca na j ésima camada
 - A_{sj} - área do poço da estaca na j ésima camada

A resistência da base da estaca é dada por:

$$R_b = q_p A_b = N_p \sigma_p A_b$$

- onde:
- q_p - resistência unitária na base da estaca
 - A_b - área da base da estaca
 - N_p - coeficiente de resistência da base da estaca (de Fellenius)
 - σ_p - tensão efetiva devido à formação geológica atuante na base da estaca

O assentamento e rotações do grupo de estacas foi estimado de acordo com o indicado abaixo:

A análise de um grupo de estacas num solo não coesivo é desenvolvida com base na teoria linear de assentamento (Poulos). A curva carga-assentamento para um grupo de estacas e o valor do assentamento total s_g são aumentados pelo fator de assentamento do grupo g_f .

O assentamento imediato do grupo de estacas, aumentado pelo fator de assentamento do grupo, é dado por:

$$s_g = g_f s_0$$
$$g_f = \sqrt{\frac{b_x}{d}}$$

- onde:
- s_g - assentamento do grupo de estacas
 - g_f - fator de assentamento do grupo em solo não coesivo (segundo Pile Buck Inc. 1992)
 - s_0 - assentamento de uma estaca isolada (determinado, por ex., a partir da curva carga-assentamento)
 - d - diâmetro da estaca
 - b_x - largura mínima do grupo de estacas

A análise da curva carga-assentamento de uma estaca isolada ou de um grupo de estacas baseia-se na solução descrita no livro *Pile Foundations Analysis and Design* (H. G. Poulos et. E. H. Davis, 1980), de acordo com a teoria da elasticidade e modificações atribuídas a medições in situ. O solo de fundação é caracterizado pelo módulo de elasticidade E e pelo coeficiente de Poisson ν . Este método permite obter a curva carga-assentamento para fundações por estacas (estaca isolada, grupo de estacas).

Os parâmetros base a introduzir para a análise são a capacidade de suporte da base da estaca R_{bu} e a capacidade de suporte da superfície da estaca R_{su} . A capacidade de suporte última da fundação da estaca, e respetiva carga última, é dada pela equação $P_u = R_{su} + R_{bu}$. Estes valores são obtidos pelo programa a partir da análise da capacidade de suporte vertical de estacas

isoladas ou grupos de estacas e dependem do método de análise selecionado. Todos os fatores parciais da análise são assumidos como 1.0, de forma a que a resistência resultante seja maior que a obtida a partir da análise da capacidade de suporte.

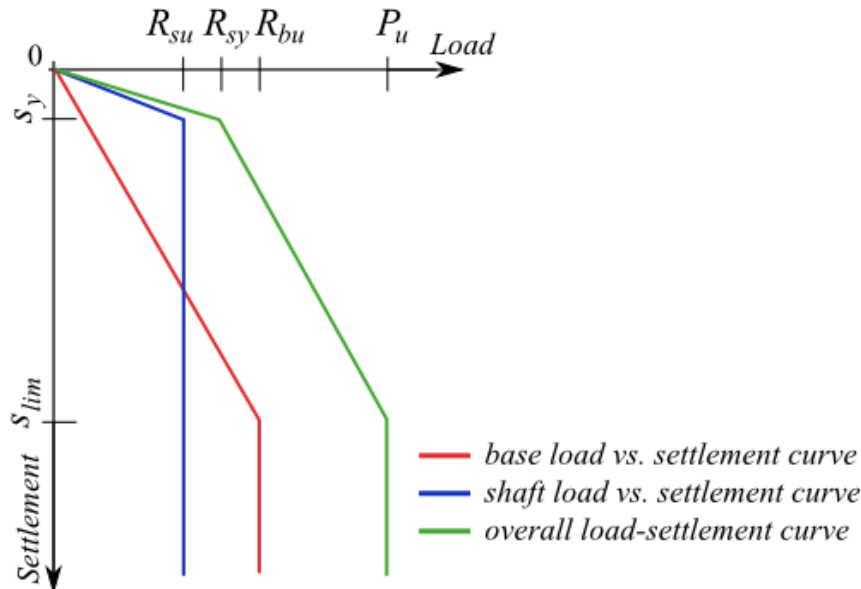


Figura 2 – Construção da curva carga-assentamento da estaca de fundação de acordo com o método de Poulos

Para determinar a capacidade de Suporte Horizontal foram consideradas as curvas elásticas p - y , sendo a Capacidade de suporte horizontal de uma estaca estimada do seguinte modo:

A estaca carregada horizontalmente é analisada através do método dos elementos finitos, como uma viga assente em fundação elástica de Winkler. Os parâmetros do solo ao longo da estaca são representados pelo módulo de reação do subsolo. Por defeito, a estaca é subdividida em 30 segmentos. Para cada segmento, o programa determina os valores do módulo de reação do subsolo, forças internas e deformação (deslocamentos).

No geral, o módulo de reação do subsolo corresponde à rigidez da mola do modelo de Winkler. Este modelo descreve o assentamento de uma laje rígida em função da carga aplicada. A relação correspondente é traduzida pela seguinte fórmula:

$$p = ky$$

- onde:
- p - carga atuante ao longo da interface laje-solo
 - k - rigidez da mola de Winkler
 - y - translação (deslocamento) da laje no subsolo

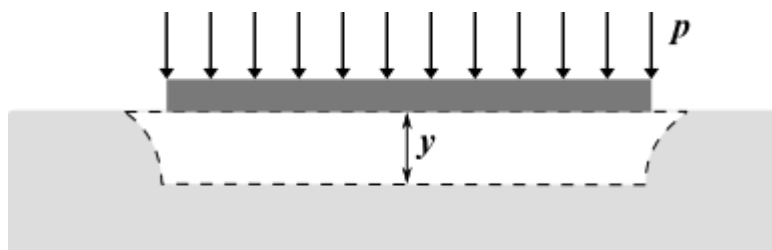


Figura 3 – Definição do módulo de reação do subsolo

No presente caso, o módulo de reação do subsolo foi estimado de acordo com a proposta de Viesic:

$$k_h = \frac{0.65}{d} \sqrt[12]{\frac{E_s d^4}{E_p I_p} \frac{E_s}{1 - \nu^2}}$$

onde:

- E_p - módulo de elasticidade da estaca [MPa]
- I_p - momento de inércia da estaca [m^4]
- E_s - módulo de elasticidade do solo [MPa]
- d - diâmetro do solo [m]
- ν - coeficiente de Poisson [-]

4.2 Contenções Provisórias

Para o dimensionamento estrutural e geotécnico dos diversos elementos das contenções provisórias, foram realizados modelos bidimensionais com recurso ao programa *Plaxis 2D*.

Com base nos modelos realizados obtiveram-se os esforços para se realizar as verificações de segurança dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos de rotura e aos estados limites de utilização. Os esforços resistentes foram, em geral, determinados a partir de folhas de cálculo ou, em alternativa, a partir de programas de cálculo automático.

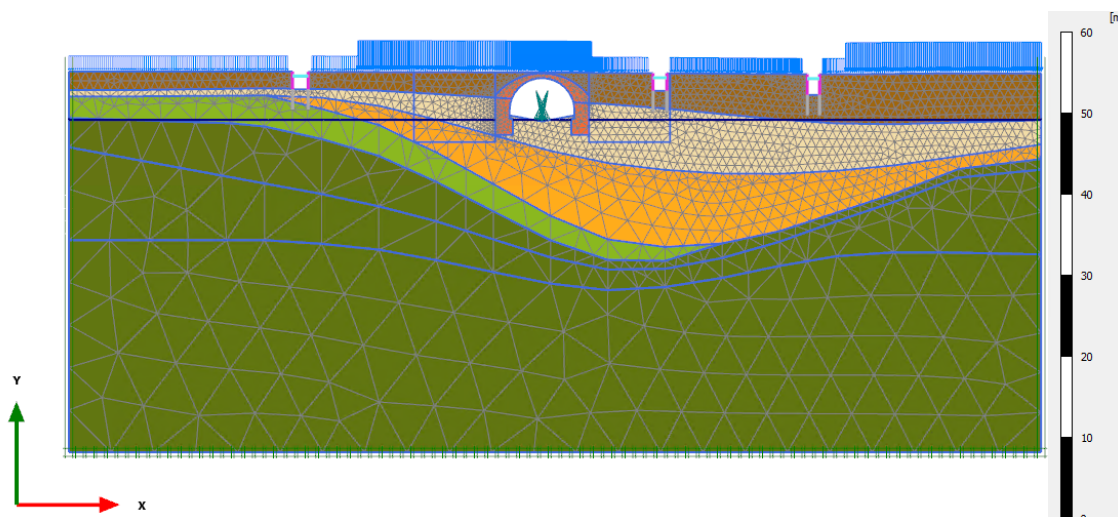


Figura 4 - Modelo bidirecional elaborado em Plaxis 2D

Este modelo permitiu ainda avaliar os deslocamentos expectáveis no caneiro de Alcântara, face à execução das escavações provisórias para execução dos maciços de fundação.

5 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

5.1 Estado limite último

A verificação da segurança aos estados limites últimos dos elementos de betão armado foi efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1.

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência dos elementos de betão armado foram considerados valores dos coeficientes parciais de segurança, relativos as ações e aos materiais. Foram realizadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condicionantes:

- Estado limite último de resistência à flexão;
- Estado limite último de resistência a flexão composta (quando relevante);
- Estado limite último de resistência ao esforço transversal.

Foi igualmente verificado o estado limite último de resistência do solo de fundação.

A verificação da segurança em relação aos Estados Limite Últimos (ELU) foi realizada em termos de resistências, respeitando a condição,

$$S_d \leq S_r$$

em que S_d é o valor de cálculo do esforço atuante e S_r é o valor de cálculo do esforço resistente.

A verificação da segurança estrutural para a ação do fogo são considerados os seguintes critérios:

1. Manter a função de suporte de carga em pelo menos durante 120 minutos;
2. Limitação da propagação de fogo (chamas, gases quentes, excesso de calor).

Estes critérios são cumpridos adotando-se as disposições prescritas no EN 1992 1-2, no qual são apresentados valores tabelados (capítulo 5) que indicam as dimensões mínimas para elementos estruturais bem como os recobrimentos mínimos das armaduras.

No que se refere aos recobrimentos, os valores mínimos apresentados no quadro do capítulo 5 da EN 1992 1-2 são em geral inferiores aos mínimos necessários para garantir os requisitos de durabilidade. Na Figura acima, estão representados os valores dos recobrimentos adotados para cada elemento estrutural com vista a garantir o requisito de durabilidade e de resistência ao fogo.

5.2 Estado limite de serviço

A verificação da segurança aos estados limites de utilização das estruturas de betão armado foi efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1.

- Limitação das tensões de compressão no betão armado:
- Controle da fendilhação para os elementos de betão armado:
 - Abertura de fendas: limitou-se a abertura de fendas a $w_k = 0,3$ mm para a combinação quase-permanente.

-
- Garantiu-se a adoção de armaduras mínimas para os efeitos provocados por deformações impedidas de retração;
 - Garantiu-se a adoção de armadura de alma nas faces laterais em vigas com altura superior a 1m.
 - Controle da Deformação para os elementos de betão armado:
 - Limitação das flechas de lajes e vigas a $l/250$ para a combinação de ações quase permanente.
 - Limitação das flechas de elementos estruturais suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura, ou equipamentos a $l/500$ para a combinação de ações quase permanente.

6 RESUMO DAS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Neste capítulo apresentam-se apenas as principais verificações de segurança associadas ao dimensionamento dos elementos principais constituintes da fundação do viaduto. Os esforços apresentados dos respetivos elementos foram obtidos ou extrapolado através dos modelos de cálculo previamente apresentados e desenvolvidos.

6.1 Solução de Fundação Indireta do Pilar P5

Tendo por base o cenário geotécnico ocorrente no local e o plano de cargas resultante da análise da superestrutura do viaduto, a aplicação das metodologias de cálculo descritas acima, resultam nas seguintes estimativas de esforços e deformações para as estacas.

Forças internas máximas (todas as combinações de cargas)

Força de compressão máx.	=	-3330,79 kN
Força de compressão mín.	=	-148,33 kN
Momento de flexão máx.	=	4723,73 kNm
Força de corte máxima	=	1245,16 kN

Deslocamentos máximos (apenas combinações de cargas de serviço)

Assentamento máximo	=	2,0 mm
Deslocamento horiz. da base máx.	=	6,5 mm
Rotação da base máxima	=	7,4E-03 °

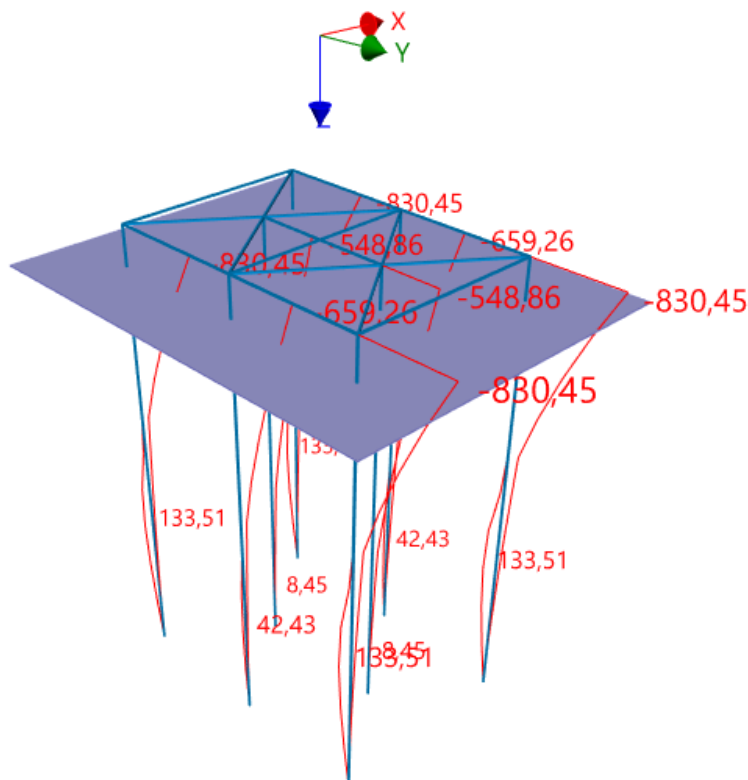


Figura 5 – Diagramas de Momentos Fletores – Direção Transversal

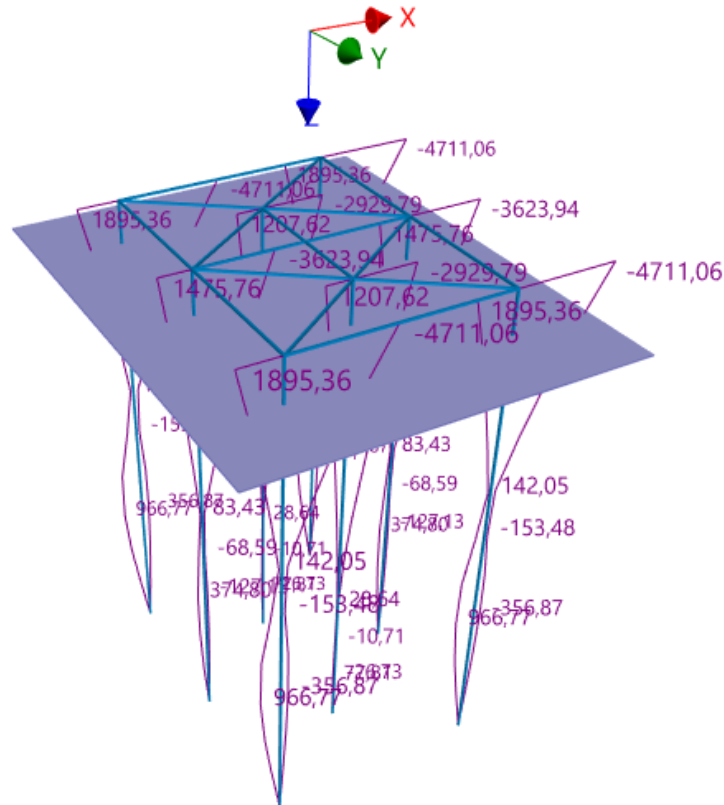


Figura 6 – Diagramas de Momentos Fletores – Direção Longitudinal

Para o dimensionamento interno das estacas moldadas em betão armado, foi considerada a atuação simultânea e concomitante do esforço normal, do esforço transversal e do momento fletor (diagrama abaixo representam a envolvente de esforços de todas as combinações e de todas as estacas).

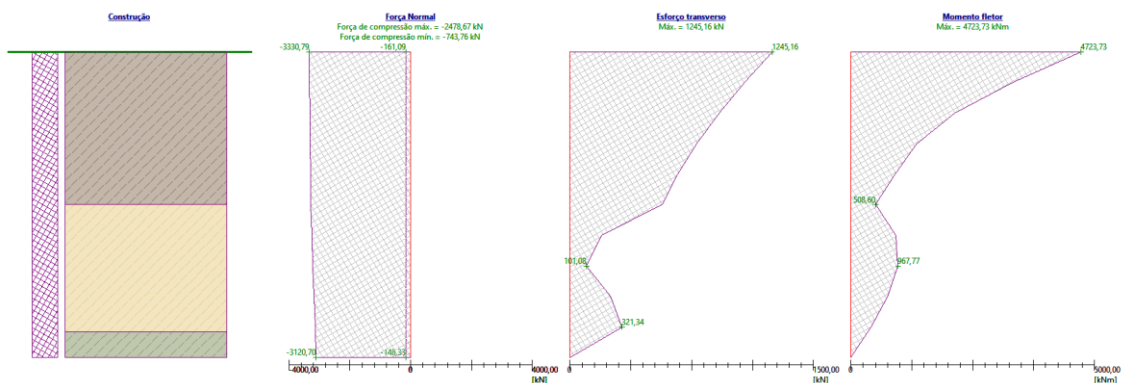


Figura 7 – Diagramas das envolventes de esforços

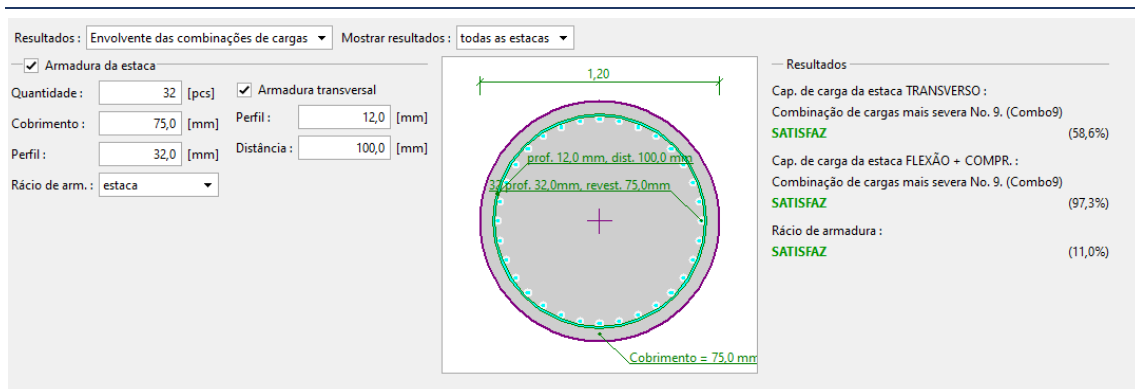


Figura 8 – Pormenorização de armaduras adotada

Verificação da secção transv. à flexão e compressão:

Combinação de cargas mais severa No. 9. (Combo9)

Diâmetro da estaca: $d=1,20\text{m}$

Armadura - 32 varões diam. 32,0 mm; revestimento 75,0 mm

Tipo de estrutura (rácio de armadura) : estaca

Rácio de armadura $\rho = 2,276\% > 0,250\% = \rho_{\min}$

Carga : $N_{Ed} = 743,76\text{ kN}$ (compressão) ; $M_{Ed} = 4723,73\text{ kNm}$

Capacidade de carga : $N_{Rd} = 764,48\text{ kN}$; $M_{Rd} = 4855,28\text{ kNm}$

Armadura da estaca dimensionada é SATISFATÓRIA

Verif. da secção transversal ao corte:

Combinação de cargas mais severa No. 9. (Combo9)

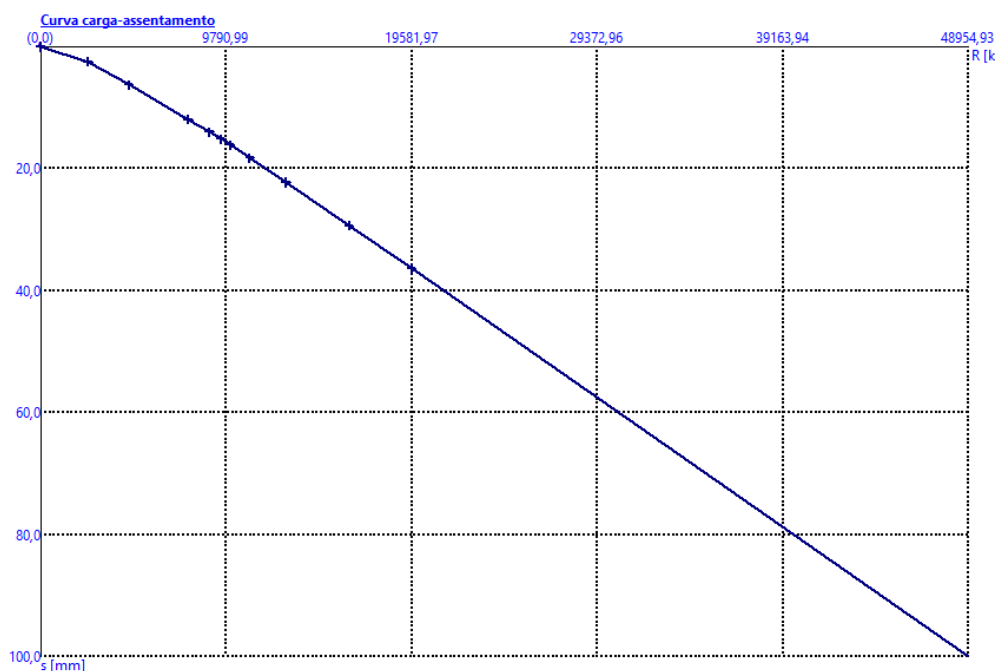
Ref. de corte - perfil 12,0 mm; distância 100,0 mm

$A_{sw} = 2 \times 1131,0 = 2261,9\text{ mm}^2$

Esforço transversal último: $V_{Rd} = 2124,26\text{ kN} > 1245,16\text{ kN} = V_{Ed}$

A secção transversal é SATISFATÓRIA.

A curva de capacidade de carga das estacas, antes de afetadas pelo fator do efeito de grupo é a seguinte:



Pela comparação da curva acima com as cargas atuantes, em particular as cargas para as combinações de serviço, estimam-se assentamentos inferiores a 5mm, os quais são compatíveis com o adequado funcionamento do viaduto. Verifica-se ainda que o nível de carga atuante se encontra muito abaixo da capacidade de carga geotécnica das estacas.

No que se refere ao dimensionamento das armaduras do maciço de encabeçamento, reconhecendo que a espessura do mesmo permite a materialização de bielas de compressão com inclinação aproximada de 45º foram determinados os tirantes que se mobilizam na face inferior do maciço, os quais resultaram na necessidade de colocar 8Ø32 ao longo de cada alinhamento de estacas.

6.2 Solução de Fundação Indireta dos Pilares P2, P3 e P4

Tendo por base o cenário geotécnico ocorrente no local e o plano de cargas resultante da análise da superestrutura do viaduto, a aplicação das metodologias de cálculo descritas acima, resultam nas seguintes estimativas de esforços e deformações para as estacas (apresentam-se os resultados para o Pilar P2, uma vez que interessa o cenário geológico-geotécnico mais desfavorável).

Forças internas máximas (todas as combinações de cargas)

Força de compressão máx.	=	-4744,73 kN
Força de compressão mín.	=	-756,72 kN
Momento de flexão máx.	=	1152,75 kNm
Força de corte máxima	=	861,67 kN

Deslocamentos máximos (apenas combinações de cargas de serviço)

Assentamento máximo	=	6,8 mm
Deslocamento horiz. da base máx.	=	1,2 mm

Rotação da base máxima = $5,0E-03$ °

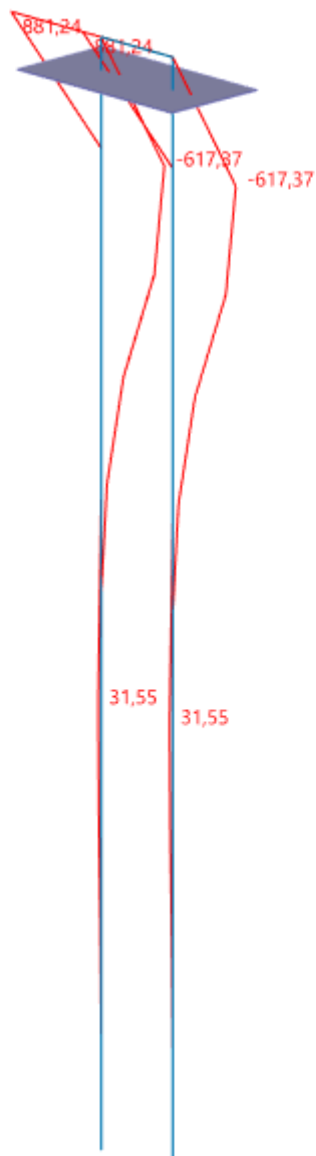


Figura 9 – Diagramas de Momentos Fletores – Direção Transversal

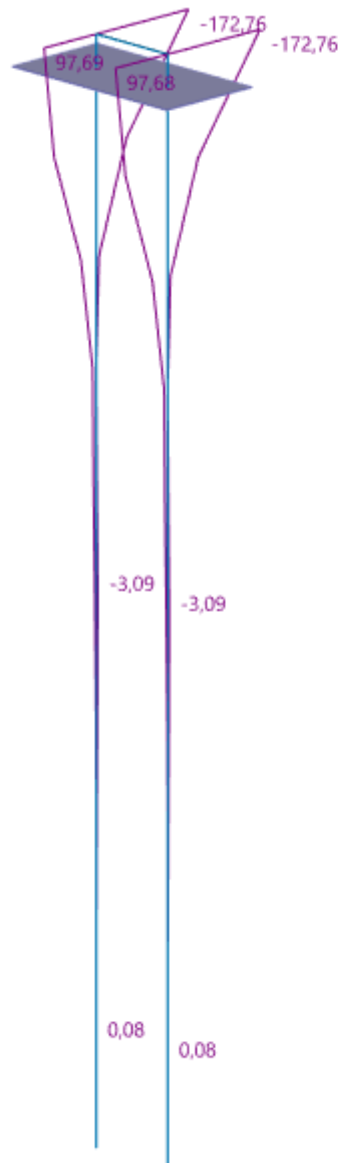


Figura 10 – Diagramas de Momentos Fletores – Direção Longitudinal

Para o dimensionamento interno das estacas moldadas em betão armado, foi considerada a atuação simultânea e concomitante do esforço normal, do esforço transversal e do momento fletor (diagrama abaixo representam a envolvente de esforços de todas as combinações e de todas as estacas).

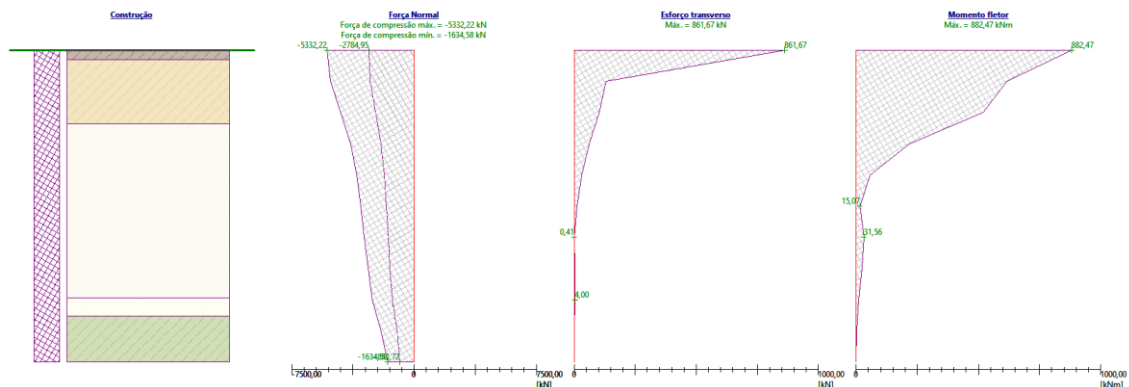


Figura 11 – Diagramas das envolventes de esforços

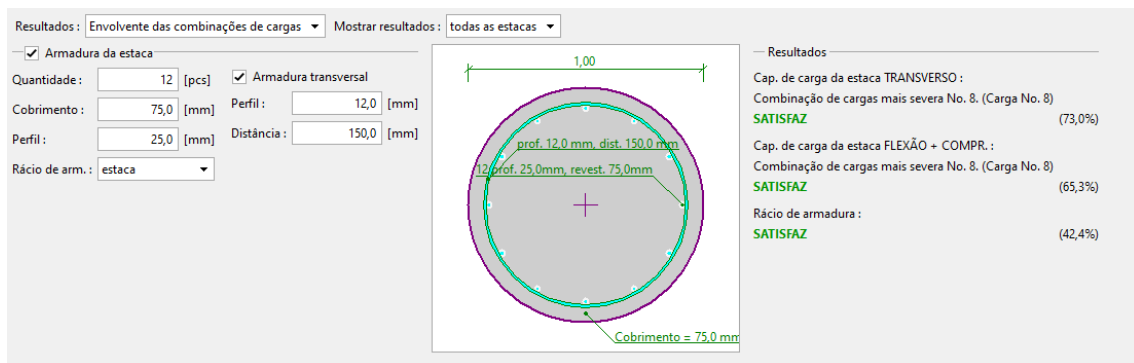


Figura 12 – Pormenorização de armaduras adotada

Verificação da secção transv. à flexão e compressão:

Combinação de cargas mais severa No. 8. (Carga No. 8)

Diâmetro da estaca: $d=1,00\text{m}$

Armadura - 12 varões diam. 25,0 mm; revestimento 75,0 mm

Tipo de estrutura (rácio de armadura) : estaca

Rácio de armadura $\rho = 0,750\% > 0,318\% = \rho_{\min}$

Carga : $N_{Ed} = 746,30\text{ kN}$ (compressão) ; $M_{Ed} = 882,47\text{ kNm}$

Capacidade de carga : $N_{Rd} = 1142,40\text{ kN}$; $M_{Rd} = 1350,84\text{ kNm}$

Armadura da estaca dimensionada é SATISFATÓRIA

Verif. da secção transversal ao corte:

Combinação de cargas mais severa No. 8. (Carga No. 8)

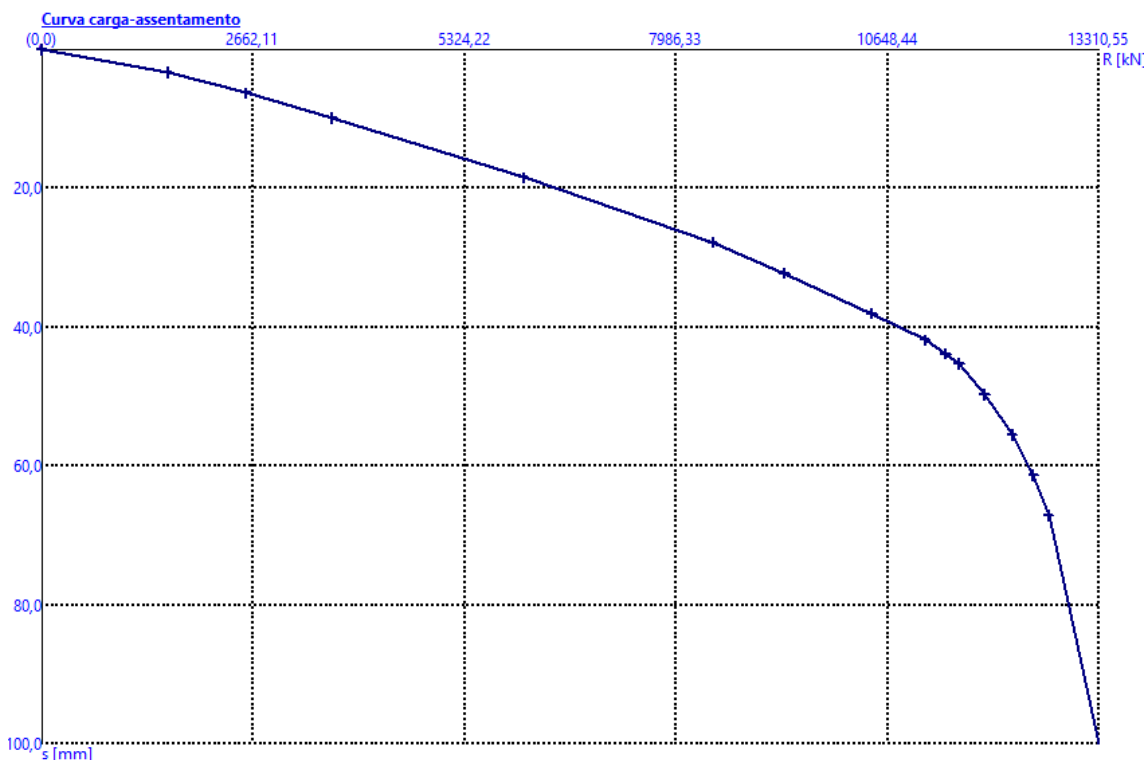
Ref. de corte - perfil 12,0 mm; distância 150,0 mm

$A_{sw} = 2 \times 754,0 = 1508,0\text{ mm}^2$

Esforço transversal último: $V_{Rd} = 1180,15\text{ kN} > 861,67\text{ kN} = V_{Ed}$

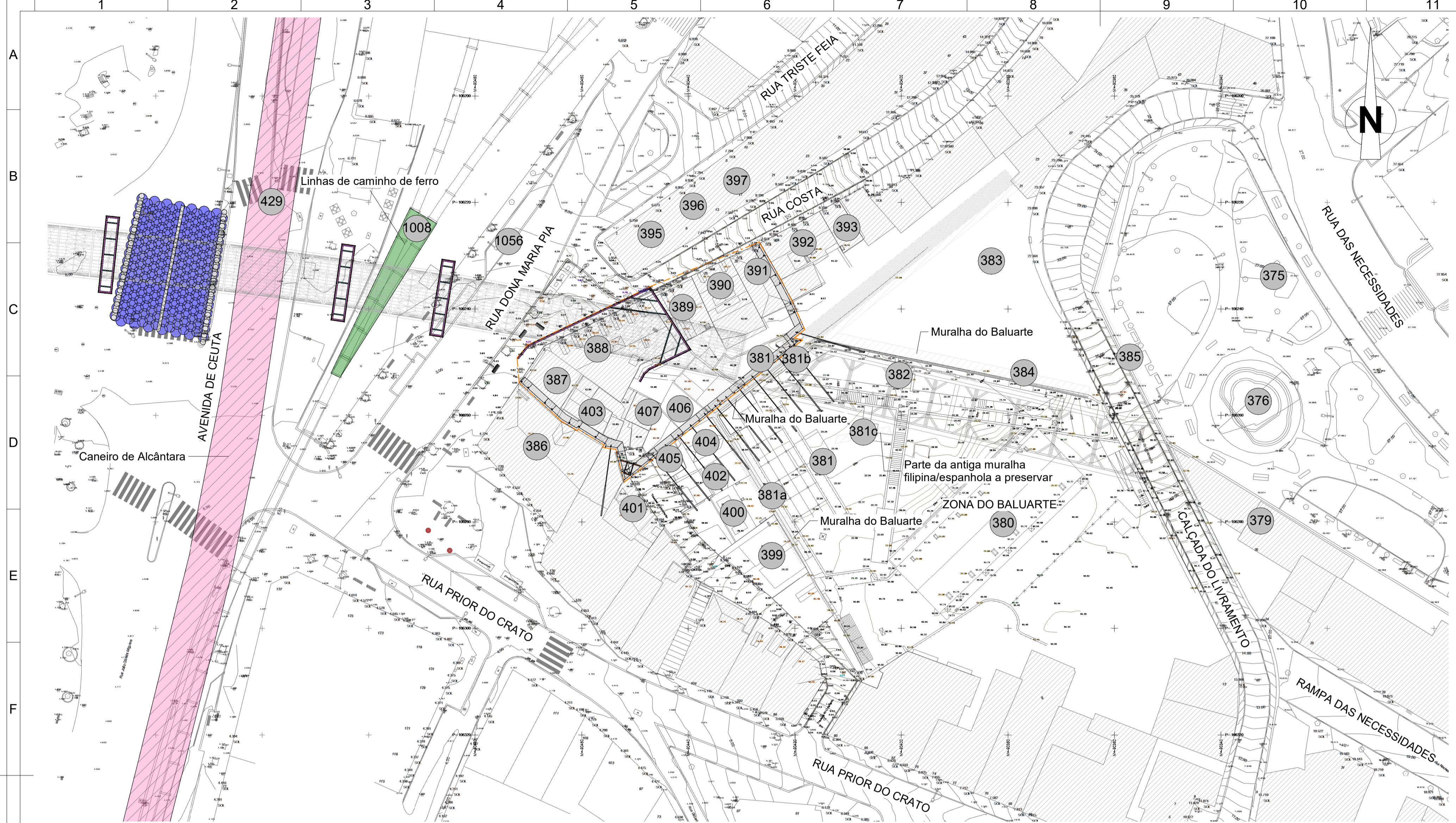
A secção transversal é SATISFATÓRIA.

A curva de capacidade de carga das estacas, antes de afetadas pelo fator do efeito de grupo é a seguinte:



Pela comparação da curva acima com as cargas atuantes, em particular as cargas para as combinações de serviço, estimam-se assentamentos da ordem dos 10mm, os quais são compatíveis com o adequado funcionamento do viaduto. Verifica-se ainda que o nível de carga atuante se encontra muito abaixo da capacidade de carga geotécnica das estacas.

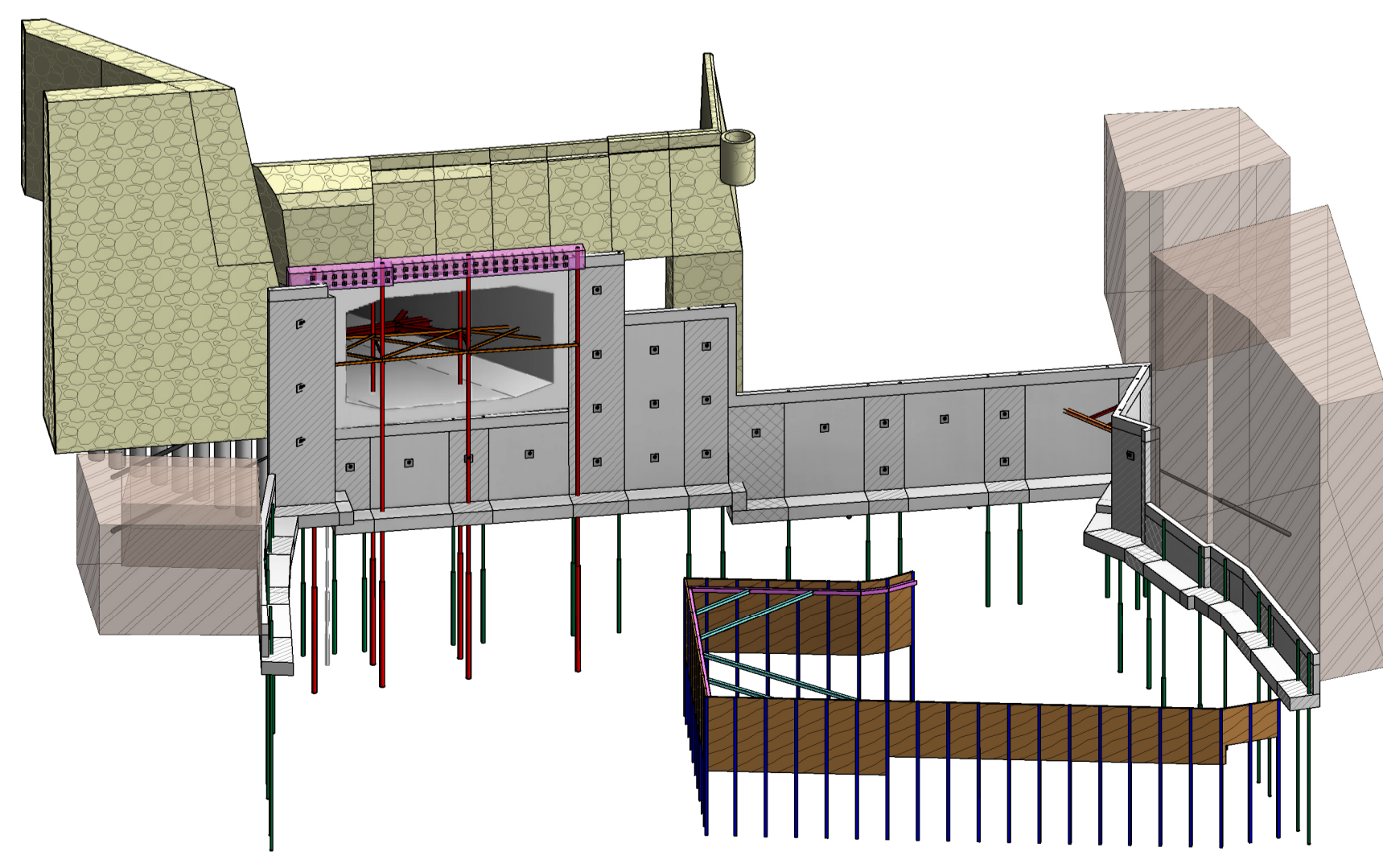
No que se refere ao dimensionamento das armaduras do maciço de encabeçamento, reconhecendo que a espessura do mesmo permite a materialização de bielas de compressão com inclinação aproximada de 45º foi determinado o tirante que se mobiliza na face inferior do maciço, o qual resultou na necessidade de colocar 14Ø32 na face inferior do maciço.



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO E IMPLANTAÇÃO
CONTENÇÕES PERIFÉRICAS
Esc. 1 : 500



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
GOOGLE EARTH
s / escala



VISTA 3D - CONTENÇÃO PERIFÉRICA
s / escala

LEGENDA:

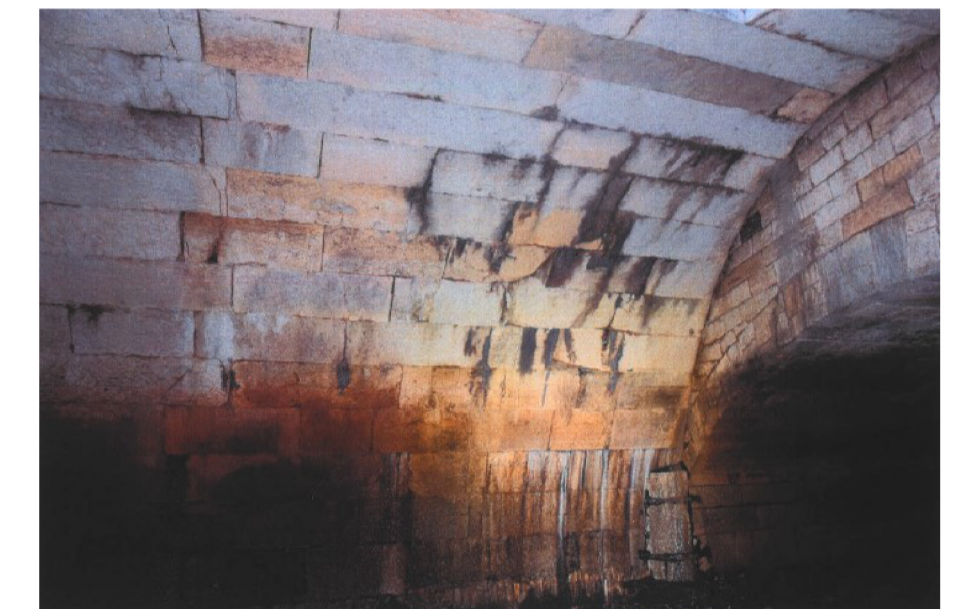
	Limite da contenção periférica
	Interferências existentes (ver volume 17)
GERAL	
	Caneiro de Alcântara
	Zona da linha férrea perto da escavação

NOTAS:

1. As fotos apresentadas retiradas no interior do Caneiro de Alcântara foram retiradas do relatório de inspeção efetuado à estrutura, da autoria do LNEC;
2. Todos os elementos relacionados com o Baluarte, incluindo a muralha, guardia e soluções adotadas conservação, restauro e recalçamento encontram-se descritas no elementos de projetos referentes ao "TOMO III: OBRAS ESPECIAIS-VOLUME 5 - OE5: TÚNEL ZONA DO BALUARTE".



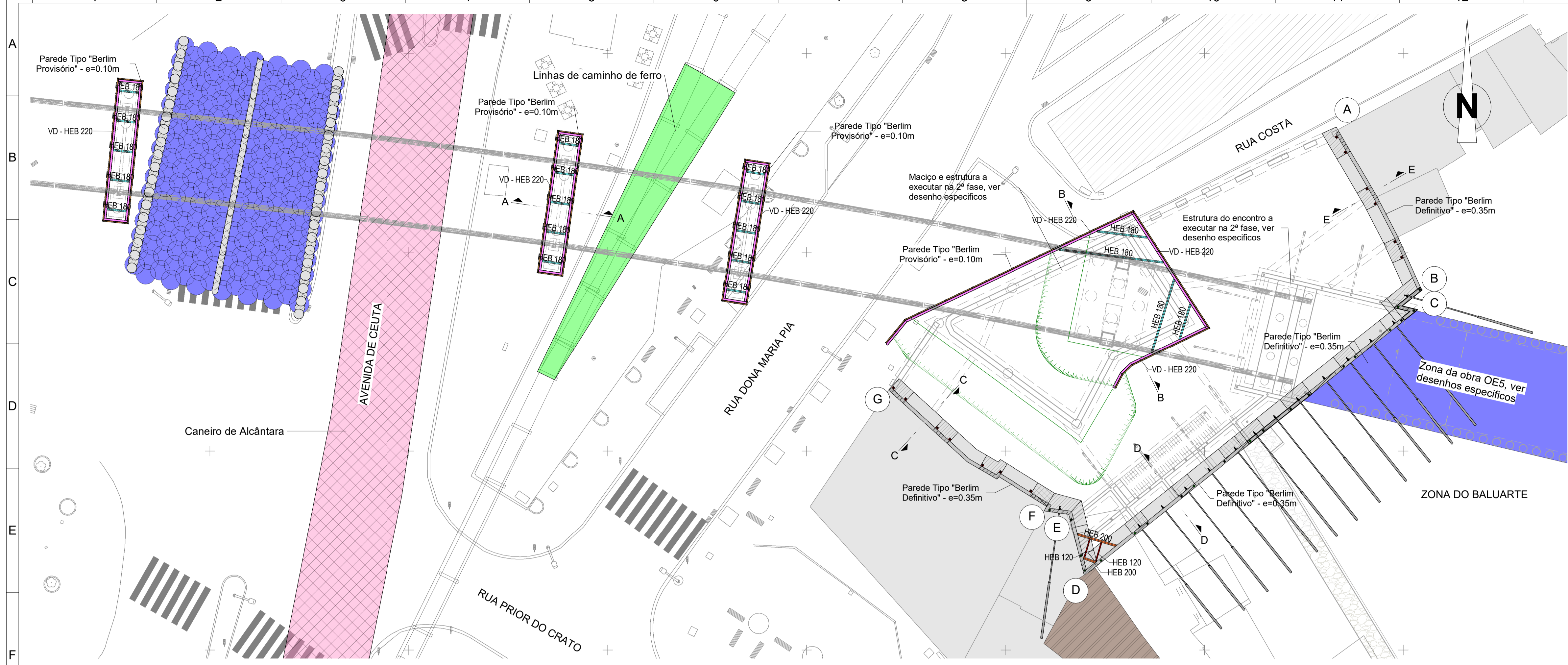
FOTOGRAFIA 1 RETIRADA NO INTERIOR DO CANEIRO DE ALCÂNTARA
INTERFERÊNCIA Nº 429
s / escala



FOTOGRAFIA 2 RETIRADA NO INTERIOR DO CANEIRO DE ALCÂNTARA
INTERFERÊNCIA Nº 429
s / escala

ALTERAÇÕES		0 Emissão inicial		04/10/2024	PM	RP
				DATA	DES.	VERIF.
Data:		PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA S. SEBASTIÃO - ALCÂNTARA				
Aprov.		PROJETO DE EXECUÇÃO		Escalas: Des. nº 133775 F. /		
Verif.		ESTRUTURAS ESTAÇÃO DE ALCÂNTARA		Alter. /		
Proj.		ESTRUTURAS PROVISÓRIAS		Substituído /		
Des.		PLANTA DE IMPLANTAÇÃO E LOCALIZAÇÃO		Nº SAP /		
				Versão /		
				Folha /		
Aprov. RP 04/10/2024						
Verif. RT 04/10/2024						
Proj. PM 04/10/2024		Identificação Empresa Projeto:		COBA / JET SJ / ALCM / TALPROJECTO		
Des. PM 04/10/2024		Escala: 1:500		Folha: 01/06		
		Desenho nº LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089301 0 (01-06)		Alter. 04/10/2024		

Desenho elaborado/adaptado sobre as bases editáveis do Programa Preliminar de Prolegamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, do Metropolitano de Lisboa, E.P.E.



LEGENDA:

CONTENÇÕES PERIFÉRICAS

- Microestacas N80 Ø127x9mm, com uniões exteriores, furação 200mm e selagem IRS
- Berlim Definitivo (e=0.35m) - Painéis primários
- Berlim Definitivo (e=0.35m) - Painéis secundários
- Berlim Definitivo (e=0.35m) - Painéis terciários
- Berlim Provisório constituído por HEB 140, furação 250mm, selagem IGU e barros de madeira (e=0.10m)
- Escoras de travamento provisórias HEB 180
- Escoras de travamento provisórias HEB 200
- Perfis de travamento provisórios HEB 120
- Vigas de distribuição provisórias HEB 220
- Ancoragens 5 cordões, Pútl=600kN, furação=200mm e selagem IRS
- Cortina de estacas secantes Ø1000/0.65m
- Parede moldada e=0.60m
- Tratamento de terrenos com colunas Ø2000 em Jet-Grouting
- Crista de talude provisório

GERAL

- Zona da obra OE5
- Caneiro de Alcântara
- Zona da linha férrea perto da escavação

NOTAS:

- Todos os elementos relacionados com o Baluarte, incluindo a muralha, guarida e soluções adotadas conservação, restauro e recalçamento encontram-se descritas no elementos de projetos referentes ao "TOMO III: OBRAS ESPECIAIS-VOLUME 5 - OE5: TÚNEL ZONA DO BALUARTE".
- A circulação de veículos pesados das obras sobre o caneiro deve ser evitada;
- Na execução das estacas do pilar P3, os equipamentos devem ser posicionados a nascente do pilar.

**PLANTA DE DIMENSIONAMENTO
CONTENÇÕES PERIFÉRICAS**
Esc.1 : 250

Desenho elaborado/adaptado sobre as bases editáveis do Programa Preliminar do Prologamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, do Metropolitano de Lisboa, E.P.E.

ALTEAÇÕES					
0 Emissão inicial		04/10/2024	PM	RP	
		DATA	DES.	VERIF.	
PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA S. SEBASTIÃO - ALCÂNTARA PROJETO DE EXECUÇÃO					
Data:			Escalas:	Des. n.º 133776 F. / /	
Aprov.			Alter.		
Verif.	ESTRUTURAS		Substituído		
Proj.	ESTRUTURAS PROVISÓRIAS		N.º SAP	Versão	
Des.	PLANTA DE DIMENSIONAMENTO			Folha	
Identificação Empresa Projeção: COBA / JET SJ / JLCM / TALPROJECTO		Escalas: 1:250		Folha: 02/06	
Aprov.	RP	04/10/2024	Desenho nº LVSSA MSA PE STR VDT VDA DW 089350 0 (02-06)		
Verif.	RT	04/10/2024	Alter. 04/10/2024		
Proj.	PM	04/10/2024			
Des.	PM	04/10/2024			

