



Metropolitano de Lisboa

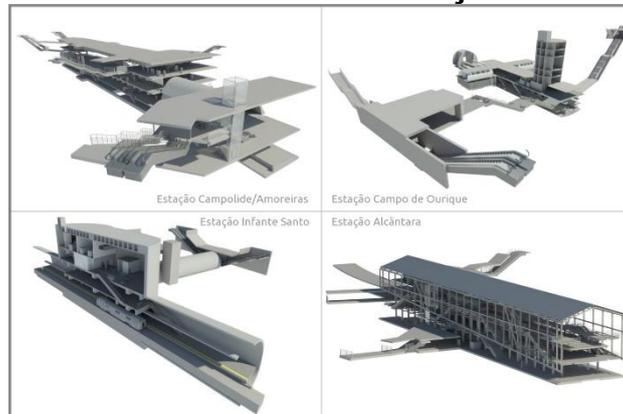


METRO DE LISBOA

PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA

EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO

PROJETO DE EXECUÇÃO



TOMO II - TÚNEL

VOLUME 5 – TÚNEL T81

MEMÓRIA DESCRITIVA

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR TUN T81 MD 087001 0
----------------	--------------------------------------

	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	Francisco Bernardo José Alexandre		2024-07-13
Revisto	Sandra Ferreira		2024-07-13
Verificado	Rui Rodrigues		2024-07-13
Coordenador Projeto	Raúl Pistone		2024-07-13
Aprovado	Raúl Pistone		2024-07-13

	Nome	Assinatura	Data

Índice

1	OBJETIVO E ÂMBITO.....	5
2	ELEMENTOS DE BASE.....	5
3	CONDICIONAMENTOS.....	5
3.1	Traçado.....	5
3.2	Geológicos e Geotécnicos.....	5
3.3	Desvios de Circulação.....	9
3.4	Ocupação de Superfície e de Subsolo.....	9
3.5	Interferências, Demolições de Edifícios, Soluções de Reforço de Edifícios e Contenções.....	9
3.6	Implantação.....	10
3.7	Segurança.....	10
3.8	Arquitetónicos.....	10
3.9	Compatibilidade com as Outras Especialidades.....	10
3.10	Ambiente.....	11
4	REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE.....	11
5	MATERIAIS.....	13
5.1	Suporte primário.....	13
5.2	Estruturas Definitivas.....	14
6	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO.....	17
6.1	Tempo de Vida Útil.....	17
6.2	Classificação da Obra de Acordo com a sua Importância.....	17
6.3	Classe de Inspeção.....	17
6.4	Classe de Fiabilidade.....	17
6.5	Classificação do Tipo de Terreno.....	18
6.6	Crítérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas.....	18
6.6.1	Túneis.....	19

6.6.2	Requisitos legais de proteção de águas subterrâneas	19
7	DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO	20
7.1	Suporte primário	20
7.2	Revestimento definitivo.....	23
8	FASEAMENTO CONSTRUTIVO	24
9	PROJETO GEOTÉCNICO DO SUPORTE PRIMÁRIO	25
9.1	Metodologia de Cálculo.....	25
9.2	Verificação da segurança	27
10	PROJETO DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS (JMA).....	27
10.1	Metodologia de Cálculo.....	27
10.2	Ações.....	28
10.2.1	Ações Permanentes.....	28
10.2.2	Ações Variáveis	28
10.2.3	Ação Sísmica.....	29
10.2.4	Ações Acidentais.....	29
10.2.4.1	Ação Acidental de Incêndio.....	29
10.2.5	Movimentos das Fundações.....	30
10.3	Combinações de Ações	30
10.3.1	Combinação de Ações para os Estados Limites Últimos (ELU).....	30
10.3.1.1	Combinações fundamentais:.....	30
10.3.1.2	Combinações acidentais:.....	30
10.3.1.3	Combinações Sísmicas:.....	31
10.3.2	Combinação de Ações para os Estados Limites de Serviço (ELS).....	31
10.3.2.1	Combinação rara de ações:.....	31
10.3.2.2	Combinação frequente:.....	31
10.3.2.3	Combinação quase permanente:.....	31
10.4	Critérios de Verificação da Segurança	32
10.4.1	Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU).....	32

10.4.2	Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS).....	32
10.4.3	Verificação da Segurança relativamente à rotura por Levantamento Global.....	33
10.5	DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS.....	33
10.5.1	Junta de contração.....	33
10.5.2	Estanqueidade.....	33
11	PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO.....	33
11.1	Introdução.....	33
11.2	Grandezas a medir.....	34
11.3	Escavações Mineiras.....	35
11.4	Edificações.....	35
11.5	Frequência de leituras.....	35
11.6	Critérios de alerta e alarme, incluindo medidas de atuação/plano de contingência´.....	36
12	INTERFERÊNCIAS.....	37
12.1	Enquadramento.....	37
12.2	Estado do edificado, incluindo património, das infraestruturas enterradas e das infraestruturas ferroviárias.....	39
12.2.1	Atividades realizadas.....	39
12.2.2	Edifícios.....	39
12.3	Medidas de mitigação.....	40
13	AVALIAÇÃO DE DANOS.....	40
14	REDE DE TERRAS.....	40

1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível de **Projeto de Execução**, da **Memória Descritiva e Justificativa dos túneis**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, que é parte integrante do **Tomo II – Estruturas do Volume 5 – Túnel T85**.

2 ELEMENTOS DE BASE

Com base nos elementos do Anteprojecto do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, 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 1 – Túnel:
 - Memória Descritiva e Justificativa – “LVSSA ML PP STR TUN 000 MD 087001 0”;
 - Peças Desenhadas (“LVSSA ML PP STR TUN 000 DW 087000 A” a “LVSSA ML PP STR TUN T85 DW 087003 0”);

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 Geológicos 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 Volume 6 do Tomo I – Estudo Geológico-Geotécnico. Os trabalhos de prospeção complementares são propostos no Programa de reconhecimento complementar (Geológico-geotécnico, hidrogeológico e ambiental).

Apresenta-se na Figura 1, a planta com a cartografia geológica do traçado e, na figura 2, o excerto do perfil geológico-geotécnico do local.

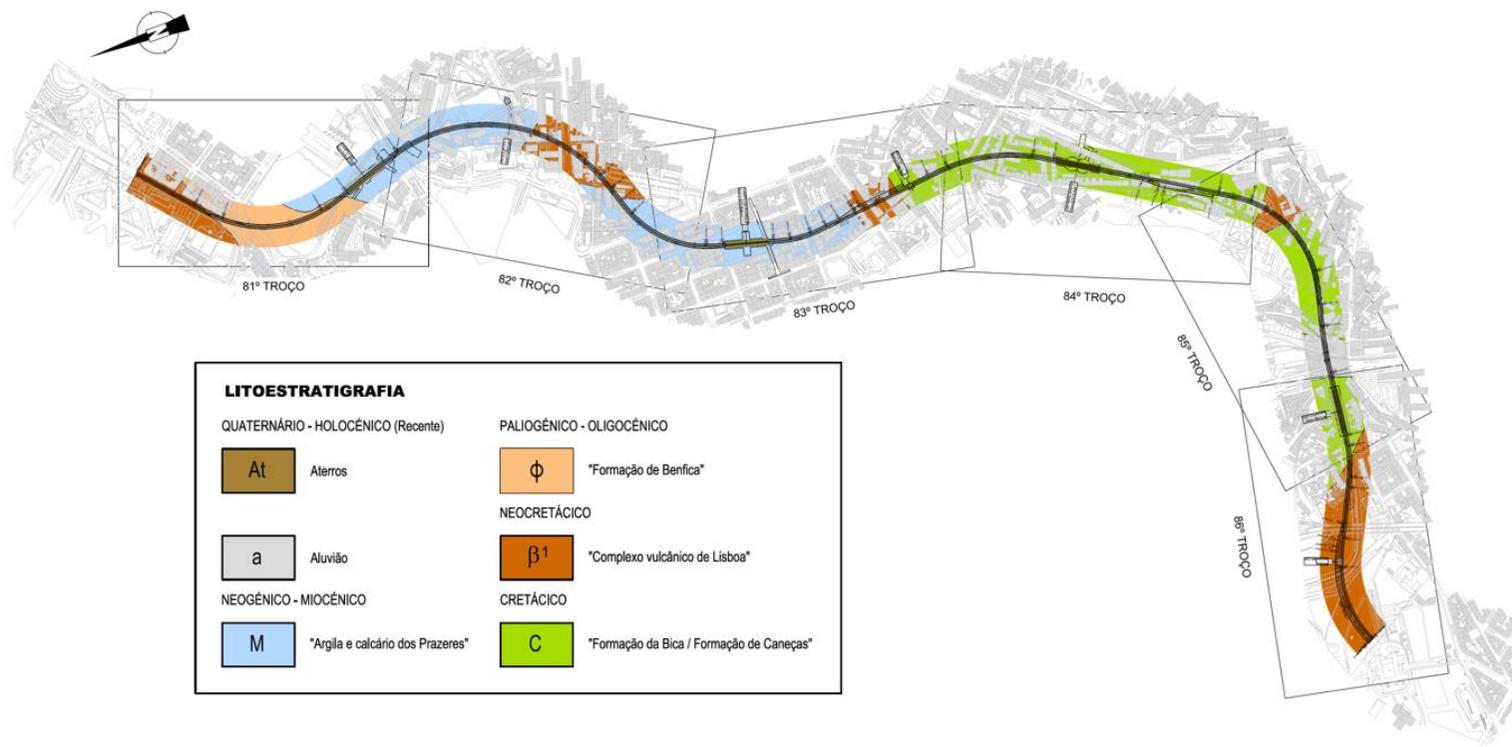


Figura 1 – Planta com traçado e cartografia geológica

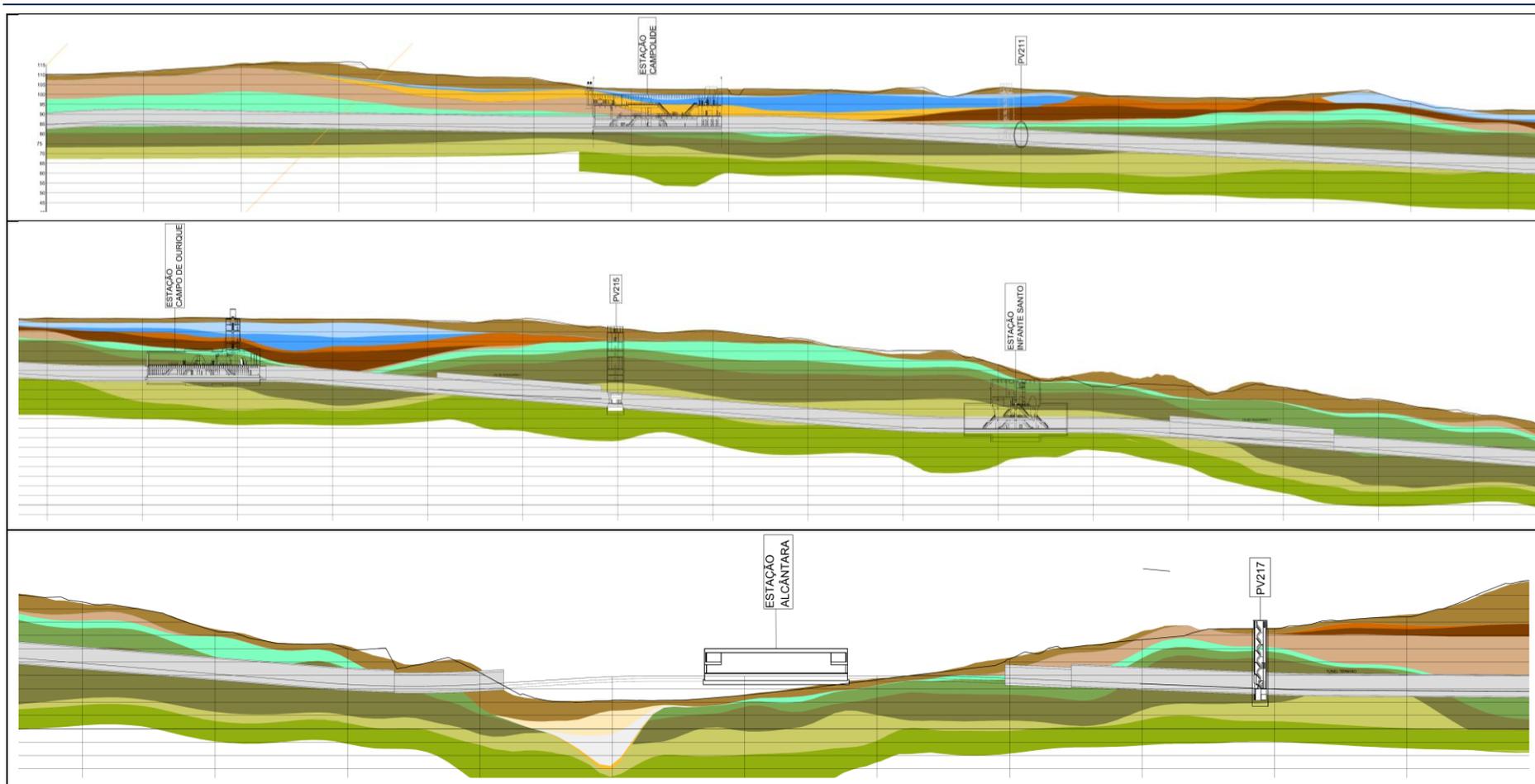


Figura 2 – Perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia

As unidades atravessadas, representadas em perfil, são as indicadas na Figura 3.

LEGENDA ESTRATIGRAFIA E CRITÉRIOS DE ZONAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO (Perfil)		CRETÁCICO
QUATERNÁRIO - Holocénico (Recente)		Cenomaniano Superior - "Formação de Bica" (C ₃)
At	Altero heterogéneo, constituído por silte-arenoso, por vezes argiloso, com fragmentos líticos e cerâmicos, de cor castanho amarelado, com vestígios de vegetais.	C _{3a} Argila margosa e/ou margosa argilosa esbranquiçada a amarelada.
a _(a)	Aluvião arenoso (ar)	C _{3b} Calcário nodular, amarelado a esbranquiçado com inclusões margosas frequentes; passando a calcário rosado, amarelado, esbranquiçado por vezes cirsificado, umas vezes compacto outras vezes margoso, com passagens argilosas.
a _(a)	Aluvião argiloso (ag)	C _{3c} Calcário semicristalino a cristalino com rudistas, apresentando nódulos a leitos de sílex, pouco alterado a medianam, alterado, fraturas medianam, afastadas a muito próximas.
a _(a)	Aluvião com cascalheira (cg)	C _{3d} Calcário compacto branco e bege, fendilhado com preatveolinas, pouco alterado a medianam alterado, com passagens muito alteradas a decompostas, fraturas medianamente afastadas a próximas.
NEOGÉNICO - Miocénico - "Argilas e Calcários dos Prazeres" (MPr)		Cenomaniano Superior - "Formação de" (C ₂)
M _(a)	Argilas cinzentas-esverdeadas (a) NSPT ≥ 50, (b) NSPT < 50	Albiano superior e cenomaniano médio
M _(a)	Calcarenitos fossilíferos, com passagens de calcários margosos	C _{2a} Calcário por vezes margoso, com geoides no topo e com passagens argilosas por vezes com gesso na base. (C ₂)
OLIGOCÉNICO - "Formação de Benfica" (φ)		
φ	Areias finas, siltosas e silto-argilosas, com seixo fino a médio. Siltos argilosos, com seixo frequente; cores acastanhadas, acinzentadas e por vezes avermelhadas.	
NEOCRETÁCICO - "Complexo vulcânico de Lisboa" (β)		
β1	Basalto, com veios calcíticos, muito a medianamente alterado, intensamente a muito fracturado, cinzento escuro, por vezes com passagens de solo residual areno argiloso. (Presença de Serpentina/Talco) (a) Rocha w2 a w3-4 GSI >40, (b) Estrutura rochosa parcialmente visível localmente SPTs 60, w4 a solo	
τ	Tufos vulcânicos silto-margosos, avermelhados com veios esbranquiçados, por vezes silto-arenoso, com passagens fortemente argilosas. Ocorrem por vezes passagens fortemente argilosas de elevada plasticidade, de origem sedimentar. Tufos por vezes brechóides e brechas vulcânicas.	

Figura 3 – Legenda das unidades representadas no Perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia

Em planta as unidades representadas na cartografia geológica de superfície, são desde o início do traçado, o CVL- "Complexo Vulcânico de Lisboa" nos 200 m iniciais, passando a ocorrer a "Formação de Benfica" até à Estação das Amoreiras-Campolide, que já se desenvolve sob a "Formação dos Prazeres", cuja ocorrência em superfície se estende até próximo do km 1+900, sendo interrompida por afloramento do CVL, sensivelmente entre os pk 1+050 e 1+300. Após pequeno afloramento do CVL, o traçado desenvolve-se sob terrenos cretácicos das formações da Bica e de Caneças, entre os pk 2+075 e 3+650, sendo apenas interrompido por mancha de CVL ao pk 3+000 e pelos aluviões do Vale de Alcântara ao pk 3+400.

Relativamente à presença de água subterrânea, consideram-se ao longo do traçado as seguintes posições para o nível de água:

Início do traçado até à estação das Amoreiras (pk 0+550), existência de aquífero Cretácico à cota +80,00 m

No troço envolvente à estação das Amoreiras (pk's 0+550 a 0+750), devido à presença de níveis de água suspensos nas unidades (CVL+φ+M), considera-se o nível de água à cota +85,00 m;

Do pk 0+750 a 1+200, nível de água à cota +75,00 m;

Do pk 1+200 a 1+750, nível de água em variação entre as cotas +75,00 m e +45,00 m;

Do pk 1+750 a pk 2+600, nível de água em variação entre as cotas +70,00 m e +40,00 m;

Do pk 2+600 a 3+150, nível de água em variação entre as cotas +40,00 m e +2,50 m;

Na proximidade do vale de Alcântara e na presença de aluvião, entre os pk's a 3+150 a 3+600, nível de água à cota +2,50 m (Nota: Praia mar corrente à cota +1,62 m);

Do pk 3+600 ao 4+097, nível de água em variação entre as cotas +2,50 m e +15,00 m.

Os níveis de água anteriores são indicados sem prejuízo da possível existência local de níveis de água suspensos.

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

3.4 Ocupação de Superfície e de Subsolo

A execução a céu aberto de parte dos acessos da estação e do arranque do poço vertical interfere 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 Volume 2 – Serviços Afetados.

3.5 Interferências, Demolições de Edifícios, Soluções de Reforço de Edifícios e Contensões

As interferências resultantes da construção do túnel, necessidade de demolições, reforço de edifícios e contenções, encontram-se retratadas no Tomo I Geral, Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha.

3.6 Implantação

A implantação da obra foi analisada por forma a respeita o traçado, os elementos emergentes definidos no Programa Preliminar e evitar desvios de circulação e minimizar as interferências com os edifícios existentes.

3.7 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, do Anteprojecto, 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.

3.8 Arquitetónicos

O presente Projeto de Execução procura atingir as soluções técnicas mais adequadas e que estão compatibilizadas com o Projeto de Arquitetura das estações.

3.9 Compatibilidade com as Outras Especialidades

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

- Via Férrea – Projeto de definição dos eixos da Via;
- Via Férrea – Projeto de Instalação ad Via;
- Via Férrea – Drenagem de Via;
- Sistemas – Energia;
- Sistemas – Telecomunicações;
- Sistemas – Mecânica;
- Flúidos – Redes de águas;
- Flúidos – Redes de drenagem;
- Flúidos – Coluna seca.

3.10 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 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, 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 (ECO);
- 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 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;
 - EN 1536 – Execution of Special Geotechnical Works: Bored piles;
 - EN 14490 – Execution of Special Geotechnical Works: Soil nailing;
 - 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 Suporte primário

As características dos materiais adotados no presente estudo encontram-se apresentadas nos quadros seguintes:

Quadro 1 – Características dos materiais considerados no estudo do suporte primário (1/2)

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
BETÃO	BETÃO PROJETADO (VIA HÚMIDA)	C30/37 XC 4(P) CL 0,4 DMAX.10 S5
	REGULARIZAÇÃO/ENCHIMENTO	C12/15 XC 2(P) CL 0.4 DMAX.22 S3
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
AÇO	CHAPAS E PERFIS METÁLICOS	S 275 JR
	CAMBOTAS TRELIÇADAS	A 500NR
	REDE ELETROSSOLDADA	A 500ER
	ENFILAGENS	S 355 JR
	Elementos de fixação metálica	CLASSE 8.8
No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no REAE, NP 1515 E NP EN 1993		
PREGAGENS DE TUBO EXPANSIVO	CARGA MÍNIMA DE CEDÊNCIA	P _y = 130 kN
	TIPO DE AÇO	S 355 MC
FIBRA DE VIDRO	RESISTÊNCIA À TRACÇÃO	≥ 2000 MPa
	CARGA NOMINAL DE ROTURA	430 kN
CALDA DE CIMENTO	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 7 DIAS	F _{CK} MÍN. = 25 MPa
GEODRENOS	TUBO DE POLIETILENO RÍGIDO, CORRUGADO E RANHURADO	SN2

Quadro 2 – Características dos materiais considerados no estudo do suporte primário (2/2)

	MASSA POR UNIDADE DE ÁREA (EN 9864)	150 g/m ²
--	-------------------------------------	----------------------

GEOTÊXTEL DO GEODRENO	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)]

5.2 Estruturas Definitivas

As características dos materiais adotados nas estruturas definitivas encontram-se apresentadas nas tabelas seguintes:

Tabela 2 – Estruturas definitivas. Características dos materiais – Betão

Material	Localização	Classe de resistência	Classe de exposição	cl. teor de cloretos	d _{max} (mm)	Classe de consistência
Betão (<i>in situ</i>)	Estrutura interior em ambiente seco (lajes elevadas, vigas, escadas, paredes e pilares)	C30/37	XC1	CL 0,40	D _{inf} =20 D _{sup} =25	S4
	Estrutura interior em zonas húmidas – zonas com sanitários (lajes elevadas, vigas, escadas, paredes e pilares)	C30/37	XC3	CL 0,40	D _{inf} =20 D _{sup} =25	S4
	Estrutura exterior (revestimento definitivo das galerias, paredes de contenção periféricas, laje de fundo do poço da estação, lajes de cobertura e elementos expostos à intempérie)	C30/37	XC4	CL 0,40	≤25	S3
	Enchimento (sub-cais)	C20/25	X0	CL 1,00	≤25	S3

Notas:

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

Tabela 3 – Estruturas definitivas. Características dos Materiais – Aço estrutural

Materiais	Localização	Classe de resistência
Aço Estrutural	Armaduras ordinárias	A500 NR SD
	Malha eletrossoldada	A500 EL
	Estruturas metálicas (chapas e perfis)	S355 JR
	Parafusos / Pernos	Classe 8.8/10.9
	Porcas	Classe 8/10

Tabela 4 – 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
	Revestimento definitivo das galerias	45 mm
	Laje de fundo do poço	45 mm
	Lajes de cobertura enterradas	45 mm
	Paredes de contenção	50 mm

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

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

BARREIRA GEOSINTÉTICA	MATERIAL	PVC – P (POLICLORETO DE VINIL)
	ESPESSURA (EN 1849 - 2)	DE ACORDO COM C.E.
	MASSA POR UNIDADE DE ÁREA (EN 1849-2)	2,56 KG/M2
	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (EN ISO 527)	16 MPA (DIREÇÃO TRANSVERSAL)
		17 MPA (DIREÇÃO LONGITUDINAL)
	EXTENSÃO PARA A CARGA MÁXIMA (EN ISO 527)	> 300 %
	PUNÇOAMENTO ESTÁTICO (EN ISO 12236)	2,35 KN
	EXPANSÃO TÉRMICA (ASTM D696-91)	<130 X 10 ⁻⁶ (+/-50X10 ⁻⁶) 1/K
	RESISTÊNCIA À DEGRADAÇÃO MICROBIOLÓGICA (EN 12225)	<15 %
	RESISTÊNCIA À OXIDAÇÃO (EN 14575)	<10 %
	RESISTÊNCIA QUÍMICA (EN 14414)	INEXISTÊNCIA DE SINAIS DE DEGRADAÇÃO; PROPRIEDADES INALTERADAS
REAÇÃO AO FOGO (EN ISO 13501-1 E EN ISO 11925-2)	CLASSE E	

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, as Estações e Poços de Ventilação são 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 classificam-se 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 Classificação do Tipo de Terreno

Relativamente ao tipo de terreno, o EC8 preconiza a seguinte classificação:

Tabela 5 – Tipos de Solos de acordo com o EC8

Tipo de solo	Descrição
A	Rocha ou formação rochosa, incluindo no máximo 5m de material fraco à superfície
B	Depósitos muito densos de areias, cascalho ou argila muito compacta, com alguma espessura (na ordem das dezenas), caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade
C	Depósitos fundos de areia de média/alta densidade, cascalho ou argila compacta, com espessuras consideráveis (das dezenas às centenas de metros)
D	Depósitos de solos de média coesão soltos ou de solos de baixa coesão compactos
E	Formações aluvionares de pequena espessura (5 a 20m) sobre formações rochosas
S ₁	Depósitos com uma espessura mínima de 10m, constituídos por argila/sedimentos com elevado nível de plasticidade e alto nível freático
S ₂	Depósitos de solos susceptíveis de liquefacção, argilas incoerentes ou outro tipo de solo que não se enquadre nas categorias acima descritas

Cada tipo de terreno é assim definido de forma mais rigorosa e a sua classificação é função da velocidade de propagação, das ondas de corte e coesão não drenada, conforme quadro abaixo.

Tabela 6 – Caracterização dos Solos de acordo com o EC8

Tipo de Solo	$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	> 800	-	-
B	360 - 800	> 50	> 250
C	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	< 180	< 15	< 70
E	Formações brandas com $v_{s,30}$ do tipo C ou D		

Onde:

$v_{s,30}$ – Velocidade das ondas de corte;

N_{SPT} – n.º pancadas associadas ao ensaio SPT, para a cravação de 30 cm;

c_u – coesão não drenada.

Com base no referido acima, e tendo em conta o tipo de maciço expectável, maciço calcário, foi admitido um solo do Tipo A correspondente a “rocha ou outra formação geológica do tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5m de material mais fraco à superfície”.

6.6 Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas

6.6.1 Túneis

As obras em túnel e os poços de ventilação deverão apresentar desempenho correspondente à classe 3 de BTS (2010)(1) complementada com as recomendações STUVA (Haack, 1991(2)) para a mesma classe.

De acordo com estas recomendações o sistema de revestimento deverá garantir que o afluxo de água ao interior do túnel se restrinja a fenómenos de capilaridade, admitindo-se apenas, como manifestações de humidade, a existência de pequenas manchas isoladas sem qualquer escorrência de água, embora possa ocorrer alteração cromática de um papel sobre elas colocado. Esta exigência limita o influxo médio (espacial) diário de água a 0,2 litros/m² em troços com comprimento de referência de 10 m e a 0,1 litros/m² em troços com comprimento de referência de 100 m. Para aplicação do primeiro limite, os troços de 10 m deverão ser pontuais, com caráter esporádico.

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(3)).

A área máxima de cada compartimento será de 360 m². Nos terrenos com presença de água sob pressão até 3 bar essa área fica limitada a 250 m². Para valores indicativos de pressão superiores, o limite superior de área a considerar será de 200 m².

A compartimentação transversal será conseguida pela solidarização de perfis extrudidos flexíveis à geomembrana impermeabilizante ao longo do perímetro do túnel. Para a eventual compartimentação longitudinal, em troços localizados, os perfis serão colocados segundo o eixo do túnel num alinhamento superior (abóbada) e em alinhamentos inferiores (juntas de betonagem no arranque dos hasteais).

Aplicam-se nos poços os princípios acima enunciados relativamente à compartimentação do sistema de impermeabilização, com as devidas adaptações.

6.6.2 Requisitos legais de proteção de águas subterrâneas

Regra geral a Lei de Proteção da Água exige que os níveis de água existentes no subsolo sejam mantidos e que a água subterrânea seja mantida sem contaminação; uma consequência direta do cumprimento destas exigências é a impossibilidade de rebaixamento permanente do lençol freático, sempre que possível.

Assim, qualquer desvio de água subterrânea deve ser limitado ao período de construção e os volumes desviados devem ser limitados por forma a garantir a plena recuperação do nível inicial do lençol freático.

7 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

7.1 Suporte primário

Em termos gerais, o suporte primário dos túneis de via encontra-se tipificado em 4 secções (B1, B2, C1 e D) executadas por meio de escavação faseada e desfasada, em cujo o suporte da calote e do rebaixo é composto pela aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas, sendo executadas pregagens sistemáticas do tipo expansivo na calote.

Para a secção tipo D, a executar em maciços constituídos por materiais com baixa resistência, o betão projetado com fibras metálicas a executar na calote será reforçado com cambotas metálicas treliçadas, ao abrigo de um chapéu troncocónico recorrendo a enfilagens autoperfurantes em tubo metálico.

O resumo das características dos elementos que constituem o suporte primário para cada secção tipo, encontra-se indicado no Quadro 3 e as figuras ilustrativas dos elementos que compõem o suporte primário são apresentadas na Figura 4 a Figura 7.

Quadro 3 – Resumo das características do suporte primário

SUPORTE TIPO	B1	B2	C1	D
SUSTIMENTO DA CALOTE	<ul style="list-style-type: none"> BPRFM*1 = 7cm Pregagens expansivas L=3,6m em malha 2,0m x 2,0m 	<ul style="list-style-type: none"> BPRFM*1 = 12cm Pregagens expansivas L=3,6m em malha 1,8m x 1,8m 	<ul style="list-style-type: none"> BPRFM*1 = 15cm Pregagens expansivas L=3,6m em malha 1,5m x 1,5m 	<ul style="list-style-type: none"> BPRFM*1 = 20cm Cambotas treliçadas P95-20-30 // 1,0m Chapéu troncocónico de enfilagens metálicas autoperfurantes L=12,0m com 4,0m de sobreposição
SUSTIMENTO DO REBAIXO	<ul style="list-style-type: none"> B1 - BPRFM*1 = 7cm B1* - BP*2 = 5cm 	<ul style="list-style-type: none"> B2 - BPRFM*1 = 12cm B2* - BP*2 = 5cm 	<ul style="list-style-type: none"> BPRFM*1 = 15cm 	<ul style="list-style-type: none"> BPRFM*1 = 20cm
DRENAGEM DO SUPORTE	<ul style="list-style-type: none"> B1** - Geodrenos na abóbada L=3,0m em malha 2,0m x 4,0m B1*** - Geodrenos na frente de escavação L=9,0m 	<ul style="list-style-type: none"> B2** - Geodrenos na abóbada L=3,0m em malha 2,0m x 4,0m B2*** - Geodrenos na frente de escavação L=9,0m 	<ul style="list-style-type: none"> C1** - Geodrenos na abóbada L=3,0m em malha 2,0m x 4,0m C1*** - Geodrenos na frente de escavação L=9,0m 	<ul style="list-style-type: none"> D** - Geodrenos na abóbada L=3,0m em malha 2,0m x 4,0m D*** - Geodrenos na frente de escavação L=9,0m
PARCIALIZAÇÃO DA ESCAVAÇÃO	<ul style="list-style-type: none"> 2 Fases (calote e rebaixo) 	<ul style="list-style-type: none"> 2 Fases (calote e rebaixo) 	<ul style="list-style-type: none"> 2 Fases (calote e rebaixo) 	<ul style="list-style-type: none"> 3 Fases (calote, núcleo central e rebaixo)
AVANÇOS DE ESCAVAÇÃO	<ul style="list-style-type: none"> Calote = 2,0m Rebaixo = 2,0m Desfasamento = 20,0m 	<ul style="list-style-type: none"> Calote = 2,0m Rebaixo = 2,0m Desfasamento = 20,0m 	<ul style="list-style-type: none"> Calote = 2,0m Rebaixo = 2,0m Desfasamento = 20,0m 	<ul style="list-style-type: none"> Calote = 2,0m Rebaixo = 2,0m Desfasamento = 20,0m

NOTAS:

*1 BPRFM – Betão projetado reforçado com fibras metálicas

*2 BP – Betão projetado simples

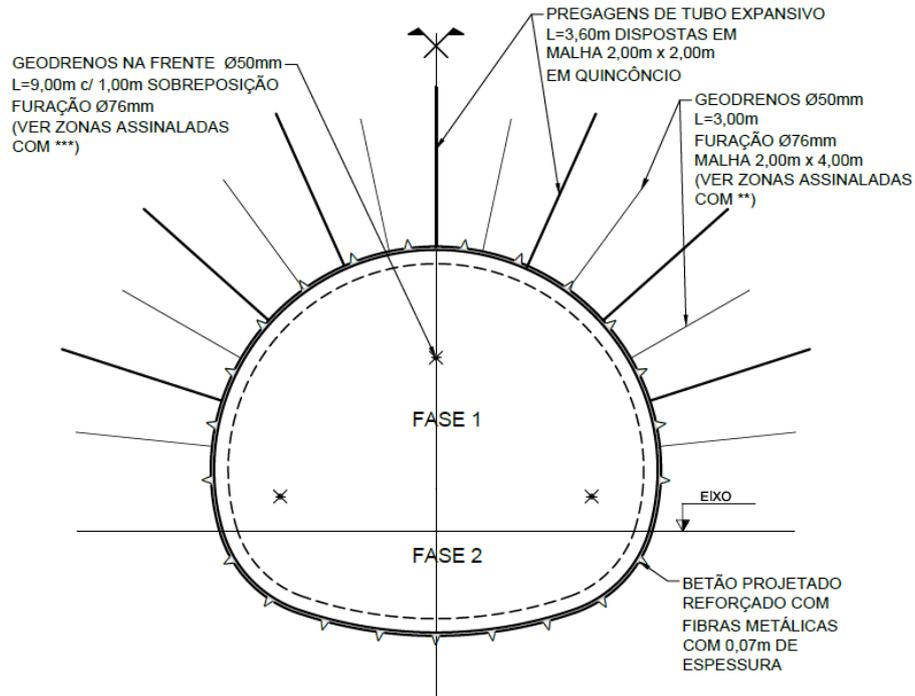


Figura 4 - Suporte Tipo B1

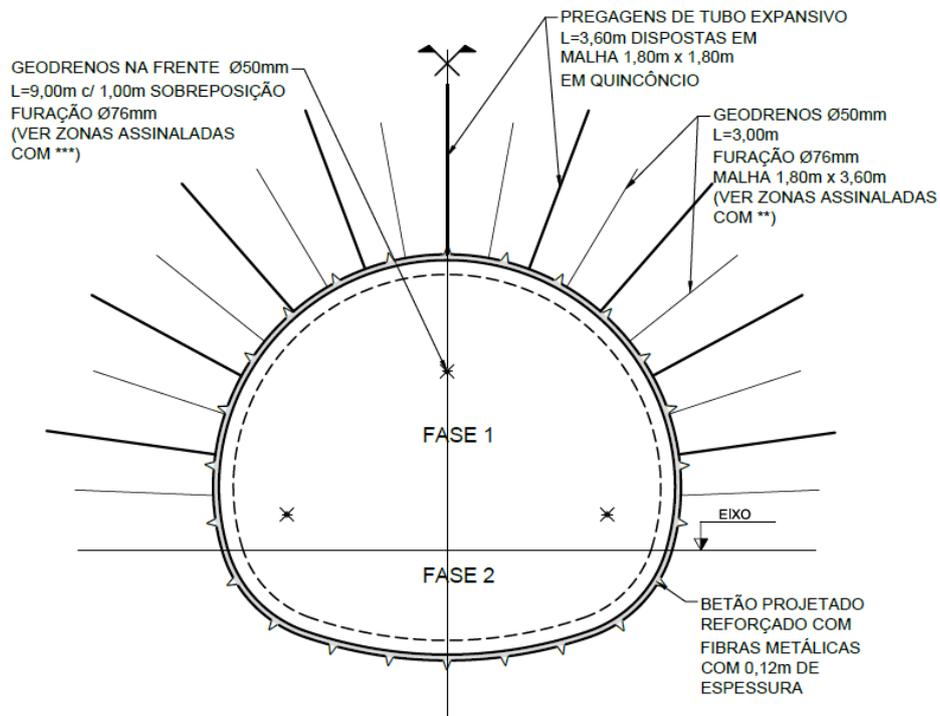


Figura 5 - Suporte Tipo B2

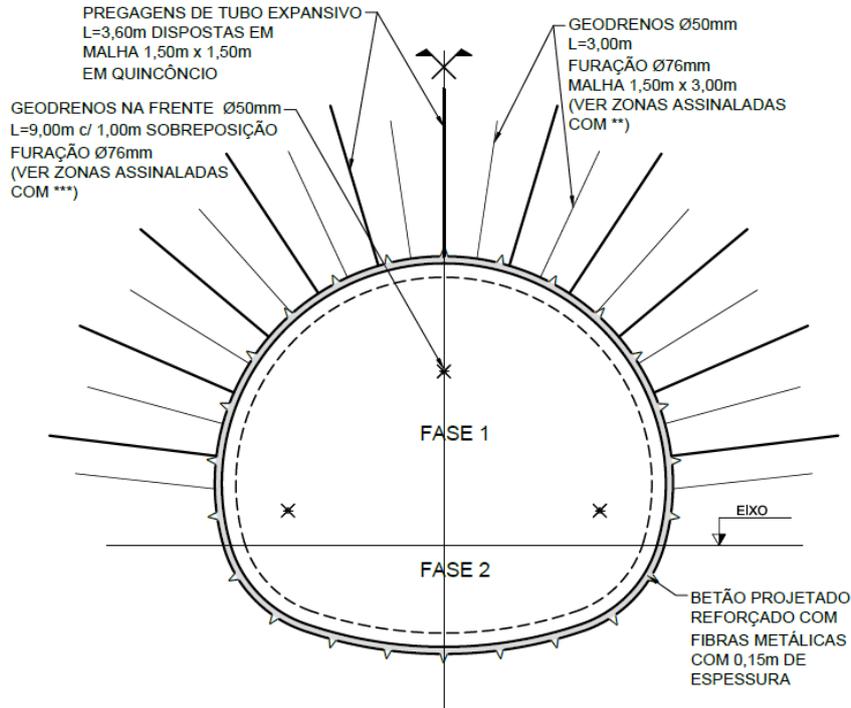


Figura 6 - Suporte Tipo C1

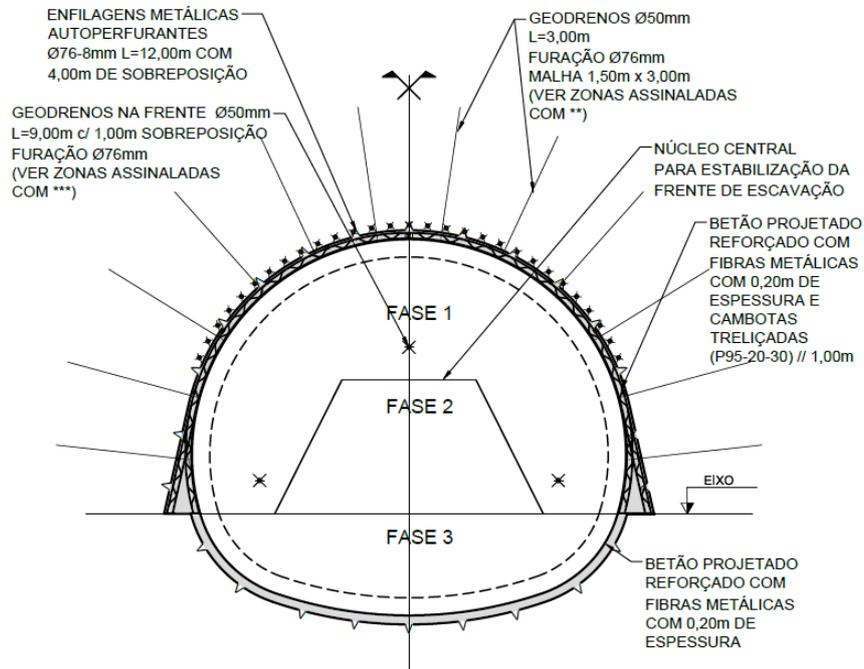


Figura 7 - Suporte Tipo D

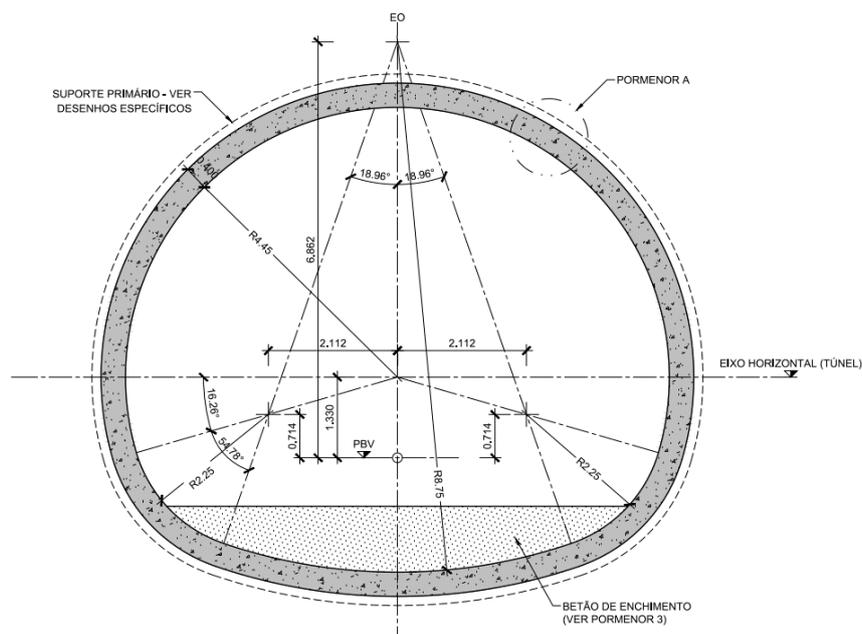


Figura 5 – Revestimento Definitivo: Secção TV.2

O perímetro interno das duas secções é igual, tendo a abóbada um raio de 4.45m e a soleira um raio de 8.75m. É prevista também uma transição nos hasteados com um raio de 2.25m.

Prevê-se a adoção de processos construtivos habituais para este tipo de estruturas, adotando-se soluções betonadas “in-situ” executadas com recurso a cofragens tradicionais.

8 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

O suporte primário para as secções tipo B1, B2 e C1 será aplicado segundo o seguinte faseamento:

1. Escavação de um avanço da fase 1 (calote) em avanços de 2,0m (ajustável em função das condições geológicas encontradas);
2. Execução de uma camada de 5cm em betão projetado para regularização da superfície exposta pela escavação da calote;
3. Execução de pregagens, geodrenos (onde aplicável) e instalação de prismas de convergência para monitorização da deformação do suporte primário;
4. Aplicação sucessiva de camadas de 5cm de betão projetado do suporte primário até se atingir a espessura total de projeto;
5. Escavação de um avanço da fase 2 (rebaixo) em avanços de 4,0m, com um desfasamento mínimo de 20,0m em relação à frente de escavação;
6. Aplicação sucessiva de camadas de 5cm de betão projetado do suporte primário no rebaixo até se atingir a espessura total de projeto;
7. Execução do revestimento definitivo.

O suporte primário para a secção tipo D será aplicado segundo o seguinte faseamento:

1. Execução de um chapéu troncocónico de enfilagens metálicas;

2. Escavação de um avanço da fase 1 (calote) em avanços de 2,0m (ajustável em função das condições geológicas encontradas);
3. Execução de uma camada de 5cm em betão projetado para regularização da superfície exposta pela escavação da calote;
4. Instalação de cambotas metálicas treliçadas a cada 1,0m;
5. Execução de geodrenos (onde aplicável) e instalação de prismas de convergências para monitorização da deformação do suporte primário;
6. Aplicação sucessiva de camadas de 5cm de betão projetado do suporte primário até se atingir a espessura total de projeto;
7. Desmonte do núcleo central em avanços de 3,0m;
8. Escavação de um avanço da fase 2 (rebaixo) com um desfazamento mínimo de 20,0m em avanços de 4,0m;
9. Aplicação sucessiva de camadas de 5cm de betão projetado do suporte primário no rebaixo até se atingir a espessura total de projeto;
10. Execução do revestimento definitivo.

9 PROJETO GEOTÉCNICO DO SUPORTE PRIMÁRIO

9.1 Metodologia de Cálculo

Com a vista à análise das tensões e deformações experimentadas pelo maciço ao longo das várias fases de execução da obra e as situações mais condicionantes para o dimensionamento estrutural, foi realizada uma análise tensão deformação recorrendo a um modelo numérico bidimensional, tendo sido utilizando o programa de cálculo automático Plaxis 2D.

Para a definição do modelo concebeu-se uma malha de elementos finitos, triangulares de quinze nós, tendo esta sido refinada a zona próxima da escavação. A modelação numérica foi efetuada considerando estado plano de deformação, com campo gravítico de tensões. O comportamento mecânico do terreno foi simulado por uma lei de comportamento elástico linear perfeitamente plástico, sendo a rotura controlada pelo critério de Mohr-Coulomb, sendo adotado o comportamento drenado para todos os materiais., admitindo todos os materiais como isotrópicos.

As fronteiras foram definidas de modo a abranger a quase totalidade da zona onde se faz sentir a alteração do estado de tensão e deformação causada pela abertura das escavações. Em cada fase de escavação foram retirados os elementos correspondentes e, subsequentemente instaladas as medidas de suporte primário preconizadas, de modo a reproduzir um faseamento construtivo previsto.

Os modelos de cálculo bidimensionais adotados para cada secção de suporte primário encontram-se ilustrados na figuras abaixo.

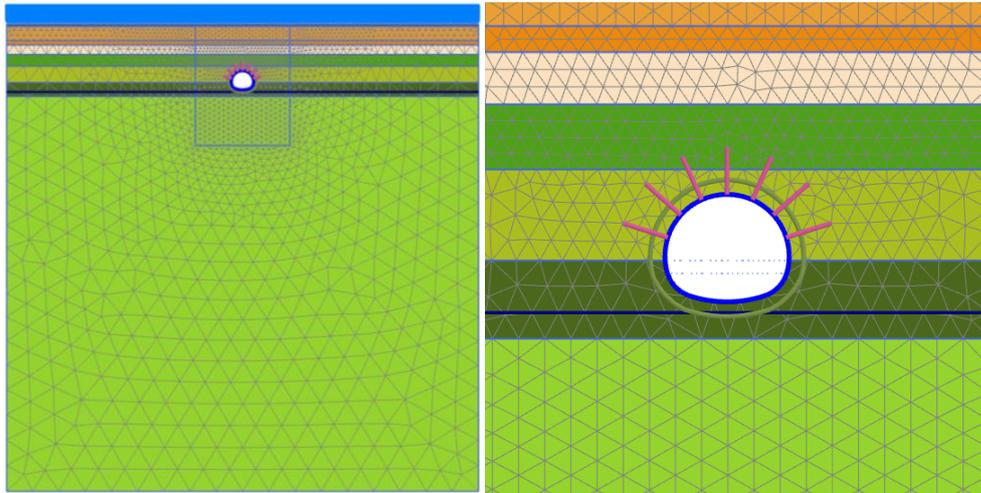


Figura 8 - Suporte Tipo B1

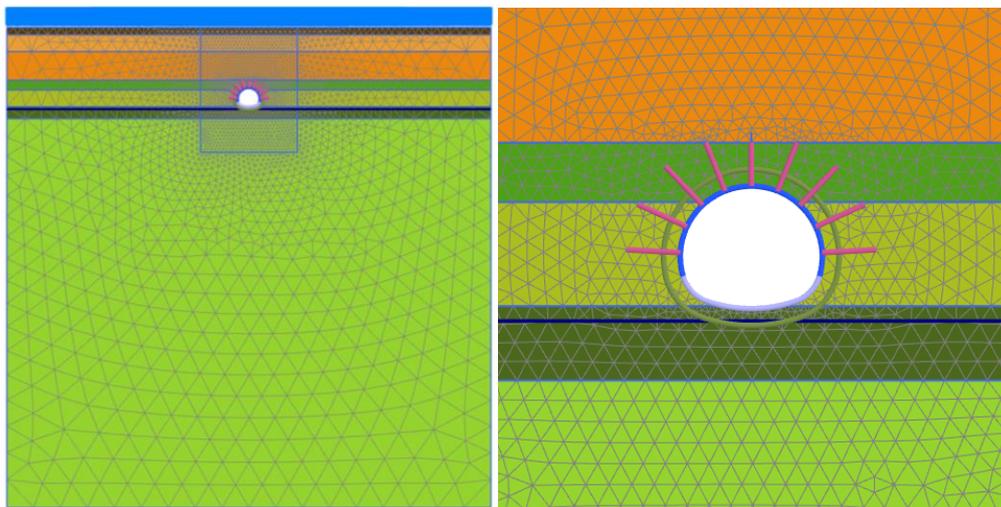


Figura 9 - Suporte Tipo B2

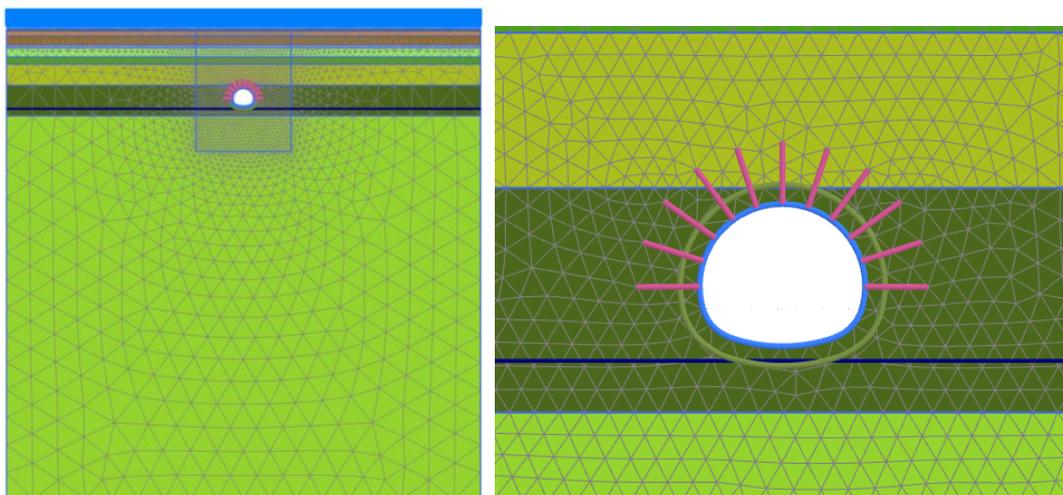


Figura 10 - Suporte Tipo C1

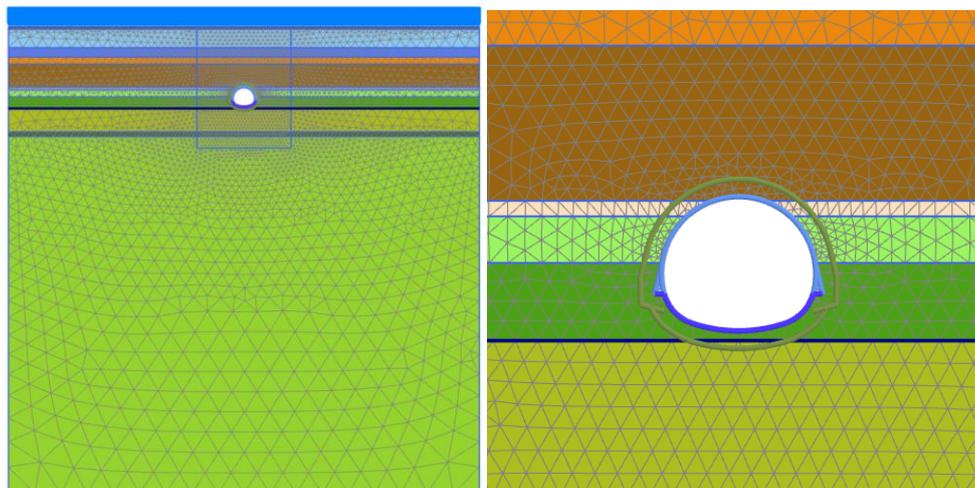


Figura 11 - Suporte Tipo D

9.2 Verificação da segurança

A verificação da segurança dos diversos elementos revestimento primário foi efetuada de acordo com as disposições regulamentares, nacionais e internacionais, em vigor no nosso país.

As referidas disposições regulamentares traduzem-se na aferição das dimensões médias dos elementos estruturais para um conjunto de situações de projeto a que corresponde uma expectável probabilidade de ocorrência dos estados limite.

Na verificação da segurança dos elementos estruturais dimensionados foi adotada a regulamentação nacional e internacional em vigor e, em situações não previstas regulamentarmente, metodologias de cálculo reconhecidamente comprovadas. Este procedimento permitiu a aferição das dimensões médias dos elementos dimensionados, cujos valores se encontram, naturalmente, condicionados pela validade das premissas consideradas.

Com vista ao dimensionamento dos elementos estruturais, as ações foram agrupadas nas seguintes combinações:

- Estados limites últimos: combinação fundamental de ações;
- Estados limites de utilização: combinação característica de ações.

Para a verificação da segurança aos estados limites referidos foram considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes.

10 PROJETO DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS (JMA)

10.1 Metodologia de Cálculo

O dimensionamento estrutural da secção foi realizado com recurso a um programa de cálculo automático de estruturas desenvolvido na COBA, que utiliza o método dos elementos finitos e modela a estrutura com elementos de barra apoiados elasticamente.

O cálculo estrutural realizado para a obtenção dos esforços devidos a carregamentos exteriores foi executado através de uma análise não-linear, considerando elementos lineares apoiados elasticamente, tendo-se desactivado as molas tracionadas.

O módulo de reação (k) dos apoios elásticos foi estimado a partir do módulo de deformabilidade (E) do maciço e do seu coeficiente de Poisson (ν) pela seguinte expressão:

$$k = \frac{E}{R(1 + \nu)}$$

em que R representa o raio do revestimento definitivo.

10.2 Ações

Foram consideradas no dimensionamento das estruturas as ações regulamentares bem como as ações definidas no Normativo do Metropolitano de Lisboa.

10.2.1 Ações Permanentes

As ações permanentes consideradas na análise foram as seguintes:

- Peso Próprio da estrutura (PP) – Para o peso do betão armado da estrutura considerou-se um peso específico de $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$;
- Restantes Cargas Permanentes (RCP) (revestimentos em zonas correntes, técnicas e coberturas) – valores determinados em função dos materiais e tipo de revestimento previsto;
- Retração e Fluência (Ret+Flu) – Os efeitos de retração e fluência do betão são ações ao longo do tempo consideradas permanentes. As extensões devidas à retração e os coeficientes de fluência foram consideradas de acordo com o estipulado na regulamentação europeia, NP EN1992-1-1 para uma idade de 10 000 dias após o início da construção.

Foram considerados os seguintes parâmetros para a sua quantificação: Humidade relativa média de 70% e temperatura ambiente de 20°C;

Para quantificação dos esforços decorrentes desta deformação imposta considera-se o módulo de elasticidade do betão igual a metade do seu valor real e o coeficiente de dilatação térmica linear com valor: $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

- Impulso de Terras (It) – Foram considerados os impulsos de terreno, calculados tendo em conta as características geomecânicas dos maciços interessados (de acordo com o zonamento geotécnico apresentado nas peças desenhadas
- Impulso Hidrostático (Iw) – Considera-se a existência de água e conseqüentemente a ação do impulso hidrostático abaixo da interface do afloramento do complexo vulcânico ($\beta + \tau$) e na faixa onde ocorrem os aterros heterogêneos. Para a determinação dos impulsos hidrostático considerou-se um peso específico da água de $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

10.2.2 Ações Variáveis

As ações variáveis consideradas na análise foram as seguintes:

- Sobrecarga de terrapleno – (SC_Terr) – Foi considerada uma sobrecarga de 10 kN/m² para a determinação dos impulsos de terras;
- Sobrecarga Ferroviária: Comboio Tipo (CT);

- Ação da temperatura – temperatura uniforme + temperatura diferencial ($\Delta t_u + \Delta t_d$);

10.2.3 Ação Sísmica

O efeito do sismo nas estruturas enterradas (túneis e estações) materializa-se pela imposição de deslocamentos no seu contorno em resultado da propagação das ondas sísmicas, em parte influenciada pela presença das próprias estruturas e dos edifícios adjacentes. Estes deslocamentos impõem deformações na estrutura as quais, por sua vez, geram tensões e esforços de natureza sísmica.

Os deslocamentos podem ser calculados por uma análise integrada, com um modelo de propagação de ondas incidentes desde o firme rochoso sísmico subjacente, ou por uma análise simplificada através de um modelo em que se admitem conhecidos previamente os deslocamentos sísmicos impostos. No presente estudo foi seguida esta segunda metodologia.

A ação sísmica é definida com base no espectro de resposta elástico de aceleração constante do DNA da parte 1-1 do Eurocódigo 8 para as zonas sísmicas 1.3 e 2.3. No caso da definição da ação sísmica à superfície, é considerado o tipo de terreno segundo o critério definido no Quadro 3.1 da EN 1998-1. No caso da definição da ação sísmica a uma profundidade correspondente a um firme rochoso sísmico é considerado o tipo de terreno A.

O movimento sísmico é introduzido, com a consideração do efeito de radiação energética, ao longo da fronteira rígida inferior do modelo, tradicionalmente associada a velocidades de propagação de ondas de corte superiores a 800 m/s. A consideração dos efeitos não lineares no comportamento dinâmico do terreno é garantida através da adoção do espectro de resposta elástico acima referido e da modelação da dependência das propriedades de deformabilidade e de amortecimento relativamente à deformação de corte (método linear equivalente).

A metodologia de análise incorpora as seguintes fases:

- Estudo do maciço envolvente adotando uma estratificação realista, com consideração da não-linearidade através do método linear equivalente, que incluem a estrutura sob uma forma simplificada;
- Imposição estática, a um modelo estrutural detalhado, do campo cinemático de distorção mais desfavorável obtido na análise anterior e cálculo dos correspondentes esforços nas estruturas subterrâneas.
- Consideração dos esforços de origem sísmica nas combinações de ações para situações de projeto sísmicas.

Foram seguidas as indicações do Anexo C7 – “Análise Sísmica de Estruturas Enterradas” das Cláusulas Técnicas (CET) do Caderno de Encargos, que indicam a metodologia de análise sísmica das estruturas enterradas, com a dependência das propriedades dinâmicas (deformabilidade ao corte e amortecimento) relativamente à amplitude de distorção sísmica (método linear equivalente) para a estimativa da deformada sísmica do terreno e da estrutura.

Nas estruturas totalmente enterradas os efeitos inerciais da sua resposta são desprezáveis, pelo que se recorreu simplificada a uma análise de interação cinemática. Nesta, a envolvente mais desfavorável de deslocamentos sísmicos é imposta, estaticamente, a um modelo estrutural detalhado da estrutura enterrada. Os esforços sísmicos assim calculados são considerados nas situações de projeto sísmicas.

10.2.4 Ações Acidentais

10.2.4.1 Ação Acidental de Incêndio

Na verificação da segurança estrutural para a ação do fogo foram 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 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 Tabela 4 estão representados os valores dos recobrimentos adotados para cada elemento estrutural com vista a garantir o requisito de durabilidade e de resistência ao fogo.

10.2.5 Movimentos das Fundações

Na verificação da segurança associada às componentes do movimento das fundações dos edifícios e infraestruturas adjacentes, em particular as respeitantes aos assentamentos totais e relativos (diferenciais) e ainda às rotações relativas das fundações foram seguidas as disposições prescritas na NP EN 1997-1. O estudo encontra-se desenvolvido em projeto específico no presente estudo.

10.3 Combinações de Ações

10.3.1 Combinação de Ações para os Estados Limites Últimos (ELU)

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

10.3.1.1 Combinações fundamentais:

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência, as combinações a considerar são (combinações fundamentais):

Em geral

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

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_0 – Valor reduzido da ação variável i .

10.3.1.2 Combinações acidentais:

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

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).

10.3.1.3 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_2 – Valor reduzido da ação variável j .

10.3.2 Combinação de Ações para os Estados Limites de Serviço (ELS)

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

10.3.2.1 Combinação rara de ações:

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

10.3.2.2 Combinação frequente:

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

10.3.2.3 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_1 e ψ_2 – Valores reduzidos da ação variável j .

10.4 Critérios de Verificação da Segurança

10.4.1 Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)

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 às 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 Tabela 4 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.

10.4.2 Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS)

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.

10.4.3 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.

10.5 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

10.5.1 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 o

10.5.2 Estanqueidade

A aplicação do sistema de impermeabilização que cumpra o descrito no capítulo 6.6 acima garantirá a estanqueidade da Obra.

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

11 PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

11.1 Introdução

O recurso à instrumentação e observação permitirá prever o controlo proactivo e sistemático dos trabalhos através de um plano de monitorização dos parâmetros que influenciam o desenvolvimento da obra, com o fim de verificar as hipóteses de projeto e, onde necessário, adaptá-lo antecipadamente de forma a garantir, sem subestimar a segurança, o cumprimento dos tempos de execução, a gestão das aleatoriedades e dos imprevistos no contexto geológico-geotécnico em que a obra se insere. Em função dos resultados obtidos, este recurso possibilita o controlo e a adaptação atempada das soluções, com consequências benéficas na minimização do risco geotécnico da obra.

De salientar ainda que a metodologia adotada no desenvolvimento deste estudo segue os princípios correntes aplicados neste tipo de intervenção.

O sistema de monitorização deverá ser robusto e garantir a durabilidade adequada, devendo ser constituído por instrumentos de provada confiabilidade e de uso corrente em obras similares.

Toda a instrumentação terá que ser adequadamente protegida para evitar que seja danificada durante a execução da obra.

A realização de leituras topográficas pressupõe o recurso a elementos de referência adequados, posicionados numa zona da obra que não sofra perturbações e a uma distância tal que o erro de leitura associado seja mínimo.

A instalação da instrumentação tem uma importância estratégica para o correto desempenho do sistema de monitorização, em particular para aqueles instrumentos que uma vez instalados não ficam acessíveis.

A instalação deverá garantir a máxima confiabilidade e êxito das operações.

As técnicas e procedimentos de instalação deverão sempre ser de acordo as indicações dos fabricantes da instrumentação.

Toda a instrumentação deverá ser instalada com a devida antecedência em relação ao início das obras para se conseguir adequadas leituras de referência.

A redundância da instrumentação é importante para aumentar a confiança no sistema e permitir um controlo cruzado.

Sempre que possível serão adotados sistemas de leitura automatizada dos dispositivos de monitorização, nomeadamente, estações totais automatizadas.

No enquadramento anterior, o sistema de observação foi definido para as diferentes obras que compõem o projeto, sendo acompanhamento realizado através da monitorização dos seguintes dispositivos:

- Prisma topográfico (edifícios)
- Prisma topográfico (pavimentos)
- Prisma topográfico para carris
- Extensómetro multiponto
- Inclinómetro
- Piezómetro tipo casagrande (a executar no âmbito da obra)
- Fissurómetro (edifícios)
- Prisma de convergência
- Sismógrafo (edifícios)
- Tiltmetro (edifícios)
- Extensómetro de corda vibrante para estruturas subterrâneas (*)
- Sensor de nível líquido

Para cada uma das obras, os sistemas de observação preconizados atendem às diferentes fases da obra (construção, entrada em serviço e exploração), pelo que nuns casos a observação está limitada ao período de construção e, noutros, se estenderá à fase de exploração (sendo, posteriormente, integrada no Plano de Observação).

11.2 Grandezas a medir

De um modo geral as grandezas a medir serão:

- Medições de convergências no interior do túnel e galerias das estações recorrendo a prismas topográficos;
- Medição da inclinação dos edifícios recorrendo a tiltmetros;
- Medição da abertura de fendas, utilizando fissurómetros;
- Medições de deslocamentos verticais internos do maciço e à superfície, com extensómetros multiponto;
- Medição de deslocamentos horizontais através de inclinómetros;
- Medições de assentamentos utilizando prismas topográficos com nivelção precisa;

- Medições piezométricas de água recorrendo a piezómetros;
- Medição de vibrações induzidas recorrendo a sismógrafos;
- Medições de deslocamentos axiais recorrendo a extensómetros (tipo strain gauges).

11.3 Escavações Mineiras

A avaliação da evolução do comportamento das obras subterrâneas será realizada através do registo dos deslocamentos do terreno (convergências) e observação de eventuais fissurações no suporte primário. Para tal serão criadas secções de medição de convergências, onde serão instalados pontos de convergência, na abóbada e hasteais.

Em geral, no que diz respeito às grandezas a observar, as mais relevantes são as que se relacionam com a libertação do estado de tensão, a presença e escoamento de água e com as vibrações devidas ao processo de escavação.

As ações relacionadas com a presença e escoamento de água nas escavações subterrâneas serão controladas pela observação sistemática dos caudais afluentes, não sendo exatável, neste caso específico a sua existência na maior parte da extensão da obra. Quando necessário, particular destaque assumem os furos longitudinais realizados em avanço da escavação, que permitirão antever as condições hidrogeológicas do terreno a escavar.

11.4 Edificações

Para o controlo das edificações próximas às obras será implementado um sistema de monitorização composto por:

- Prismas topográficos para o controlo dos deslocamentos das estruturas
- Prismas de pavimento para o controlo dos deslocamentos verticais
- Níveis líquidos para controlo de pequenos deslocamentos verticais (elevada precisão)
- Sismógrafos para o controlo das vibrações induzidas pela execução das obras
- Tiltímetros para o controlo das inclinações
- Fissurómetros para o controlo de eventuais fissuras presentes nas edificações.

A adoção de medidas de instrumentação e observação permitirá em fase de obra observar os movimentos ocorridos em interferências e, se necessário, tomar medidas de minimização dos movimentos das estruturas e consequentemente reduzir os riscos humanos e materiais associados a estes movimentos. Assim sendo, foram estabelecidos dois níveis de instrumentação e observação (I e II), que se diferenciam, respetivamente, pela complexidade crescente da instrumentação instalada e pela frequência de leitura a realizar.

- Instrumentação e observação Nível I – Monitorização recorrendo essencialmente a prismas refletores;
- Instrumentação e observação Nível II – Monitorização recorrendo a alvos e prismas refletores e ainda a tiltímetros, níveis líquidos, fissurómetros e sismógrafos.

Note-se que os sismógrafos devem ser instalados o mais próximo possível às fundações das edificações e que os fissurómetros devem ser instalados apenas em caso de presença de fissuras.

11.5 Frequência de leituras

As leituras iniciais (zeragem) deverão ser efetuadas de acordo às indicações referidas nos pontos anteriores e sempre antes do começo dos trabalhos de escavação.

A frequência das leituras a adaptar na fase de construção e exploração são as que constam no Quadro 6.

Quadro 6 – Frequência de leituras de dispositivos de monitorização

Frequência de leitura de dispositivos (Escavações subterrâneas)				
Tipo de instrumento	Fase de obra			
	Distância relativa à frente de escavação			
	< 20 m	20 - 60 m	60 - 100 m	> 100 m
Prisma topográfico (edifícios)	6 leituras diárias	Cada 2 dias	Semanalmente	Quinzenalmente até inferior a 2 mm/mês
Prisma topográfico (pavimentos)	6 leituras diárias			
Tilímetro	Bi-semanal	Bi-semanal		
Piezómetro elétrico	6 leituras diárias	Cada 2 dias		
Piezómetros Tipo Casagrande	Semanalmente	Semanalmente		
Fissurómetro	Bi-semanal	Bi-semanal		
Sismógrafo	1 leitura por hora	1 leitura por hora	1 leitura por hora	
Prisma de convergência	Diariamente	Cada 2 dias	Cada 2 dias	
Extensómetro de corda vibrante para estruturas enterradas	Diariamente			
Extensómetro	Diariamente			
Sensor de nível líquido	6 leituras diárias			
Inclinómetro	Semanalmente	Semanalmente	Semanalmente	
Inspeção visual – sup. primário	Diariamente			

11.6 Critérios de alerta e alarme, incluindo medidas de atuação/plano de contingência

O estabelecimento dos níveis de alerta e alarme para os parâmetros referidos tem por objetivo limitar os danos a uma dada categoria, uma vez que ao atingir-se o valor fixado para o nível de alerta será obrigatório fazer uma análise da evolução das deformações, para poder-se encarar atempadamente a aplicação de medidas de estabilização dos deslocamentos (inclinómetros, alvos, marcas e fissurómetros) ou das forças de tração (células de carga) quando for atingido o nível de alarme.

Os valores associados a estes limites são definidos em função dos resultados obtidos nos cálculos do projeto. São definidos, por cada parâmetro medido, como:

Limite de alerta

Cenário correspondente a um primeiro estágio, onde os valores medidos nos sistemas de monitorização são os valores definidos pelo projeto.

Limite de alarme

Cenário onde a evolução dos valores medidos apresenta uma velocidade/variação no tempo acentuada, sendo em muito superiores aos valores de projeto.

Propõe-se ainda que o sistema de alerta seja também baseado nos seguintes critérios:

- evolução das curvas de deslocamentos ao longo do tempo, tendo por base a análise da evolução da mesma grandeza medida através de instrumentos diferentes – fissurómetros, alvos de precisão, marcas de nivelamento, inclinómetros e células de carga;
- comparação entre os resultados obtidos nas distintas secções de observação;
- interpretação das deformações em função das características geológicas-geotécnicas dos terrenos.

Os critérios de alerta propostos para os deslocamentos, deverão também ser aferidos com base na variação da taxa de deformação (velocidade) sendo que valores superiores a 0,5 mm/dia podem ser considerados como o primeiro nível de alerta.

A necessidade de aplicação do plano de contingência verifica-se caso as grandezas aferidas através do plano de instrumentação ultrapassem os valores de alerta, não compatíveis com a segurança da obra e das estruturas adjacentes. Neste cenário poderão propor-se, entre outras, a adoção das seguintes medidas de contingência mais imediatas:

- Instalação de dispositivos de monitorização adicionais;
- Aumento da frequência de leitura dos dispositivos;
- Realização de inspeções visuais à estrutura;
- Redução da distância de avanço de escavação;
- Aumento da densidade de pregagens de fibra de vidro na frente de escavação;
- Realização de chapéu de enfilagens nos avanços intermédios;
- Realização de furos de drenagem adicionais na frente e/ou nos hasteais;
- Aplicação de betão projetado na frente de escavação;
- Aumento da parcialização da escavação da frente;

Estas medidas são contudo indicativas e caso se verifique um cenário de necessidade de aplicação do plano de contingência deverão ser estudadas e aplicadas medidas apropriadas à real situação detetada face, função dos fenómenos em causa.

12 INTERFERÊNCIAS

12.1 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, nomeadamente:

- o Edificado, incluindo os de interesse patrimonial
- o Infraestruturas enterradas
- o 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:

- o Tipo de obra a realizar
- o Cenário geológico, geotécnico e hidrogeológico estimado
- o 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 intercedidos 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.

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

12.2.1 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 influência, 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.

12.2.2 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 7).

Tabela 7 – Edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO	TIPO DE ESTRUTURA	TIPO DE FUNDAÇÃO
428	Pilar Ponte	Acesso à Ponte 25 de Abril, Pilares	Betão Armado	Superficial

12.2.3 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 8 encontra-se a lista das infraestruturas ferroviárias consideradas como mais suscetíveis.

Tabela 8 – Infraestruturas ferroviárias mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO	TIPO DE ESTRUTURA
1054	Via Férrea	Ponte 25 de Abril, Pilares	Metálica

12.3 Medidas de mitigação

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.

13 AVALIAÇÃO DE DANOS

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 incluída no Tomo 1 – Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha.

14 REDE DE TERRAS

A rede de terras proposta tem com objetivo garantir que as tensões de passagem e de contato de um eventual defeito, não excedem os valores regulamentares.

Todas as estruturas metálicas e massas da instalação serão ligadas a este sistema de terra.

As ligações entre os cabos da malha de terras e as varetas de aço cobreado, serão feitas por soldadura aluminotérmica.

A rede de terras será composta por barras de cobre estanhado com 65x5x100, instalados em cada um dos lados da galeria de 30 em 30 metros, ligados através de soldadura aluminotérmica a um varão de aço de diâmetro de 12mm instalado ao longo da galeria e que por sua vez será ligado à armadura da estrutura dos toscos de 8 em 8 metros.

