

Tabela 1 – Características geológico-geotécnicas e parâmetros geotécnicos das unidades terrosas (1/2).

Unidade	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_u$ (kPa)	$E_u$ (MPa)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E'$ (MPa)	$K_0$	$k$ (m/s)	$\nu$	$\sigma$ (MPa) [rocha]	$E'$ (GPa) [rocha]
ATERRO, At	18	20	---	---	0	28	8	0,5	10 <sup>-5</sup>	0,35	---	---
ALUVIÃO, a(ar)	19	21	---	---	0	34	50	0,5	10 <sup>-5</sup>	0,30	---	---
ALUVIÃO, a(ag)	17	19	10	10	0	28	4	0,5	10 <sup>-8</sup>	0,46	---	---
ALUVIÃO, a(cg)	20	22	---	---	0	35	75	0,5	10 <sup>-4</sup>	0,30	---	---
MIOCÉNICO, M(ag)a NSPT > 50	22	23	350	100	10	33	60	1,0	10 <sup>-8</sup>	0,33	---	---

Tabela 2 – Características geológico-geotécnicas e parâmetros geotécnicos das unidades terrosas (2/2).

Unidade	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_u$ (kPa)	$E_u$ (MPa)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E'$ (MPa)	$K_0$	$k$ (m/s)	$\nu$	$\sigma$ (MPa) [rocha]	$E'$ (GPa) [rocha]
MIOCÉNICO, M(ag)b NSPT < 50	21	22	180	40	5	28	20	1,0	10 <sup>-8</sup>	0,38	---	---
MIOCÉNICO M(cal)	24	24	---	---	100	34	400	0,8	10 <sup>-5</sup>	0,25	---	---
OLIGOCÉNICO, $\phi$	20	22	400	150	15	30	75	1,2	10 <sup>-7</sup>	0,30		
BASALTO, $\beta$	26	26	---	---	200	40	2000	0,8	10 <sup>-7</sup>	0,26	20	12
BASALTO, $\beta_{w5;w4/5}$	21	23	---	---	50	35	250	0,7	10 <sup>-6</sup>	0,28	---	---
TUFOS, $\tau$	20	21	---	---	60	35	120	1,0	10 <sup>-7</sup>	0,27	---	---
CALCÁRIO, Cc1a	23	23	---	---	50	32	60	0,8	10 <sup>-7</sup>	0,23	---	---
CALCÁRIO, Cc1b	24	24	---	---	90	38	325	0,8	10 <sup>-7</sup>	0,21	9	3
CALCÁRIO, Cc1c	25	25	---	---	300	42	4000	0,8	10 <sup>-6</sup>	0,21	50	27,5
CALCÁRIO, Cc1d	24	24	---	---	120	40	1250	0,8	10 <sup>-7</sup>	0,21	12	6
CALCÁRIO DE CANEÇAS	23	23	---	---	100	35	400	0,8	10 <sup>-7</sup>	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 VI – Poços de Ventilação, Volume 09 – Outras Especialidades, deste Projeto de Execução.

### 3.4 Ocupação de Superfície e de Subsolo

A execução a céu aberto do poço é passível de interferir 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 VI – Poços de Ventilação, Volume 3 – Serviços Afetados, deste Projeto de Execução.

Uma vez que se encontra implantada num lote desocupado não se prevê que as edificações envolventes à estrutura venham a condicionar os processos de escavação e construção, tanto do poço de ventilação como do túnel secundário de ligação.

### 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 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.

## 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 3**).

Tabela 3 – Edifícios mais suscetíveis à ocorrência de danos

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO
055	Edifício	Travessa do Barbosa, 2
056	Edifício	Travessa do Barbosa, 2 - edifício 1
057	Edifício	Travessa do Barbosa, 2 - edifício 2
059	Edifício	Travessa do Barbosa, 2 - edifício 4
061	Edifício	Travessa do Barbosa, 3-15
062	Edifício	Travessa do Barbosa, 4
063	Edifício	Travessa do Barbosa, 6
064	Edifício	Travessa do Barbosa, 8
065	Edifício	Travessa do Barbosa, 10
066	Edifício	Travessa do Barbosa, 12
067	Edifício	Travessa do Barbosa, 19
068	Edifício	Travessa do Barbosa, 21

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO
069	Edifício	Travessa do Barbosa, Aque
070	Edifício	Rua Gorgel do Amaral, 5
071	Edifício	Rua Gorgel do Amaral, 6
072	Edifício	Rua Gorgel do Amaral, 7

### 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 4). Assinala-se que algumas destas infraestruturas serão desviadas faseadamente durante a execução dos trabalhos.

Tabela 4 – Infraestruturas enterradas mais suscetíveis à ocorrência de danos.

N.º	CATEGORIA	LOCALIZAÇÃO
058	Serviço	Travessa do Barbosa, 2 – reservatório
060	Serviço	Travessa do Barbosa, 2 – aqueduto EPAL

### 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

O PV211 está localizado na Rua Gorgel do Amaral sobre uma área verde próxima do aqueduto das águas livres e ao reservatório do Arco como representado na Figura 2.

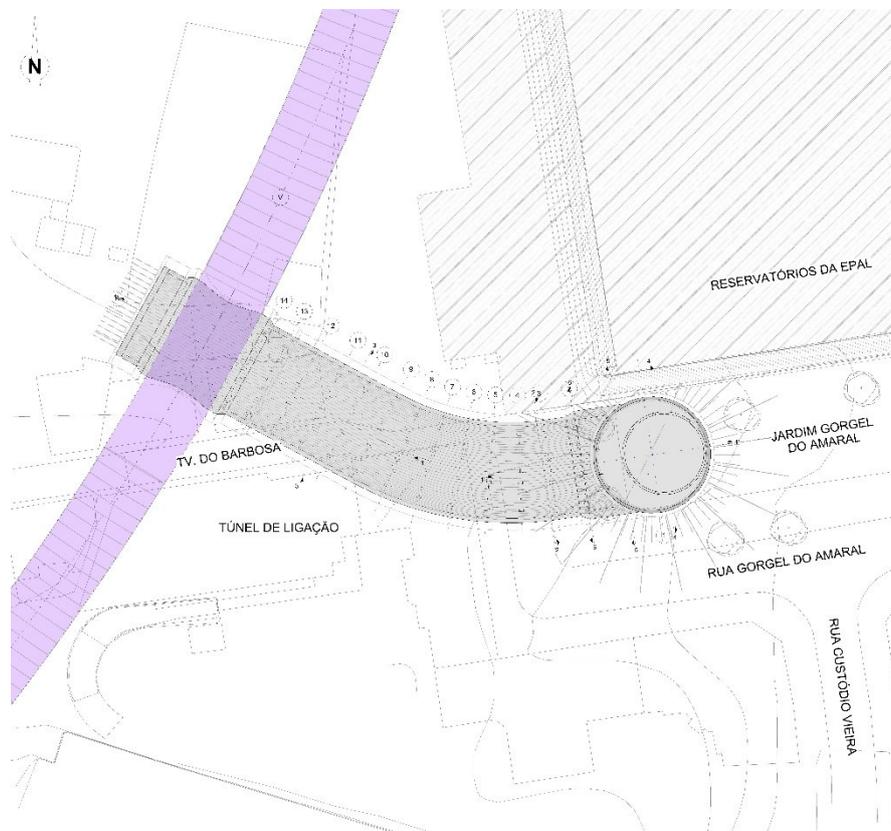


Figura 2 - Implantação do PV211 e do respetivo túnel de ligação.

De acordo com o programa preliminar, a implantação do poço de ventilação na localização mencionada acima foi condicionada pela necessidade de assegurar condições de fuga, segurança, ventilação e exaustão de fumos (em caso de incêndio) no troço em que se insere e pela necessidade de uma área livre suficiente para a implantação à superfície e para o estaleiro durante a construção.

A profundidade deste poço foi condicionada pela cota do túnel do metropolitano nesta zona sendo que a ligação entre as duas estruturas é assegurada por um túnel secundário implantado à mesma cota.

Tendo em conta o recobrimento do poço e na proximidade a estruturas existentes, na próxima fase do projeto será efetuado um levantamento cuidadoso das interferências identificadas de modo a mitigar os danos associados à execução da obra.

### 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 VI – Poços de Ventilação, Volume 1 – Arquitetura).

### 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 VI – Poços de Ventilação, Volume 1 – Arquitetura;
- Tomo VI – Poços de Ventilação, Volume 3 – Serviços Afetados;
- Tomo VI – Poços de Ventilação, Volume 4 – Fluídos;
- Tomo VI – Poços de Ventilação, Volume 5 – Energia;
- Tomo VI – Poços de Ventilação, Volume 6 – Telecomunicações;
- Tomo VI – Poços de Ventilação, Volume 7 – 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 I – Geral, Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha, 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/NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA TÉCNICA

O Projeto será desenvolvido de acordo com a regulamentação nacional em vigor, ou europeia em caso de omissão, destacando-se as seguintes normas:

- 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 – Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- EN1090-2 – Execução de estruturas de aço e de estruturas de alumínio
- 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 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 definitivas

As características dos materiais adotados para as estruturas definitivas da estação encontram-se apresentadas nas tabelas seguintes.

Tabela 5 – Estruturas definitivas. Características dos materiais – Betão.

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
BETÃO	Regularização	C12/15 XC0(P) CL 1,0 DMAX.25 S3
	Estrutura interior em ambiente seco (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37 XC1(P) CL 0,4 DMAX.25 S3
	Estrutura interior em zonas húmidas – zonas com sanitários (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37 XC3(P) CL 0,4 DMAX.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(P) CL 0,4 DMAX.25 S3
	Enchimento	C20/25 XC0(P) CL 1,0 DMAX.25 S3
	Elementos pré-esforçados	C40/50 XC4(P) CL 0,2 DMAX.25 S3

**Notas:**

As betonilhas de enchimento a realizar para o assentamento dos revestimentos dos pisos e para a formação de pendentos nas lajes internas deverão ter um peso específico máximo de 15 kN/m<sup>3</sup>.

Tabela 6 – Estruturas definitivas. Características dos Materiais – Aço estrutural.

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
AÇO	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
	ARMADURAS ORDINÁRIAS	A500 NR SD

Tabela 7 – Estruturas definitivas. Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (*) (**)		
	Elemento	Recobrimento nominal
<b>Recobrimentos a Garantir de Acordo com Exigências de Resistência ao Fogo e Durabilidade dos Materiais</b>  <b>Vida Útil Considerada: 100 Anos</b> <b>Estabilidade ao Fogo: R120</b>	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.

## 5.2 Sistemas de impermeabilização

De forma a cumprir as exigências de estanqueidade definidas no Caderno de Encargos, prevê-se para o túnel de ligação (NATM) 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 m<sup>2</sup>.

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.

Na soleira das galerias, deverá ser aplicada uma betonilha de proteção do sistema de impermeabilização com 50 mm de espessura para permitir a circulação mantendo a integridade do sistema de impermeabilização.

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

## 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 se classificam 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 da estação 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.

De acordo com a NP EN 1990, a classe de fiabilidade RC3 pode ser garantida através da combinação das medidas definidas nas alíneas c), d) e e) do ponto 2.2 (5), nomeadamente:

- c) medidas relacionadas com a gestão da qualidade;
- d) medidas destinadas a reduzir erros de projeto e de construção da estrutura, e erros humanos grosseiros;
- e) outras medidas relacionadas com as seguintes questões de projeto:
  - os requisitos gerais;
  - o grau de robustez (integridade estrutural);
  - a durabilidade, incluindo a escolha do tempo de vida útil de projeto;
  - a extensão e a qualidade das prospeções preliminares dos solos e as possíveis influências ambientais;
  - o rigor dos modelos mecânicos utilizados;
  - as disposições construtivas.

No presente projeto, encontram-se implementadas as medidas indicadas nas alíneas c) e d) acima, de acordo com o preconizado na alínea (b) do ponto B.1 e os procedimentos definidos nos pontos B.4 e B.5 do anexo B do ECO, nomeadamente:

- Nível de supervisão de projeto, DSL3, compatível com a classe de fiabilidade RC3, traduz-se num requisito de supervisão alargada, realizada por uma entidade distinta da que elaborou o Projeto;
- Nível de inspeção durante a execução, IL3, compatível com a classe de fiabilidade RC3, traduz-se num requisito de inspeção alargada, realizada por terceiros (Fiscalização da Empreitada de Construção).

Complementarmente, tendo em consideração a fixação do tempo de vida útil de projeto de 100 anos, o plano de prospeção geológico-geotécnica complementar previsto para a empreitada, a robustez das estruturas definitivas (nomeadamente a não integração e consideração de estruturas de contenção provisória nas estruturas definitivas) e outras disposições construtivas,

tais como a adoção de sistemas de impermeabilização, conjugadas com as especificações técnicas que integram as Cláusulas Técnicas do Caderno de Encargos, garante-se também a classe de fiabilidade RC3 no que se refere ao cumprimento das medidas indicadas da alínea e) acima. Nas situações omissas, que forem posteriormente identificadas, poderão ser elaboradas especificações técnicas e ensaios de verificação complementares aos já previstos no CE.

## 6.5 Categoria geotécnica da obra associada às estruturas de contenção

A NP EN 1997-1:2010 estabelece-se 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, os Poços de Ventilação fazem parte integrante de 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 médio. Assim, para uma classe de consequências CC3, para uma complexidade do projeto geotécnico médio, atribui-se a Categoria Geotécnica 3 (CG3), de acordo com o Quadro IV do Anexo Nacional da NP EN 1997-1:2010.

## 6.6 Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas

### 6.6.1 Túneis e Poços de Ventilação

As obras dos 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/m<sup>2</sup> em troços com comprimento de referência de 10 m e a 0,1 litros/m<sup>2</sup> 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 m<sup>2</sup>. Nos terrenos com presença de água sob pressão até 3 bar essa área fica limitada a 250 m<sup>2</sup>. Para valores indicativos de pressão superiores, o limite superior de área a considerar será de 200 m<sup>2</sup>.

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



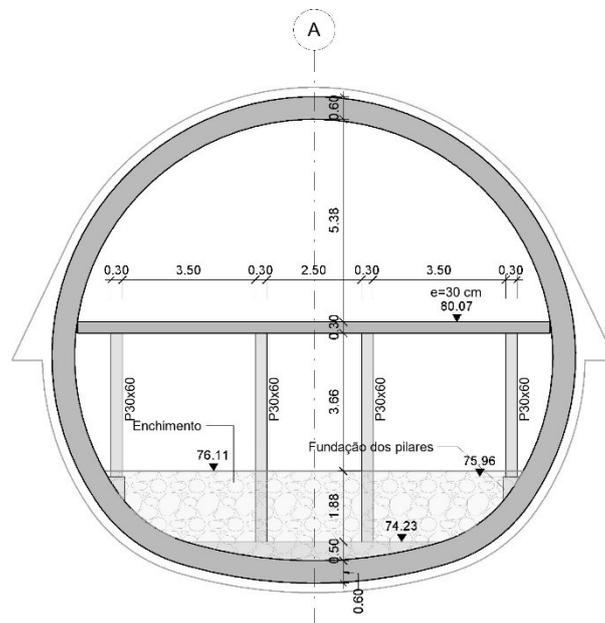


Figura 4 – Secção transversal corrente do Túnel de ligação.

A estrutura definitiva interior do Túnel de ligação é composta por dois pisos, um à cota +80.07 e outro à +76.11 (aproximadamente à cota do P.B.V.). O piso superior é constituído por uma extensa laje fungiforme de 0.30 m de espessura, apoiada no revestimento definitivo do túnel e em pilares de betão armado de secção 0.30x0.60m (Figura 5). Os pilares, por sua vez, são fundados em troços de betão armado (cachorros) laterais e a um maciço de betão armado, ambos ligados ao revestimento definitivo do túnel.

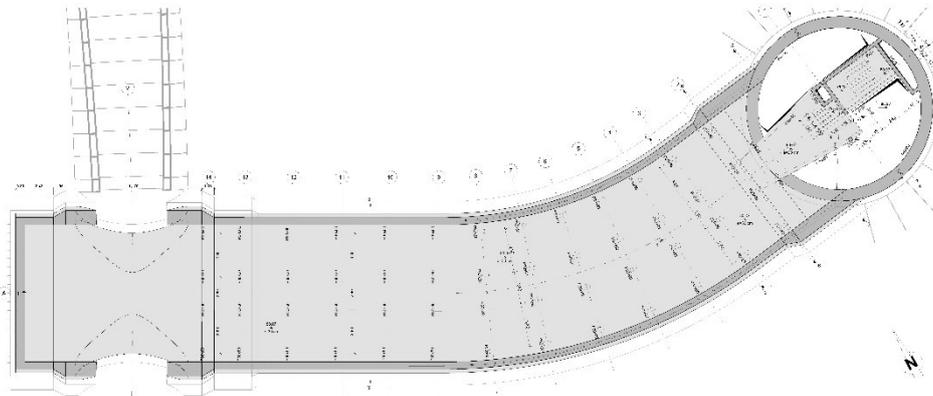


Figura 5 – Piso do túnel de ligação à cota 80.07.

A parede de fecho do túnel de ligação tem uma espessura constante de 0.80 m, apoiada no anel circular do revestimento definitivo.

Na Figura 6 apresenta-se o corte longitudinal do Túnel de ligação.

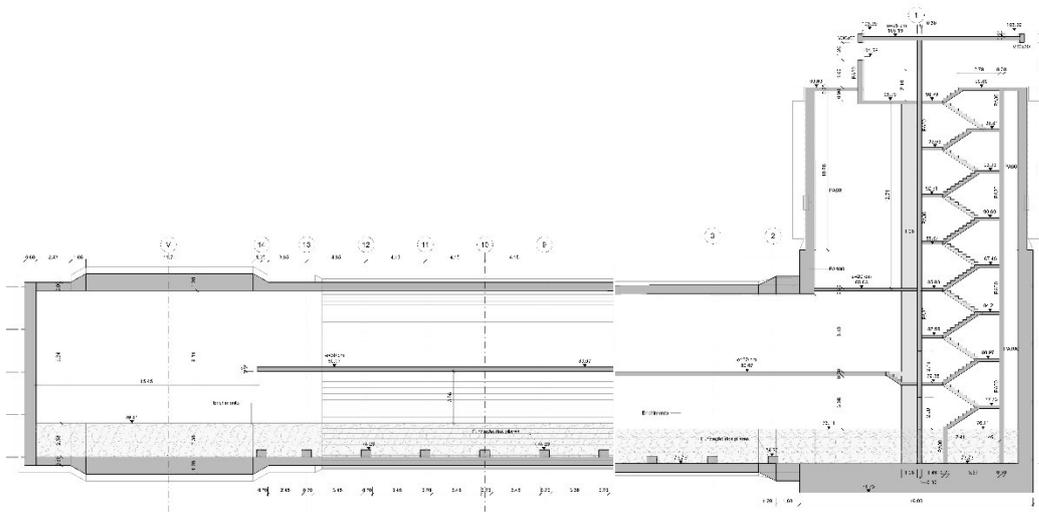


Figura 6 – Corte longitudinal do Túnel de ligação

## 8 PROJETO DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS

### 8.1 Situações de projeto

#### 8.1.1 Persistentes

No dimensionamento estrutural dos poços, serão consideradas as situações de projeto persistentes, correspondentes a condições normais de utilização, nomeadamente em cenários de estado limite último e estado limite de serviço.

#### 8.1.2 Acidentais

No dimensionamento dos poços serão consideradas as situações de projeto acidentais, correspondentes a condições excecionais aplicáveis às estruturas, nomeadamente a ação do incêndio.

#### 8.1.3 Sísmica

No dimensionamento da estrutura definitiva dos poços serão consideradas as situações de projeto sísmicas, correspondentes a condições aplicáveis à estrutura quando sujeita a ação dos sismos.

### 8.2 Análise e dimensionamento

O dimensionamento do revestimento definitivo do poço de ventilação foi realizado considerando os impulsos do terreno atuantes sobre a estrutura, bem como os impulsos gerados pelas sobrecargas provenientes da superfície.

Face à geometria circular do poço, e à linearidade das etapas de escavação, foi desenvolvido um modelo de equilíbrio limite, recorrendo para tal ao programa de cálculo automático GEO5, especificamente o módulo de “Poços”, utilizado para analisar as pressões do terreno atuantes em poços circulares e para determinar as forças internas atuantes na estrutura. Neste módulo, a carga devido aos impulsos de terra e da sobrecarga à superfície atuam como cargas uniformes em todo o diâmetro do poço. Em teoria, estas cargas gerariam tensões apenas devido à força normal – o momento fletor no poço e, conseqüentemente, o esforço transversal seria, teoricamente, igual a zero. Não obstante, para simular o comportamento real do poço, o programa introduz um valor de coeficiente de redução (de assimetria) de acordo com as Normas DIN V 4034-1 ou СНИП II-94-80. O valor recomendado e utilizado no presente dimensionamento para o coeficiente de redução é 25 %.

A zona das aberturas do poço para ligação ao túnel de via foi dimensionada considerando o redirecionamento e concentração das tensões de compressão radiais no poço na região superior e inferior da abertura do túnel.

Os elementos interiores do poço serão dimensionados com recurso ao SAP2000 ou ao Autodesk Robot.

### 8.3 Ações

#### 8.3.1 Ações permanentes

##### 8.3.1.1 Peso próprio (PP)

Para a consideração do peso próprio da estrutura (PPE) foram adotados os seguintes pesos específicos, tendo em conta a geometria dos elementos:

Betão armado..... $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Aço Estrutural..... $\gamma_s = 77 \text{ kN/m}^3$

### 8.3.1.2 Restantes cargas permanentes (RCP)

Enchimento em betão simples .....  $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Enchimentos ou betonilha de pisos com betão leve .....  $\gamma_c = 15 \text{ kN/m}^3$

Revestimentos (inclui enchimentos, betonilhas e acabamentos):

- Espaços de circulação e permanência do público (zona 1) .....  $RCP_{\text{zona1}} = 2,8 \text{ kN/m}^2$
- Espaços de apoio à exploração (zona 2) .....  $RCP_{\text{zona2}} = 2,8 \text{ kN/m}^2$
- Instalações técnicas .....  $RCP_{\text{zona3}} = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Cobertura .....  $RCP_{\text{cob}} = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Tetos falsos e/ou pequenas instalações técnicas sob lajes .....  $0,2 \text{ kN/m}^2$

Paredes divisórias não estruturais

- Panos de alvenaria simples, esp = 19 cm .....  $RCP_{\text{par}} = 2,1 \text{ kN/m}^2$

Equipamentos fixos

- Escadas rolantes (carga de faca em 1,5 m) .....  $RCP_{\text{escrol}} = 75 \text{ kN/m}$
- Elevadores .....  $RCP_{\text{ele}}$  (a definir de acordo com fornecedor)

### 8.3.1.3 Fluência e Retração (Ret)

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:  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .

### 8.3.1.4 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).

Refere-se ainda que os diagramas de impulso de terras atuantes sobre as paredes da estrutura definitiva serão os resultantes do faseamento construtivo e, como tal, serão determinados com base nos modelos de interação solo-estrutura desenvolvidos para o cálculo das estruturas provisórias.

Com base no princípio indicado acima, prevê-se que os impulsos se aproximem dos valores do impulso em repouso nas zonas menos flexíveis da estrutura de contenção provisória e dos valores do impulso ativo, nas zonas de maior deformação da estrutura de contenção provisória.

### 8.3.1.5 Impulso Hidrostático (Iw)

Para a determinação dos impulsos hidrostáticos considera-se um peso específico da água de  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

Tendo em conta a possível existência de níveis de água suspensos, considera-se para efeito de cálculo que na zona envolvente ao PV211, o nível de água se situe à cota 75,00.

## 8.3.2 Ações Variáveis

### 8.3.2.1 Sobrecargas de utilização (SC)

#### Sobrecarga geral (SC\_GER)

- Pisos zonas 1 e 2, categoria C3 .....5 kN/m<sup>2</sup>
- Escadas e elevadores .....5 kN/m<sup>2</sup>

#### Sobrecarga pisos técnicos, zona 3, (SC\_TECN), inclui peso equipamento e maciço

- Zonas técnicas comuns, sala de ventilação, SET e Porão de cabos .....10 kN/m<sup>2</sup>
- Zonas com transformadores .....20 kN/m<sup>2</sup>

Sobrecarga de ocupação à superfície (SC\_ML) = 50 kN/m<sup>2</sup>, com redução de 10 kN/m<sup>2</sup> por cada metro de profundidade.

Sobrecarga de terrapleno, (SC\_Terr) .....10 kN/m<sup>2</sup>

para a determinação dos impulsos de terras em muros e em laje de cobertura nas seções que apresentam pouca altura de terras.

Sobrecarga Ferroviária (SC\_CT): cargas transmitidas pelo material circulante, conforme definido no anexo ANX\_C4 – cargas MC ML.

O material circulante na linha do Metropolitano é formado por unidades triplas compostas por 2 motoras (M) e um reboque (R) com a formação MRM. Os veículos poderão ser constituídos por 2 unidades triplas, com a formação MRM-MRM.

Na Figura 7 apresenta-se o carregamento vertical correspondente a uma unidade tripla MRM, correspondente a um material circulante ML 90, definido ANX\_C4 – cargas MC ML

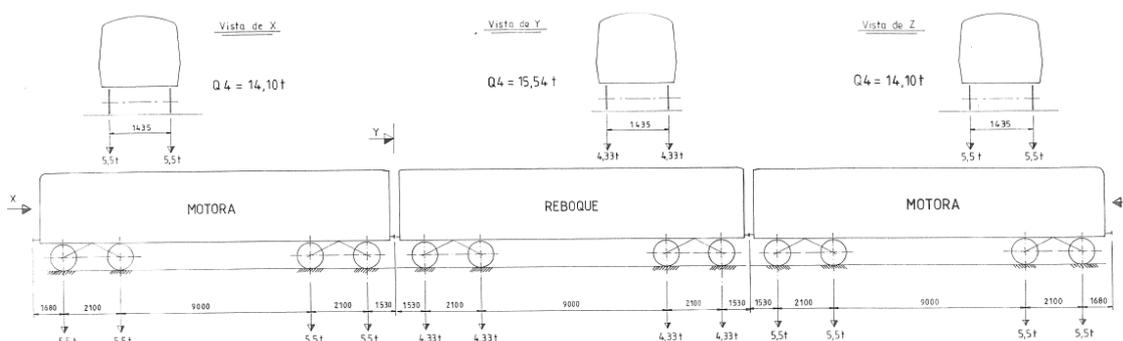


Figura 7 – Cargas transmitidas por uma formação MRM (extrato do ANX\_C4, ML 90)

Na análise estrutural considera-se a degradação das cargas do material circulante em profundidade ao longo do enchimento previsto sobre o revestimento definitivo.

### 8.3.2.2 Variação Uniforme da Temperatura (DTu)

As variações uniformes da temperatura a considerar, de acordo com o disposto na NP EN 1991-1-5, serão de extensão e contração, em relação à temperatura média anual do local. Considerando o zonamento térmico de verão e inverno definido no Anexo Nacional, as obras encontram-se na Zona B, em que:  $T_{\min} = 0\text{ }^{\circ}\text{C}$  e  $T_{\max} = 40\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Tratando-se de uma estrutura enterrada tem-se que  $T_1 = 25\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $T_2 = 18\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $T_7 = 15\text{ }^{\circ}\text{C}$  e  $T_9 = 8\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

De acordo com o Anexo Nacional, se não existirem informações da temperatura inicial  $T_0$  de um elemento estrutural, pode ser considerado o valor de  $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Assim, o valor característico da amplitude de contração máxima da componente da variação uniforme,  $\Delta T_{U,con}$  e o valor característico da amplitude máxima da componente da variação uniforme,  $\Delta T_{U,exp}$ , são considerados como:

$$\Delta T_{U,con} = \frac{T_2 + T_9}{2} - T_0 = -2 \text{ °C} \quad \text{e} \quad \Delta T_{U,exp} = \frac{T_1 + T_7}{2} - T_0 = 5 \text{ °C}$$

Toma-se metade do módulo de elasticidade tabelado para o betão, para o cálculo dos esforços, uma vez que se trata de uma ação lenta. Considera-se um coeficiente de dilatação térmica  $\alpha = 10 \times 10^{-6} / \text{°C}$ .

As estruturas enterradas não estão sujeitas às variações diárias de temperatura, pelo que não foi considerada a variação diferencial de temperatura.

### 8.3.3 Ação Sísmica

O efeito do sismo nas estruturas enterradas (túneis e poços) 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 espetro 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 espetro 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 bidimensional 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 tridimensional detalhado, do campo cinemático de distorção mais desfavorável obtido na análise anterior e cálculo dos correspondentes esforços nas estruturas subterrâneas.

De modo a ter em consideração o comportamento tridimensional da estrutura e, em particular, a existência de parede de elevada rigidez, será considerado o campo cinemático obtido a uma distância igual à profundidade de escavação (no modelo 2D) e o mesmo será aplicado a essa mesma distância (no modelo 3D) através da incorporação de barras com rigidez igual à do terreno;

- 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.

### 8.3.4 Ações Acidentais

### 8.3.5 Incêndio

Na 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 7 acima, está representado o valor do recobrimento adotado com vista a garantir o requisito de durabilidade e de resistência ao fogo.

### 8.3.6 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.

## 8.4 Combinações de Ações

### 8.4.1 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:

#### 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.

$\gamma_{Gi}$  – Coeficiente de segurança a aplicar às cargas permanentes que toma o valor de 1,35, quando desfavorável ou valor de 1,0, caso contrário;

$\gamma_{Q}$  – 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;

$\psi_0$  – Valor reduzido da ação variável  $i$ .

#### 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  $(\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) S_{Q,1}$  é definido em função da situação de projeto acidental 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;

$\psi_2$  – Valor reduzido da ação variável  $j$ .

### 8.4.2 Combinação de Ações para os Estados Limites de Utilização (ELS)

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

#### Combinação Característica 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.
- $\psi_1$  e  $\psi_2$  – Valores reduzidos da ação variável  $j$ .

### 8.4.3 Coeficientes Parciais das Ações

Para determinação do valor de cálculo dos efeitos das ações das combinações de cálculo para avaliação da segurança aos estados limites últimos, as ações são majoradas pelos coeficientes parciais das ações apresentados nos quadros seguintes e que estão de acordo com o anexo A1 da Norma NP EN1990.

**Tabela 8 – Coeficientes parciais das ações para estados limites últimos STR.**

COEFICIENTES PARCIAIS DAS AÇÕES PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS STR ( $\gamma_F$ )			
AÇÕES		Situações Persistentes ou Transitórias	Situações Sísmicas
Ações Permanentes ( $\gamma_G$ )	Desfavoráveis	1,35	1,00
	Favoráveis	1,00	1,00
Ação Variáveis ( $\gamma_Q$ )	Sobrecargas	Desfavoráveis	1,50
		Favoráveis	0
Ação Sísmica	Desfavoráveis	-	1,00
	Favoráveis	-	-

Para determinação do valor de cálculo dos efeitos das ações das Combinações Característica, Frequente e Quase-permanente para avaliação da segurança aos Estados Limites de Utilização, as ações foram afetadas pelos coeficientes  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$  e  $\Psi_2$  apresentados no quadro seguinte e que estão de acordo com o anexo A1 da Norma EN 1990. No mesmo quadro são apresentados os coeficientes  $\Psi_E$  para determinação dos efeitos da inércia da estrutura no cálculo da ação sísmica, determinados segundo a Norma NP EN1998-1, item 4.2.4.

**Tabela 9 – Coeficientes de combinação  $\Psi$ .**

COEFICIENTES DE COMBINAÇÃO $\Psi$					
AÇÕES		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	$\Psi_E$
Ações Variáveis	Sobrecarga Zona 1 (C)	0,70	0,70	0,60	0,60
	Sobrecarga Zona 2 (C)	0,70	0,70	0,60	0,60
	Sobrecarga Zona 3 (E)	1,00	0,90	0,80	0,80

## 8.4.4 Coeficientes Parciais dos Materiais

Os materiais foram minorados através dos coeficientes apresentados no quadro seguinte e que está de acordo com a norma NP EN1992-1 e NP EN1993-1.

Tabela 10 – Coeficientes parciais dos materiais para estados limites últimos STR.

COEFICIENTES PARCIAIS DOS MATERIAIS PARA ESTADOS LIMITE ÚLTIMO ( $\gamma_M$ )		
MATERIAL	Situações Persistentes ou Transitórias	Situações Acidentais (Sísmicas/Impacto)
Betão ( $\gamma_C$ )	1,50	1,50
Aço em Amaduras Ordinárias ( $\gamma_s$ )	1,15	1,15
Elementos Estruturais Metálicos ( $\gamma_{MO}$ )	1,00	1,00
Ligações Metálicas ( $\gamma_{M2}$ )	1,25	1,25

## 8.5 Critérios de Verificação da Segurança

### 8.5.1 Verificação do Estado limite de levantamento global (UPL)

A verificação ao estado limite de levantamento global é efetuada segundo o estipulado na NP EN 1997-1. Garante-se a verificação da seguinte condição:

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d$$

Sendo:

$V_{dst;d}$  o valor de cálculo da combinação das ações verticais desestabilizantes permanentes e variáveis;

$G_{stb;d}$  o valor de cálculo das ações verticais permanentes estabilizantes;

$R_d$  o valor de cálculo de qualquer capacidade resistente adicional ao levantamento global

Os coeficientes de segurança parciais a utilizar são os estipulados nos quadros A15 a A16 da NP EN 1997-1.

### 8.5.2 Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)

Os critérios de dimensionamento das estruturas de betão armado e metálicas são os fixados na regulamentação nacional aplicável, nomeadamente nas Normas NP EN1992, NP EN 1993 e NP EN 1998. O dimensionamento e verificação estrutural dos diversos elementos e secções foi efetuado com base em programas próprios, tendo em conta a regulamentação estrutural já referida.

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência foram considerados valores dos coeficientes parciais de segurança, relativos as ações e aos materiais.

Tabela 11 – Verificações de segurança associadas às estruturas definitivas.

TIPO DE VERIFICAÇÃO	
Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)	Estado limite último de resistência à flexão
	Estado limite último de resistência à flexão composta (quando relevante)
	Estado limite último de resistência ao corte
	Estado limite último de resistência ao punçoamento
	Estado limite último de descompressão para os elementos pré-esforçados