

## PROLONGAMENTO DAS LINHAS AMARELA E VERDE:

### RATO - CAIS DO SODRÉ – LOTE 2

## METROPOLITANO DE LISBOA, E.P.E

**LOTE 2: EXECUÇÃO DOS TOSCOS ENTRE A ESTAÇÃO SANTOS E O TÉRMINO DA ESTAÇÃO CAIS DO SODRÉ, DO PK 1+319,729 AO PK 1+984,273**

### PROJETO DE EXECUÇÃO

## TÚNEL TROÇO 35 (SANTOS – CAIS DO SODRÉ) – TRECHO EXECUTADO A CÉU ABERTO

### MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

DOCUMENTO N.º:	RACS MSS PE STR TUN T35 MD 88101 A		
ESCRITO:	NOME	ASSINATURA	DATA
	Catarina Fartaria Carlos Martins	 	2021-07-15
VERIFICADO:	NOME	ASSINATURA	DATA
	Rui Tomásio Sandra Ferreira	 	2021-07-15
CONTROLADO:	NOME	ASSINATURA	DATA
	Alexandre Pinto		2021-07-15
APROVADO:	NOME	ASSINATURA	DATA
	Raúl Pistone		2021-07-15





## ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>10</b>
<b>2</b>	<b>ELEMENTOS BASE E DE REFERÊNCIA .....</b>	<b>11</b>
2.1	DOCUMENTOS DO PROGRAMA PRELIMINAR .....	11
2.2	ESTUDO PRÉVIO APRESENTADO EM FASE DE CONCURSO .....	11
2.3	LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO COMPLEMENTAR .....	11
<b>3</b>	<b>REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE .....</b>	<b>12</b>
<b>4</b>	<b>CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO.....</b>	<b>13</b>
4.1	TEMPO DE VIDA ÚTIL.....	13
4.2	CLASSIFICAÇÃO DA OBRA DE ACORDO COM A SUA IMPORTÂNCIA .....	13
4.3	CLASSE DE INSPEÇÃO .....	13
4.4	CATEGORIA GEOTÉCNICA DA OBRA ASSOCIADA ÀS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO .....	13
4.5	CLASSE DE FIABILIDADE .....	13
<b>5</b>	<b>CONDICIONAMENTOS DE PROJETO.....</b>	<b>15</b>
5.1	TRAÇADO .....	15
5.2	DESVIOS DE CIRCULAÇÃO .....	15
5.3	OCUPAÇÕES DE SUPERFÍCIE E DE SUBSOLO.....	15
5.4	INTERFERÊNCIAS .....	15
5.5	IMPLANTAÇÃO.....	17
5.6	SEGURANÇA.....	17
5.7	ARQUITETÓNICOS .....	18
5.8	COMPATIBILIDADE COM AS OUTRAS ESPECIALIDADES .....	18
5.9	AMBIENTE .....	18
<b>6</b>	<b>MODELO GEOLÓGICO/GEOTÉCNICO .....</b>	<b>19</b>
<b>7</b>	<b>MATERIAIS.....</b>	<b>24</b>
7.1	ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO .....	24
7.2	ESTRUTURAS DEFINITIVA .....	26
7.3	DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS .....	27

7.3.1	Parede Moldada .....	27
7.3.2	Sistemas de Impermeabilização .....	27
7.3.3	Rede de Terras .....	28
<b>8</b>	<b>SITUAÇÕES DE PROJETO .....</b>	<b>29</b>
8.1	PERSISTENTES .....	29
8.2	TRANSITÓRIAS .....	29
8.3	ACIDENTAIS .....	29
8.4	SÍSMICA .....	29
<b>9</b>	<b>DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO .....</b>	<b>30</b>
9.1	ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO PROVISÓRIAS .....	30
9.2	ESTRUTURAS DEFINITIVAS .....	40
<b>10</b>	<b>FASEAMENTO CONSTRUTIVO .....</b>	<b>41</b>
10.1	FASEAMENTO CONSTRUTIVO GERAL – ZONA 1A .....	41
10.2	FASEAMENTO CONSTRUTIVO GERAL – ZONA 1D E ZONA 2A E 2B .....	42
<b>11</b>	<b>PROJECTO GEOTÉCNICO DAS CONTENÇÕES .....</b>	<b>45</b>
11.1	METODOLOGIA DE CÁLCULO .....	45
11.2	AÇÕES CONSIDERADAS .....	45
11.2.1	Ações estáticas e hidrostáticas .....	45
11.2.2	Variação de temperatura .....	46
11.3	COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITES E ABORDAGENS DE CÁLCULO .....	47
11.4	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU) .....	51
11.5	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO (ELS) .....	51
<b>12</b>	<b>PROJECTO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES .....</b>	<b>52</b>
12.1	METODOLOGIA DE CÁLCULO .....	52
12.2	AÇÕES CONSIDERADAS .....	52
12.2.1	Ações Estáticas .....	52
12.2.2	Fluência e Retração .....	54
12.2.3	Variação Uniforme da Temperatura .....	54

12.2.4	Ações Dinâmicas.....	54
12.2.5	Ação Acidental de Incêndio .....	55
12.3	COMBINAÇÕES DE AÇÕES .....	55
12.3.1	Combinação de Ações para os Estados Limites Últimos (ELU) .....	55
12.3.2	Combinação de Ações para os Estados Limites de Serviço (ELS) .....	57
12.4	COMBINAÇÕES DE AÇÕES CONSIDERADAS .....	57
12.5	CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA .....	58
12.5.1	Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU) .....	58
12.5.2	Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS).....	58
13	<b>MONITORIZAÇÃO DA FASE DE OBRA .....</b>	<b>60</b>
14	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>61</b>
15	<b>COLABORAÇÃO .....</b>	<b>62</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Paleovale na continuidade da antiga Ribeira na Rua de S. Bento. Extrato do des. RACS MSS AP GEO LIN 000 DW 21001 0. (Aproximação à definição da topografia do substrato sob os depósitos aluvionares e de aterro recentes, com base nos resultados de prospeção. Note-se que o paleovale na continuação da R. de S. Bento, ocorre bem marcado) .....	19
Figura 2 – Extrato do desenho RACS MSS PE GEO LIN DW 21004, com modelo geológico-adotado para o trecho na zona envolvente ao aterro da Boavista, com implantação em perfil dos trabalhos de prospeção geotécnica complementar em profundidade. ....	20
Figura 3 – Perfil PT35-03, extrato do desenho RACS MSS PE GEO LIN DW 21010. ....	20
Figura 4 – Evolução dos níveis de piezométricos (cota) na zona do paleovale. ....	23
Figura 5 – Planta de Implantação do traçado de escavação a céu aberto .....	30
Figura 6 – Solução de escoramento composta por “pé de galinha” em perfis HEB450 e viga de distribuição em perfis HEB400 .....	32
Figura 7 – Solução de escoramento composta por “pé de galinha” em perfis HEB600 e viga de distribuição em perfis HEB500 .....	33
Figura 8 – Solução de Escavação e Contenção Periférica – Secção tipo do PK 1+490 .....	34
Figura 8 – Solução de Escavação e Contenção Periférica – Secção tipo do PK 1+520 .....	35
Figura 9 – Solução de Escavação e Contenção Periférica – Secção tipo do PK 1+560 .....	36
Figura 10 – Solução de Escavação e Contenção Periférica – Secção tipo do PK 1+675 .....	37
Figura 11 – Solução de Escavação e Contenção Periférica junto ao PV218 – Secção tipo do PK 1+755 .....	38
Figura 12 – Solução de Escavação e Contenção Periférica –Secção tipo PK 1+800 .....	39
Figura 13 – Túnel – Estrutura definitiva – Secção C0.017D (esquerda) e Secção C0.015D (direita) .....	40
Figura 14 – Túnel – Estrutura definitiva – Secção C0.016D (esquerda) e Secção O.E.PV218 (direita) .....	40
Figura 15 – Faseamento construtivo do troço de escavação a céu aberto – Sequencia de execução .....	41

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Lista de interferências sujeitas a assentamentos relevantes durante a construção do trecho executado a céu aberto .....	16
Tabela 2 – Resumo das leituras dos piezómetros instalados no aterro da Boavista – Zonas hidrogeológicas do Paleovale e Sul (Base-documento: RACS PP GEO LIN 000 MD 2100 A) .	22
Tabela 3 - Características dos Materiais – Betão .....	24
Tabela 4 - Características dos Materiais – Aço para elementos estruturais.....	24
Tabela 6 - Características dos Materiais – Calda de cimento .....	24
Tabela 5 - Características dos Materiais – Suspensões bentoníticas .....	25
Tabela 6 - Características dos recobrimentos a adotar para as armaduras .....	25
Tabela 7 - Características dos materiais de enchimento .....	25
Tabela 8 – Agregados britados para preenchimento de furos de alívio .....	25
Tabela 9 – Estruturas definitivas. Características dos materiais – Betão.....	26
Tabela 10 – Estruturas definitivas. Características dos Materiais – Aço estrutural .....	26
Tabela 11 – Estruturas definitivas. Recobrimentos nominais das armaduras .....	26
Tabela 12 – Material de Aterro .....	26
Tabela 13 - Características das ações permanentes.....	46
Tabela 14 - Características das ações variáveis.....	46
Tabela 15 – Temperaturas indicativas $T_{out}$ para zonas de edifícios acima do solo .....	47
Tabela 16 – Valor da variação uniforme de temperaturas nos elementos estruturais .....	47
Tabela 17 - Coeficientes de redução. ....	48
Tabela 18 - Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações. ....	49
Tabela 19 - Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno.....	49
Tabela 20 - Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das resistências do terreno.....	49



Tabela 21 - Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os estados limites últimos.....	49
Tabela 22 - Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações. ....	49
Tabela 23 - Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno.....	50
Tabela 24 - Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações. ....	50
Tabela 25 – Ações de dimensionamento.....	53
Tabela 26 – Parâmetros para cálculo dos impulsos de terreno na estrutura definitiva.....	53
Tabela 27 – Quantificação da ação sísmica.....	55
Tabela 28 – Combinações de ações e cenários de cálculo .....	57

## 1 INTRODUÇÃO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento da Memória Descritiva e Justificativa aplicável ao **Projeto de Execução do Trecho de Túnel executado a Céu Aberto**, no âmbito do Prolongamento das Linhas Amarela e Verde – Rato – Cais do Sodré - “**Empreitada de Projeto e Construção para o Lote 2 - Execução dos Toscos entre a Estação Santos e o Término da Estação Cais do Sodré.**”

## 2 ELEMENTOS BASE E DE REFERÊNCIA

### 2.1 Documentos do Programa Preliminar

- Procedimento – Proc. n.º 001/2019-DLO/ML de 9-01-2019 e posteriores retificações de 28-01-2019, 4-09-2019 e 19-09-2019;
- Carta Convite à Apresentação de Propostas;
- Volume de Programa Preliminar - CET\_PP\_TOMO II\_TUNEL – VOL 1 - ESTRUTURAS:
  - Memória Descritiva e Justificativa - RACS PP STR LIN 000 NT 8800 A
  - Memória Descritiva e Justificativa - RACS PP STR TUN 000 MD 8801 B
  - Peças Desenhadas (“RACS PP STR TUN 000 DW 8800” a “RACS PP STR TUN 000 DW 8811”, “RACS PP STR TUN 000 DW 8880” a “RACS PP STR TUN 000 DW 8892”)
- Listas de Quantidades:
  - Mapa de Quantidades Indicativo Lote 2 – “RACS PP DEQ LIN 000 MQ 1101 B”;

### 2.2 Estudo Prévio Apresentado em Fase de Concurso

- Memória Descritiva e Justificativa da obra de Escavação a Céu Aberto para execução de Túnel - LOTE2-TUN-T00-EP-STR-CBJ-MD02-0
- Nota de Cálculo da obra de Escavação a Céu Aberto para execução de Túnel - LOTE2-TUN-T00-EP-STR-CBJ-NC02-0(1);
- Nota de Cálculo da obra de Escavação a Céu Aberto para execução de Túnel sob a Av. 24 de Julho LOTE2-TUN-T00-EP-STR-CBJ-NC05-0(1);
- Nota de Cálculo da obra de Escavação a Céu Aberto para execução de Túnel sob as vias do Elétrico da Carris LOTE2-TUN-T00-EP-STR-CBJ-NC06;
- Estudo Geológico – LOTE2-TUN-T00-EP-GG-CBJ-MD01;
- Levantamento do Estado do Património e Edificado e Análise de Risco - LOTE2-TUN-INT-EP-STR-CBJ-MD01;
- Instrumentação e Observação ao longo do traçado - LOTE2-TUN-INT-EP-OBS-CBJ-MD02.

### 2.3 Levantamento Topográfico Complementar

Onde considerado relevante foram efetuados levantamentos topográficos complementares por forma a validar a informação disponibilizada no Programa Preliminar.

### 3 REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE

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 1997 – Projeto Geotécnico (EC7);
- NP EN 1998 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8);
- Normas de Projeto de estruturas do Metropolitano de Lisboa.

Serão ainda consideradas as seguintes normas de execução:

- NP EN 206-1 – Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- NP EN 13670-1 – Execução de estruturas de betão. Parte 1: Regras Gerais;
- NP EN 1538 – Execução de obras geotécnicas especiais: Paredes moldadas;
- NP EN 1534 – Execução de obras geotécnicas especiais: Ancoragens;
- NP EN 14487 – Betão projetado;
- NP EN 14488 – Ensaios de betão projetado.

Para os estudos de liquefação das aluviões serão também utilizados os documentos seguintes:

- NP EN 1998-1 (incluindo o correspondente documento / anexo nacional de aplicação)
- NP EN 1998-5 (incluindo o correspondente documento / anexo nacional de aplicação)
- “Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils”, Youd e Idriss, 2001;
- “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures”, Boulanger e Idriss, 2014.

## 4 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

### 4.1 Tempo de Vida Útil

Tendo em conta o preconizado no ponto 2.3 do Anexo Nacional da NP EN 1990, a estrutura do túnel 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.

### 4.2 Classificação da Obra de Acordo com a sua Importância

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

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

### 4.3 Classe de Inspeção

De acordo com a norma NP EN 13670 – 1 anexo G, quadro G.1, a estrutura do túnel enquadra-se na classe de inspeção 3, para betão moldado.

### 4.4 Categoria Geotécnica da obra associada às Estruturas de Contenção

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

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

### 4.5 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 EC0, 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.

## 5 CONDICIONAMENTOS DE PROJETO

Os principais condicionamentos são os já identificados em fase de Anteprojeto, entre os quais se referem os seguintes:

### 5.1 Traçado

A solução estrutural adotada e os processos e faseamentos construtivos previstos encontram-se compatibilizados com o projeto do traçado da linha definido no programa preliminar.

A profundidade a que está colocado o P.B.V. (Plano Base da Via) relativamente à superfície, cerca de 15m a 16m, condicionou a solução estrutural bem como o faseamento construtivo.

### 5.2 Desvios de Circulação

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

Os desvios de circulação serão objeto de projeto autónomo, apresentado no Volume V deste Projeto de Execução.

### 5.3 Ocupações de Superfície e de Subsolo

A execução a céu aberto da escavação para a execução do túnel interfere com as redes de infraestruturas existentes no subsolo. Quando necessário, essas infraestruturas serão objeto de desvios provisórios/definitivos ou eventual suspensão.

O projeto associado aos serviços afetados será apresentado no Volume V deste Projeto de Execução.

### 5.4 Interferências

As principais interferências ao longo do traçado serão objeto de estudo cujo projeto será detalhado documento autónomo.

Na Tabela 1 encontram-se indicadas as principais interferências na zona de influência do trecho executado a céu aberto, que não serão objeto de trabalhos de demolição e às quais se prevê, nesta fase de estudo, poderão ser induzidos assentamentos de maior relevância:

**Tabela 1 - Lista de interferências sujeitas a assentamentos relevantes durante a construção do trecho executado a céu aberto**

Nº	LOCAL (Rua, nº de polícia)	TIPO DE ESTRUTURA
1	Portugália Cervejaria, R. da Cintura do Porto de Lisboa	Mista (alvenaria e betão armado)
2	Discoteca Lust In Rio, Rua Cintura do Porto de Lisboa, Armazém 255	Mista (alvenaria e betão armado)
3	Domus Concept - Atelier Arquitectura - Rua da Cintura do Porto de Lisboa, 32	Mista (alvenaria e betão armado)
7	Avenida D. Carlos I, 4 (IADE)	Betão armado e metálica
9	Avenida D. Carlos I, 42	Betão armado
10	Parque de estacionamento Largo Vitorino Damásio	Mista (alvenaria e betão armado)
11	Avenida D. Carlos I, 44	Betão armado
12	Rua Cais do Tojo, 50/60; Calçada Marquês Abrantes 17	Betão armado
13	Av. D. Carlos I, 60	Mista (alvenaria e betão armado)
14	Av. D. Carlos I, 51	Gaioleiro
16	Avenida D. Carlos I, 72	Gaioleiro
17	Avenida D. Carlos I, 53 e 55	Gaioleiro
18	Avenida D. Carlos I, 74/82	Gaioleiro
19	Avenida D. Carlos I, 59/63	Gaioleiro
20	Rua da Esperança, 9/11	Alvenaria resistente e pedra
407	Coletor Oval 1800x1800 mm Av. D. Carlos I	Betão*
408	Coletor Oval 2700x3000 mm Av. D. Carlos I	Betão*
409	Conduta Adutora D200 em PEAD Rua do Cais do Tojo"Rua do Cais do Tojo	Polietileno de Alta Densidade (PEAD)*
413	Coletor SA 2400x1900mm NC Parque de estacionamento Salvador Caetano	Betão*
414	Coletor Oval 1000x1500mm NC Avenida 24 de Julho	Betão*
416	Conduta PE 315 mm Avenida 24 de Julho	Polietileno (PE)*
417	Coletor Ressano Garcia 2300x3000mm Avenida 24 de Julho	Betão*
501.1	CARRIS - Largo Conde Barão - Largo Vitorino Damásio	Linha ferroviária em travessas de betão fixas ao pavimento
501.2	CARRIS - Largo Vitorino Damásio - Largo Conde Barão	Linha ferroviária em travessas de betão fixas ao pavimento
502.1	CARRIS - Cais do Sodré - Alcântara	Linha ferroviária em travessas de betão fixas ao pavimento
502.2	CARRIS - Alcântara - Cais do Sodré	Linha ferroviária em travessas de betão fixas ao pavimento
503.1	CP - Cascais - Cais do Sodré	Linha ferroviária em travessas balastradas
503.2	CP - Cais do Sodré - Cascais	Linha ferroviária em travessas balastradas

\*tipo de material do serviço a ser confirmado



## 5.5 Implantação

A implantação da obra respeita integralmente os requisitos definidos no programa preliminar, tendo os mesmos sido também desenvolvidos em fase de Estudo Prévio.

## 5.6 Segurança

A atividade de coordenação em matéria de segurança e de saúde durante a elaboração do projeto é elaborada em cumprimento do disposto na Legislação Portuguesa em vigor, nomeadamente:

- Decreto-Lei n.º 102/2009 de 10 de Setembro, alterada e republicada pela Lei n.º 3/2014 de 28 de janeiro - regulamenta o regime jurídico da promoção e prevenção da Segurança e Saúde no Trabalho, de acordo com o previsto no artigo 284.º do Código do Trabalho;
- Portaria n.º 101/96 de 3 de Abril, que regulamenta o Decreto-Lei n.º 155/95 de 1 de Julho;
- Decreto-Lei n.º 273/2003 de 29 de Outubro, que procede à revisão da regulamentação das condições de segurança e saúde no trabalho em estaleiros temporários ou móveis, constante no Decreto-Lei n.º 155/95.

De acordo com as indicações do Art.º 4º do Decreto-Lei n.º 273/2003, o Autor do Projeto deverá ter em conta, na sua elaboração, os seguintes princípios gerais de prevenção de riscos:

- 1) Evitar os riscos;
- 2) Planificar a prevenção como um sistema coerente que integre a evolução técnica, a organização do trabalho, as condições de trabalho, as relações sociais e a influência dos fatores ambientais;
- 3) Identificação dos riscos previsíveis em todas as atividades da empresa, estabelecimento ou serviço, na conceção ou construção de instalações, de locais e processos de trabalho, assim como na seleção de equipamentos, substâncias e produtos, com vista à eliminação dos mesmos ou, quando esta seja inviável, à redução dos seus efeitos;
- 4) Integração da avaliação dos riscos para a segurança e a saúde do trabalhador no conjunto das atividades da empresa, estabelecimento ou serviço, devendo adotar as medidas adequadas de proteção;
- 5) Combate aos riscos na origem, por forma a eliminar ou reduzir a exposição e aumentar os níveis de proteção;
- 6) Assegurar, nos locais de trabalho, que as exposições aos agentes químicos, físicos e biológicos e aos fatores de risco psicossociais não constituem risco para a segurança e saúde do trabalhador;
- 7) Adaptação do trabalho ao homem, especialmente no que se refere à conceção dos postos de trabalho, à escolha de equipamentos de trabalho e aos métodos de trabalho e produção, com vista a, nomeadamente, atenuar o trabalho monótono e o trabalho repetitivo e reduzir os riscos psicossociais;

- 8) Adaptação ao estado de evolução da técnica, bem como a novas formas de organização do trabalho;
- 9) Substituição do que é perigoso pelo que é isento de perigo ou menos perigoso;
- 10) Priorização das medidas de proteção coletiva em relação às medidas de proteção individual;
- 11) Elaboração e divulgação de instruções compreensíveis e adequadas à atividade desenvolvida trabalhador”

As soluções a desenvolver em projeto serão acompanhadas pelo Coordenador de Segurança em Projeto, assegurando o desenvolvimento dos elementos subjacentes à presente prestação de serviços, visando a interiorização de procedimentos de prevenção de qualquer situação e risco ao longo de toda a vida útil do projeto, no âmbito das atividades que lhe estarão cometidas neste contrato.

A identificação em fase de projeto de riscos especiais dará lugar a um processo de análise que comporte a procura de soluções minimizadoras de tais riscos, mediante a proposta de soluções alternativas e/ou medidas preventivas.

Todas as questões relevantes ao nível de condicionalismos existentes, riscos associados, decisões alternativas, medidas de projeto, entre outras, serão registadas no Plano de Segurança e Saúde, sendo posteriormente validadas pelo Coordenação de Segurança em Projeto.

## 5.7 Arquitetónicos

O Projeto respeita todos os requisitos arquitetónicos definidos no Programa Preliminar e procurará atingir as soluções técnicas mais adequadas que cumpram os requisitos definidos no Programa Preliminar de Arquitetura.

## 5.8 Compatibilidade com as Outras Especialidades

O Projeto será compatibilizado com o Programa Preliminar de Arquitetura e com as restantes especialidades.

## 5.9 Ambiente

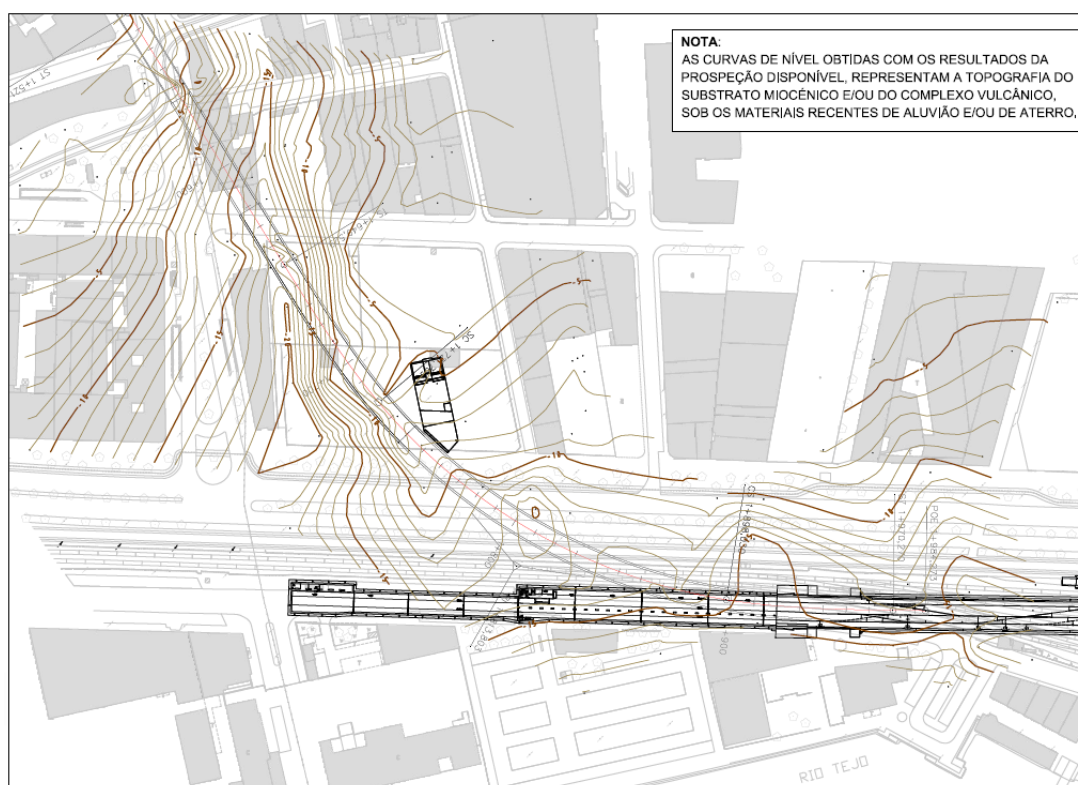
O presente Projeto pretende dar resposta às medidas de mitigação identificadas na Declaração de Impacte Ambiental (DIA), a implementar em fase de construção e a desenvolver em fase de Projeto de Execução, conforme evidenciado no Relatório Preliminar do Relatório de Conformidade Ambiental com o Projeto de Execução (RECAPE).

## 6 MODELO GEOLÓGICO/GEOTÉCNICO

O túnel, a partir da entrada no paleovale, (cuja zona central grosso modo coincide com o aterro da Boavista como patente na Figura 1), encaixa-se num domínio de terreno de morfologia plana à superfície e com presença de aluviões. Nesta zona de intervenção, a geologia é caracterizada, na parte superior, pela presença de aterros – At, até cerca dos 7,5 m de profundidade máxima (sondagem SC22-Pz), abaixo dos quais domina a presença de materiais aluvionares, de predominância arenosa até ao Pk 1+700 e, à partida, de predominância argilosa, daí ao final do trecho em trincheira.

Neste trecho, assinala-se uma subida do substrato miocénico, com um máximo sensivelmente entre os Pk 1+725 a 1+750, na “saída” do paleovale para sudoeste, havendo a assinalar uma proeminência do substrato, relativamente à cota base de andamento geral deste para nascente, em toda a zona aluvionar/aterro, com um diferencial positivo de cerca de 7 m.

Esta subida do substrato deve-se não apenas à proeminência existente, mas também ao facto de o traçado curvar aqui para Nascente, marginando o substrato. Por outro lado, este “levantamento” do substrato também materializa, de algum modo, a separação das aluviões provenientes da Ribeira, daquelas depositadas pelo Tejo.

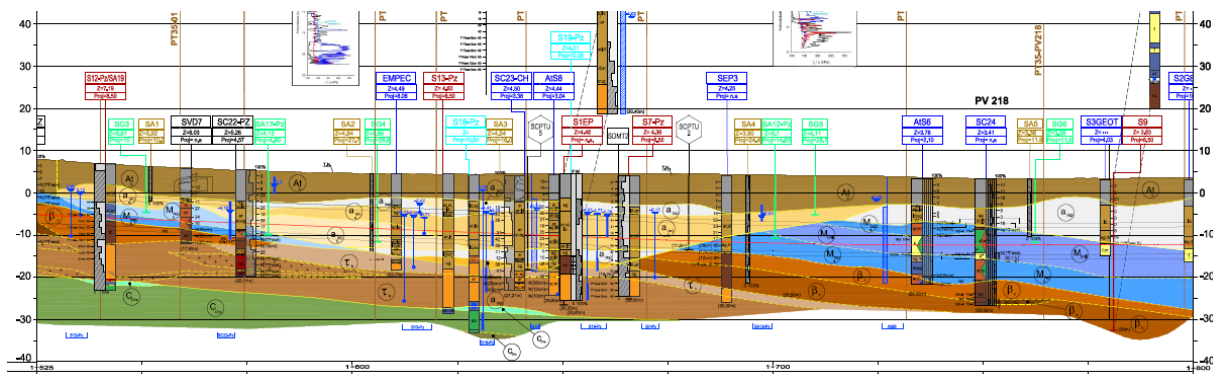


**Figura 1 – Paleovale na continuidade da antiga Ribeira na Rua de S. Bento. Extrato do des. RACS MSS AP GEO LIN 000 DW 21001 0.** (Aproximação à definição da topografia do substrato sob os depósitos aluvionares e de aterro recentes, com base nos resultados de prospeção. Note-se que o paleovale na continuação da R. de S. Bento, ocorre bem marcado)

A abordagem ao modelo geológico assenta na informação do Programa Preliminar patenteado a concurso, reinterpretado com base na campanha de prospeção complementar, cujo extrato relativo ao perfil é apresentado na Figura 2.

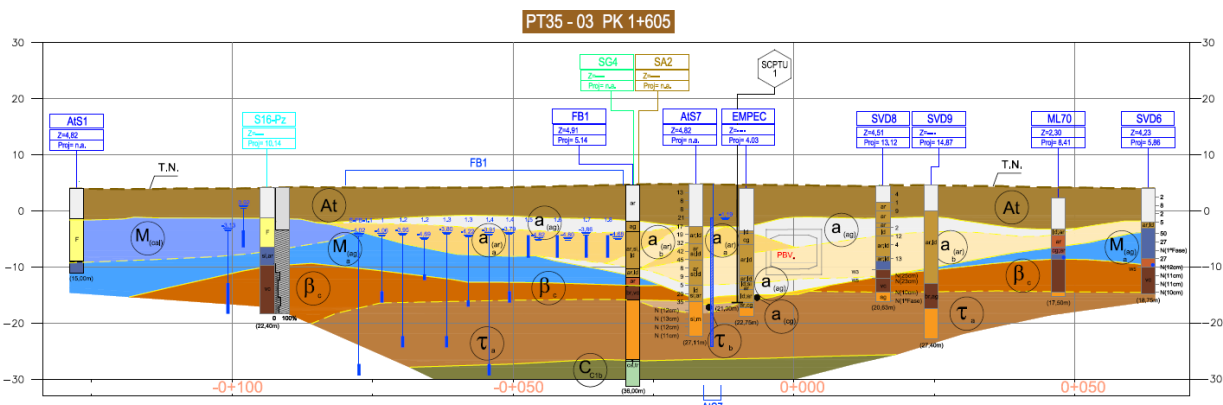
A estrutura geral da unidade miocénica monoclinal apresenta-se com inclinação geral para S-SE e inclinação inferior a 15°, em geral de 5 a 10°. Os níveis do CVL apresentam atitude idêntica.

As possíveis descontinuidades estruturais anteriormente representadas, na zona mais profunda do paleovale, carecem de confirmação e, caso se confirmem, de um melhor esclarecimento relativamente ao seu andamento geométrico. Nesta fase, sem prejuízo da sua eventual existência, optou-se por não as representar, uma vez que o modelo adotado permitiu, interpretar o andamento dos contactos entre as unidades, sem rejeitos materializados por descontinuidades estruturais.



**Figura 2 – Extrato do desenho RACS MSS PE GEO LIN DW 21004, com modelo geológico- adotado para o trecho na zona envolvente ao aterro da Boavista, com implantação em perfil dos trabalhos de prospeção geotécnica complementar em profundidade.**

Outro aspecto a assinalar no modelo é a sua variabilidade transversal, nomeadamente na envolvente ao paleovale, como é possível atestar, por exemplo, no corte PT35-04, extrato do desenho RACS MSS PE GEO LIN DW 21010, apresentado abaixo na Figura 3.



**Figura 3 – Perfil PT35-03, extrato do desenho RACS MSS PE GEO LIN DW 21010.**

As unidades litológicas adotadas no modelo geológico, encontram-se inseridas nas unidades estratigráficas, sendo consideradas distintas unidades litológicas, função dos materiais ocorrentes em cada uma das unidades estratigráficas.

Nos desenhos RACS MSS PE GEO LIN DW 21004 a 21005 e DW21010 a 21014 é apresentado o conjunto-planta perfil longitudinal à escala 1/500 e um conjunto de perfis transversais com o modelo geológico e zonamento adotados.

A jusante da Estação de Santos entra-se num domínio geológico em que começam a ocorrer na parte superior depósitos de aterro e aluvião na dependência das antigas linhas de água afluentes e perpendiculares ao Tejo e sobretudo do próprio Tejo. Nesta zona, a partir do pk 1+600, estamos também no domínio direto de influência das marés, abaixo da cota 5,00. O ambiente geológico aqui presente pode albergar três sistemas hidrogeológicos distintos: Os materiais dos depósitos recentes (aterros e aluviões); o sistema multicamada miocénico e ainda o CVL.

Nas sondagens SC21-Pz e SC22-Pz, os níveis piezométricos foram medidos sensivelmente às cotas 2 e -2, respetivamente.

Nas sondagens a jusante, incluindo a sondagem S1EP, os níveis piezométricos assinalam-se a cotas negativas variando entre as cotas -1 (AtS8) e -8 (SC25B-Pz).

É provável que a partir da zona de entrada no paleovale, ou ainda a montante haja concentração de fluxos que se juntam ao principal, proveniente da Rua de S. Bento, nomeadamente os provenientes das encostas da Madragoa / Quartel dos bombeiros e, em menor grau o eventualmente proveniente do alinhamento descendente da Av. D. Carlos I.

Relativamente ao nível de água o mesmo registou-se, na zona da interferência dos nos 42 e 44 da Av. D. Carlos I, como variável entre a cota (-1,19 m) e a cota (-5,13 m), respetivamente nos piezómetros instalados nas sondagens AtS7 e AtS8 (ambos com câmaras instaladas nos depósitos aluvionares). Já no trecho do túnel em Cut-and-Cover é variável entre a cota (-1,59 m) e a cota (-7,96 m), respetivamente nos piezómetros instalados nas sondagens AtS6 (câmara crepinada instalada nas unidades miocénica –  $M_{(ag)}$  e aluvião –  $a_{(ag)}$ ) e SC25B-pz (câmara instalada em unidades miocénicas entre os 23 e os 29 m de profundidade), este último localizado entre o atual término e o rio. Para o poço PV218 o nível de água registou-se, na sua envolvente, variável entre a cota (-1,59 m) e a cota (-6,89 m), respetivamente nos piezómetros instalados nas sondagens AtS6 e SC26-pz (piezómetro de tubo aberto, com troço crepinado nas unidades miocénicas e no CVL).

**Tabela 2 – Resumo das leituras dos piezómetros instalados no aterro da Boavista – Zonas hidrogeológicas do Paleovale e Sul (Base-documento: RACS PP GEO LIN 000 MD 2100 A)**

Estudos	Troço	Sond. nº	pk	Cota da boca (m)	Profund. de crepinação (m)	Profund. do nível piezométrico (m)	Cota do nível piezométrico (m)	Unidade
Plano de Pormenor do Aterro da Boavista Ponte Estudo Geológico – Geotécnico Preliminar	T35	AtS7	1+60 5	4,82	6,00 - 27,00	6,01	-1,19	At / a(ar) / a(ag) / T
	T35	AtS8	1+64 5	4,44	6,00 - 23,00	8,17	-3,73	a(ag)/a(ar)/a(cg)
	T35	AtS6	1+73 2	3,78	7,00 - 25,00	5,37	-1,59	a(ag)/a(ar)M(ag)/M(cal)
Campanha Geotécnica ML 2018	T35	SC 21-PZ	1+52 0	8.83	10,50 – 18,50	6,75	2,08	$\beta / \tau$
	T35	SC 22-PZ	1+57 4	5.25	7,50 – 16,50	7,31	-2,06	a(ag)/a(ar)/M(ag)/ $\beta$
	T35	SC26-PZ	1+73 3	3.91	12,00-26,00	10,60	-6,69	M(ag)/M(cal)/ $\beta$
	T35	SC25B-PZ	1+88 5	3.12	23,00-29,00	11,17	-8,05	M(ag)/M(cal)

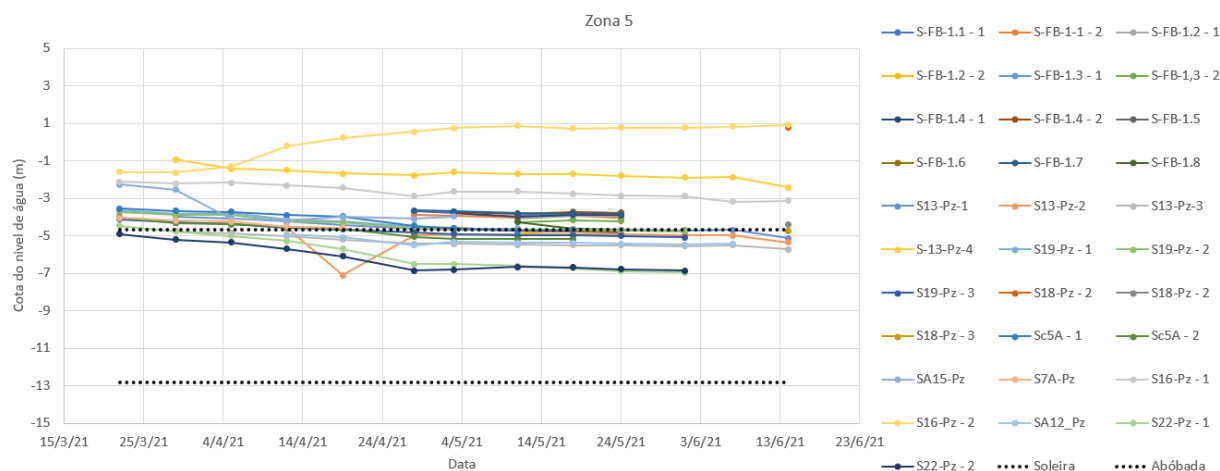
Nota: As sondagens da campanha SC foram lidas até Abril (SC22) Junho (SC21 e 26) e Julho de 2018 (SC25B). As leituras da campanha AtS, são referentes a Julho de 2005.

O sistema aluvionar é caracterizado por unidades de condutividade hidráulica e armazenamento pouco diferenciados, nomeadamente nos lodos e argilas. Tem-se assim no conjunto desta unidade de depósitos recentes, uma formação geológica que se encontra saturada, mas onde a circulação de água é em geral muito lenta e a capacidade de armazenamento muito baixa.

Todo este sistema hidrogeológico tem por nível de base o nível de água no Tejo, variável com as marés. A eventual troca de água entre o estuário e o aluvião será realizada essencialmente ao nível dos níveis arenosos, sendo pouco provável na presença de lodos.

As sondagens da campanha de 2021, nas suas leituras de Junho revelam, para a zona baixa do traçado, níveis piezométricos essencialmente concentrados entre as cotas -3,0 e -7,0 na zona de entrada do paleovale, onde predominam aluviões arenosas, como patente na Figura 4.





**Figura 4 – Evolução dos níveis de piezométricos (cota) na zona do paleovale.**

A zona do paelovale é uma zona atualmente muito afetada pelas drenagens que são realizadas nas estruturas antrópicas da área com superfícies piezométricas influenciadas. As superfícies piezométricas de todos os horizontes confundem-se sendo difícil perceber como se processam atualmente os fluxos verticais. Os calcários cenomanianos da Formação da Bica poderão ter ainda níveis piezométricos próximos da superfície em pontos localizados. Os depósitos aluvionares comportam-se como não confinados e os restantes como semi-confinados. Os efeitos da maré fazem-se sentir, embora com amplitudes relativamente e a maré de salinidade afecta o sector próximo da Zona Hidrogeológica Sul

A zona hidrogeológica Sul, estabelece a transição com o estuário do Tejo apresentando influência da maré dinâmica e de maré de salinidade. Os aterros e as aluviões, em ligação hidráulica directa com o estuário do Tejo, recarregam as formações mais profundas que estão contaminadas com águas muito mineralizadas, à exceção provável das formações carbonatadas do Cenomaniano.

Os aspetos hidrogeológicos encontram-se amplamente desenvolvidos no documento RACS MSS PE GEO LIN MD 21002 0 – Estudos Hidrogeológicos, do Volume I.

Para referência de pormenor aos aspetos geológico-geotécnicos, nomeadamente à parametrização geotécnica, deve ser consultado o documento RACS MSS PE GEO LIN MD 21001 0 – Estudo Geológico-geotécnico, do Volume I. Os aspetos relativos à classificação do tipo de terreno segundo a NP EN 1998, são apresentados no anexo 5 a esse volume.

## 7 MATERIAIS

### 7.1 Estruturas de Contenção

As características dos materiais a adotar para as estruturas de contenção encontram-se resumidas nas tabelas seguintes.

**Tabela 3 - Características dos Materiais – Betão**

Materiais	Localização	Classe de resistência	Classe de exposição	Cl. Teor de cloretos	Classe de consistência	D <sub>max</sub> (mm)	Dosagem mínima de cimento (kg/m³)	Relação A/C
Betão ( <i>in situ</i> )	Regularização e enchimento	C12/15	X0	CL 1,00	S3	25	370	max. 0,6
	Muros Guia	C16/20	X0	CL 1,00	S4	25	370	max. 0,6
	Estacas Moldadas	C35/45	XC4	CL 0,4	S4	20	370	max. 0,6
	Paredes moldadas	C35/45	XC4	CL 0,40	S4	20	385	max. 0,6
	Vigas de coroamento e de distribuição	C30/37	XC4	CL 0,40	S4	20	385	max. 0,6
	Tímpanos provisórios	C16/20	X0	CL 1,00	S4	25	370	max. 0,6
	Betão Projetado	C25/30	X0	CL 1,00	S5	10	385	max. 0,6

**Tabela 4 - Características dos Materiais – Aço para elementos estruturais**

Materiais	Localização	Classe de resistência
Aço	Armaduras ordinárias	A500 NR SD
	Perfis de escoramentos e chapas	S355 JR (em geral) S275 JR (nos perfis dos tímpanos)
	Soldaduras	Resistência equivalente a S355 JR
	Elementos de fixação metálica	Classe 8.8
	Aço de alta resistência para ancoragens	1860/1680 - Grade 270 k (ASTM)

**Tabela 5 - Características dos Materiais – Calda de cimento**

Materiais	Características do bolbo de selagem das ancoragens	
Calda de cimento	Injeção de selagem	A/C = 1/2,5
	Injeção a alta pressão (> 2MPa)	A/C = 1/2,3
	Tipo injeção	IRS
	Resistência à compressão simples (7 dias)	27 MPa
	Cimento	CEM I 42,5 R



**Tabela 6 - Características dos Materiais – Suspensões bentoníticas**

Materiais	Localização	Característica	Fase			Método de aferição
			Fresco	Reutilização	Antes de betonagem	
Suspensões bentoníticas	Execução de paredes moldadas	Densidade (kN/m <sup>3</sup> )	< 11,0	< 12,5	< 11,5	Balança de laminas (erro <±0,0005 g/ml)
		Viscosidade (s)	32 a 50	32 a 60	32 a 50	Cone de Marsh
		Perda de fluído (ml)	< 30	< 50	n.a.	-
		pH	7 a 11	7 a 12	n.a.	Indicador de pH
		Teor em areia (%)	n.a.	n.a.	< 4	Análise granulométrica
		Espessura do "cake" (mm)	< 3	< 6	n.a.	Prensa -filtro de Baroid

**Tabela 7 - Características dos recobrimentos a adotar para as armaduras**

Elemento	Recobrimento nominal (*)	Espaçamento mínimo das armaduras
Paredes moldadas	75 mm	100 mm podendo ser reduzido para 80 mm no caso de zonas especiais muito armadas dos painéis, desde que a dimensão máxima dos inertes do betão não exceda 20 mm
Estacas	75 mm	100 mm podendo ser reduzido para 80 mm no caso de zonas especiais muito armadas dos painéis, desde que a dimensão máxima dos inertes do betão não exceda 20 mm
Restantes elementos em betão armado	50mm	100 mm podendo ser reduzido para 80 mm no caso de zonas especiais muito armadas dos painéis, desde que a dimensão máxima dos inertes do betão não exceda 20 mm

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

**Tabela 8 - Características dos materiais de enchimento**

Materiais	Resistência à compressão	
	7 dias	40 MPa
Microbetão de Preenchimento	28 dias	60 MPa

**Tabela 9 – Agregados britados para preenchimento de furos de alívio**

Dimensões	Dmín = 20mm; Dmáx = 40mm
Geometria	FI 35
Desgaste	LA 35%; MDE<25%
Resistência à compressão Simples	q <sub>u</sub> > 80 MPa

## 7.2 Estruturas Definitiva

As características dos materiais adotados encontram-se apresentadas nas tabelas seguintes.

**Tabela 10 – Estruturas definitivas. Características dos materiais – Betão**

MATERIAIS	LOCALIZAÇÃO	CLASSE DE RESISTÊNCIA	CLASSE DE EXPOSIÇÃO	CL. TEOR DE CLORETOS	D <sub>max</sub> (mm)	CLASSE DE CONSISTÊNCIA
<b>BETÃO</b> ( <i>in situ</i> )	Regularização	C12/15	X0	CL 1,00	≤25	S3
	Estrutura em contacto com o solo (paredes de contenção periféricas, laje de fundo e laje de cobertura)	C40/50	XS2	CL 0,20	≤25	S3
	Enchimento (sub-cais)	C20/25	X0	CL 1,00	25	S3

**Tabela 11 – Estruturas definitivas. Características dos Materiais – Aço estrutural**

MATERIAIS	LOCALIZAÇÃO	CLASSE DE RESISTÊNCIA
<b>AÇO ESTRUTURAL</b>	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

**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/m<sup>3</sup>.

**Tabela 12 – Estruturas definitivas. Recobrimentos nominais das armaduras**

RECOBRIMENTOS NOMINAIS (*) (**)		
Recobrimentos a garantir de acordo com exigências de resistência ao fogo e durabilidade dos materiais vida útil considerada: 100 anos estabilidade ao fogo: R120	Elemento	Recobrimento nominal
	Paredes de contenção, laje de fundo e Laje de Cobertura	50 mm

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

**Tabela 13 – Material de Aterro**

<b>Material</b>	Material isento de matéria orgânica, pedras ou outros detritos
<b>Espessura das camadas</b>	Mínimo 25cm (antes da compactação)
<b>W<sub>optm</sub></b>	[-2%; 1%] Proctor normal
<b>Grau de compactação - GC</b>	Mínimo 95% Proctor normal

## 7.3 Disposições Construtivas

### 7.3.1 Parede Moldada

Dada a presença de um nível freático próximo da superfície, e consequentemente elevadas pressões hidrostáticas em profundidade, será necessário assegurar a estanqueidade da contenção materializada por paredes moldadas.

Assim, a execução dos painéis de parede moldada prevê um controlo dos desvios de verticalidade rigoroso e exigente por forma a garantir a sua estanqueidade. Nas zonas onde ocorrem em profundidade solos mais resistentes com comportamento de rocha branda poderá ser previamente realizada a execução de pré-furos com o objetivo de desagregar os solos mitigando assim o risco de maiores desvios de verticalidade.

### 7.3.2 Sistemas de Impermeabilização

De forma a cumprir os requisitos de estanqueidade definidos no Programa de Preliminar, prevê-se a aplicação de um sistema de impermeabilização disposto no lado exterior das paredes e lajes da estrutura definitiva do túnel.

Na laje de topo, prevê-se adotar um sistema constituído por telas betuminosas, do tipo “Imperialum” ou similar, de acordo com ET026 do ML. Nas paredes e laje de soleira, prevê-se adotar um sistema alternativo constituído por uma manta bentonítica, do tipo “VOLTEX DS” ou similar.

### 7.3.3 Rede de Terras

Está prevista a instalação de uma rede de terras que tem como 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.

Prevê-se a execução de dois poços de terras executados na fase de toscos com a instalação do elétrodo de terra, de acordo com a seguinte metodologia:

- A execução dos negativos e/ou das furações na laje, até atingir o terreno;
- Fornecimento e instalação dos elérodos de cobre e enchimento com terra vegetal de boa qualidade;
- Medição da resistência de terra e sua aprovação pela Fiscalização/ Dono de Obra;
- Enchimento com o betão pobre;
- Fornecimento e instalação da tampa em chapa xadrez.

Os elérodos de terra deverão assegurar uma resistência de terra sempre inferior a  $1 \Omega$ , pelo que deverá ser considerado o fornecimento de terra vegetal de boa qualidade para o enchimento dos poços terra.

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

## 8 SITUAÇÕES DE PROJETO

Apresentam-se de seguida as situações de projeto relevantes para o dimensionamento do túnel.

### 8.1 Persistentes

No dimensionamento estrutural túnel 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.

### 8.2 Transitórias

No dimensionamento estrutural e geotécnico das contenções provisórias serão consideradas as situações de projeto transitórias, correspondentes a condições temporárias e outras condições relacionadas com o faseamento construtivo da obra.

### 8.3 Acidentais

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

### 8.4 Sísmica

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

## 9 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

O traçado de escavação a céu aberto localiza-se entre o PK 1+484,50 e o PK 1+984.273, iniciando-se na proximidade da Rua da Esperança terminando na zona de ligação ao Término da Estação do Cais do Sodré, a sul da Avenida 24 de Julho (ver Figura 5). Este traçado de escavação a céu aberto apresenta um troço de intersecção com as Interferência 9 e 11, denominado por Obra Especial 3, cuja intervenção será apresentada em documento autónomo. Também ao intervenção ao nível do troço final do referido traçado, entre o PK 1+854.356 e o PK 1+ PK 1+984.273, denominado por Obra Especial 7, será apresentado em documento autónomo.

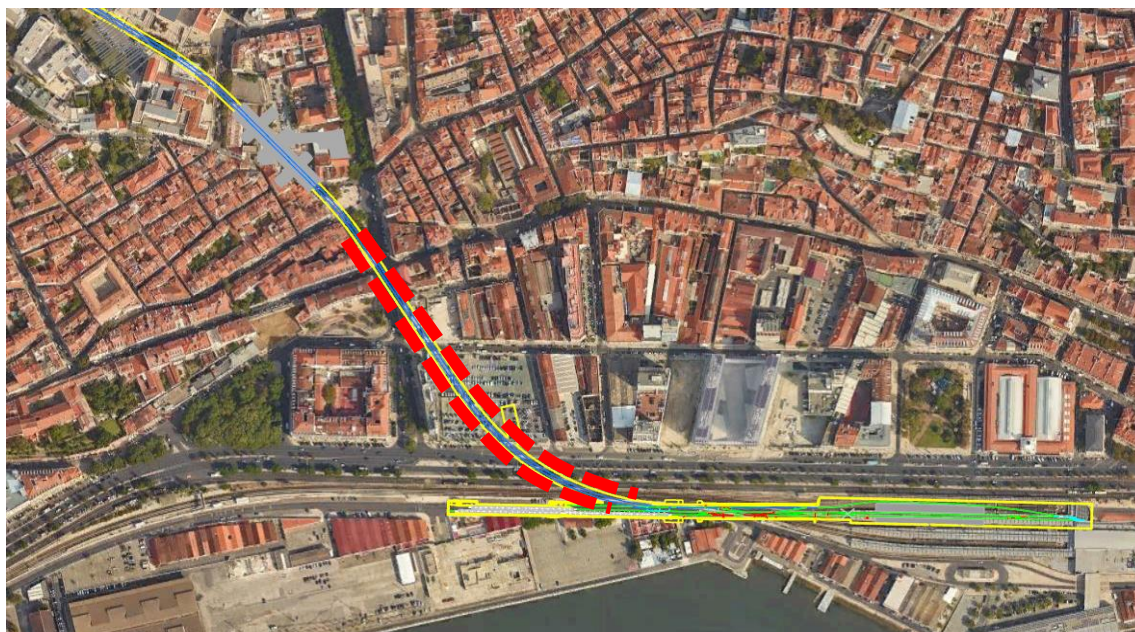


Figura 5 – Planta de Implantação do traçado de escavação a céu aberto

A solução proposta consiste na execução de uma estrutura de contenção provisória entivada interiormente a vários níveis por meio de sistemas modulares de escoramentos metálicos permitindo a escavação até à cota de base da estrutura definitiva do túnel. Posteriormente, a execução da referida estrutura será compatibilizada com a desativação dos escoramentos e a reposição das cotas atuais será feita à custa de um aterro sobre a laje de cobertura do túnel.

### 9.1 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO PROVISÓRIAS

No que respeita à estrutura de contenção, esta será materializada com diferentes soluções ao longo do traçado por forma a atender às condições geológico-geotécnicas presentes, maximizando sempre que possível os rendimentos de execução e diminuindo a perturbação do meio envolvente. Seguidamente, sumarizam-se as soluções adotadas em cada troço:

- PK 1+484,50 ao PK 1+520,00 – Estrutura de Contenção Materializada por Cortina de Estacas em betão armado com diâmetro de 800mm e afastadas a 1,2m com betão projetado entre estacas.



- PK 1+520,00 ao PK 1+567,00 – Estrutura de Contenção Materializada por Cortina de Estacas em betão armado com diâmetro de 800mm e afastadas a 1,2m com estacas em betão simples secantes;
- PK 1+567,00 ao PK 1+630,00 – Solução de Contenção prevista no âmbito do Projeto da Obra Especial 3 – Interferências 9 e 11;
- PK 1+630,00 ao PK 1+780,00 – Estrutura de Contenção Materializada por Painéis de Parede Moldada de 600mm de espessura;
- PK 1+780,00 ao PK 1+ PK 1+854.356 – Estrutura de Contenção Materializada por Painéis de Parede Moldada de 800mm de espessura.
- PK 1+854.356 ao PK 1+ PK 1+984.273 – Estrutura de Contenção prevista no âmbito do Projeto da Obra Especial 7 – Ligação ao Término da ECS;

No que respeita ao Projeto de Estruturas de Contenção, o presente documento refere-se exclusivamente aos troços que não integram as Obras Especiais.

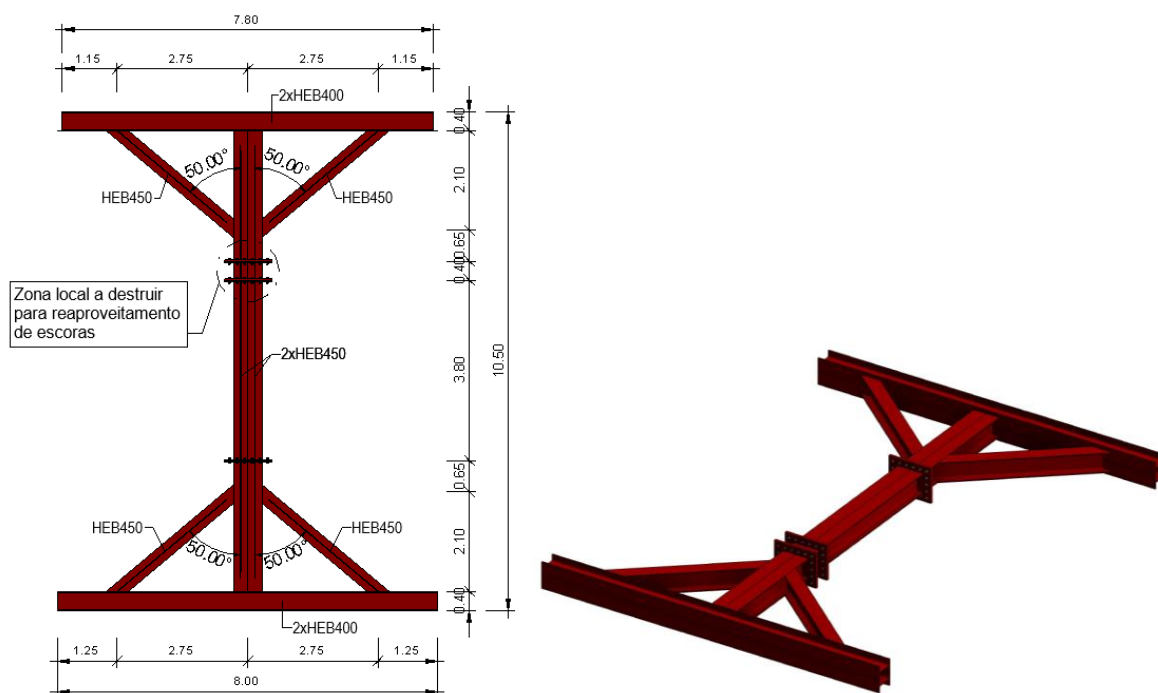
A escavação a céu aberto terá um faseamento conforme a prática corrente neste tipo de obras, iniciando-se pela execução dos dois alinhamentos da estrutura de contenção e posteriormente pela escavação faseada no interior destes de cima para baixo em concomitância com a instalação dos vários níveis de suporte, sendo estes no presente caso materializados por escoras metálicas horizontais.

O tipo de estrutura de contenção no troço inicial do traçado em escavação a céu aberto será materializado por estacas moldadas em betão armado com revestimento em betão projetado no troço inicial onde os materiais o permitem e em conjunto com estacas plásticas secantes na zona onde a escavação interseta materiais menos competentes. A decisão por esta solução teve por base a antecipação de alguma dificuldade na execução de painéis de parede moldada dada a presença em profundidade de materiais com comportamento de rocha branda.

No restante traçado, a presença de solos menos competentes e a necessidade de garantir uma melhor estanqueidade motivou a prescrição de uma solução de contenção por painéis de parede moldada. A espessura dos mesmos foi condicionada às formações geológicas atravessadas, sendo que no troço localizado a sul da Obra Especial 3 se confirmou como adequada a utilização de uma espessura de 600mm e no troço seguinte, antes da ligação ao Término, a presença de uma espessura muito elevada de aluviões argilosas de muito fraca consistência motivou a adoção de paredes moldadas de 800mm de espessura. Em ambas os referidos troços os painéis de parede moldada terão, em geral, uma largura de 5,0m e uma profundidade variável de forma a garantir, no geral, uma ficha de pelo menos 6m abaixo do fundo da escavação. Localmente

O travamento horizontal da estrutura de contenção é, assim, assegurado por um sistema de escoramentos metálicos modular incluindo vigas de distribuição e escoras materializados por perfis metálicos do tipo HEB, tendo sido detalhado por forma a ser reutilizável ao longo do traçado

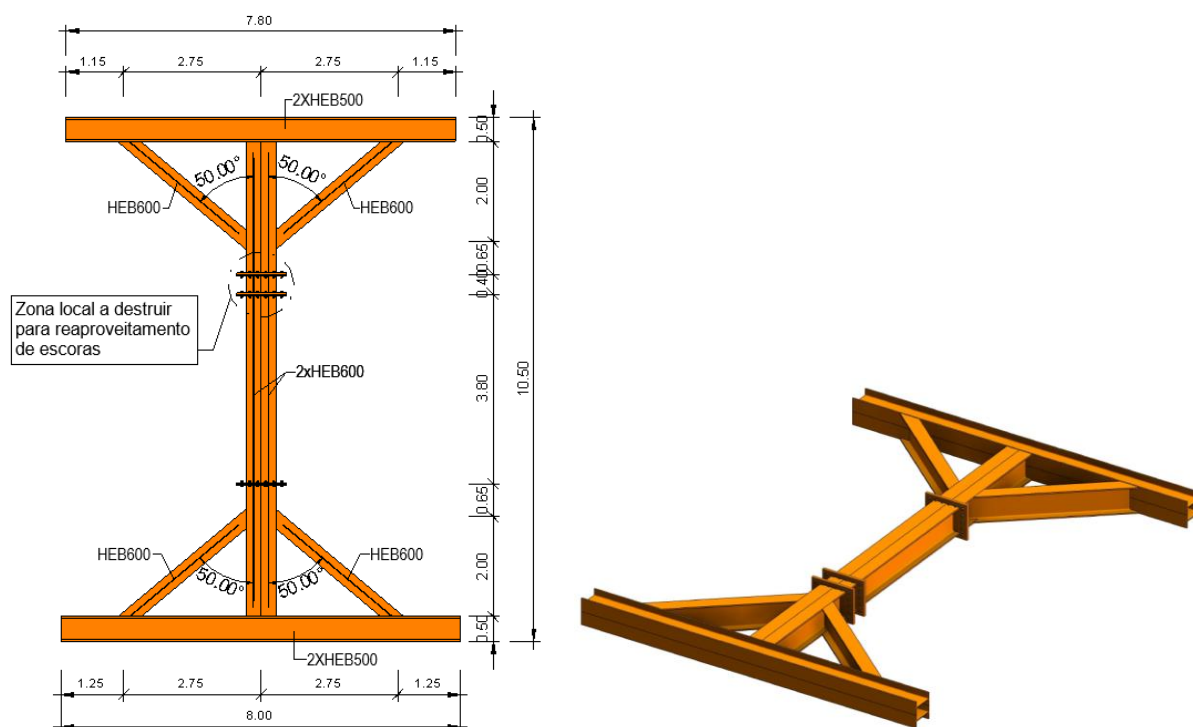
do túnel. No geral, as vigas de distribuição serão materializadas por 2 HEB 400 soldados continuamente e orientados de modo que o eixo forte de flexão fique na vertical. No que se refere às escoras transversais, de forma a otimizar o seu dimensionamento e, também, reduzir o vão de flexão das vigas de distribuição, prevê-se utilizar escoras em “pé de galinha” em que a escora principal são 2 HEB 450 e as escoras diagonais são HEB 450, conforme ilustrado na Figura 6.



**Figura 6 – Solução de escoramento composta por “pé de galinha” em perfis HEB450 e viga de distribuição em perfis HEB400**

Contudo, numa zona particular junto ao PV218, entre o PK1+700 e o PK1+763, o travamento horizontal da estrutura de contenção no 3º nível de escoramento passa a ser constituído por vigas de distribuição materializadas por 2 HEB 500, orientados de modo que o eixo forte de flexão fique na vertical, enquanto as escoras transversais, também em “pé de galinha”, passam a ser materializadas por uma escora principal de 2 HEB 600 e as escoras diagonais de HEB 600, conforme ilustrado na Figura 7.





**Figura 7 – Solução de escoramento composta por “pé de galinha” em perfis HEB600 e viga de distribuição em perfis HEB500**

O tipo de estrutura de contenção e de travamento mantém-se ao longo de todo o traçado, sendo variáveis, principalmente em função das condições geológicas do local, a espessuras das paredes moldadas e número de travamentos horizontais.

No caso particular do início do troço a executar em trincheira, a transição entre a solução de escavação em NATM e a escavação a céu aberto determinou a necessidade de recorrer a elementos de contenção que não interferissem com a passagem de equipamentos, pelo que se preconizou um travamento por ancoragens provisórias.

As figuras seguintes apresentam a solução preconizada em várias secções transversais ao longo do traçado em estudo.

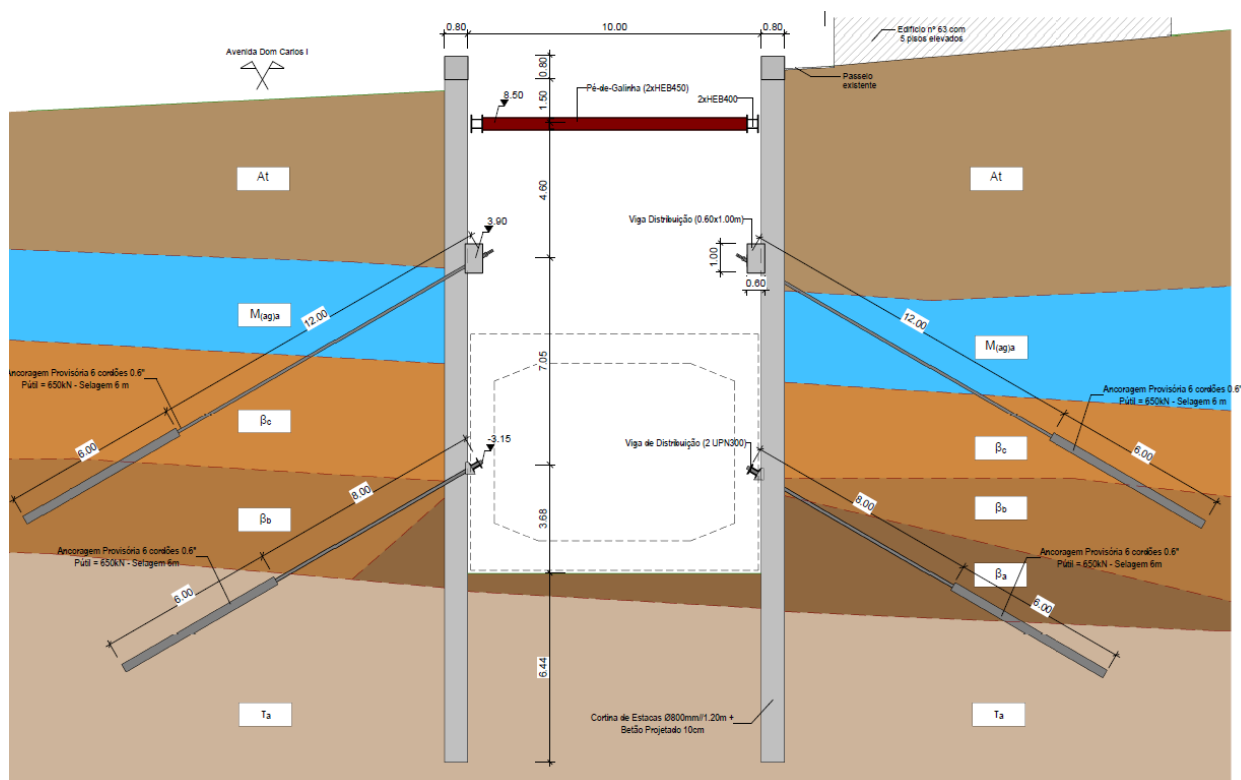


Figura 8 – Solução de Escavação e Contenção Periférica – Secção tipo do PK 1+490

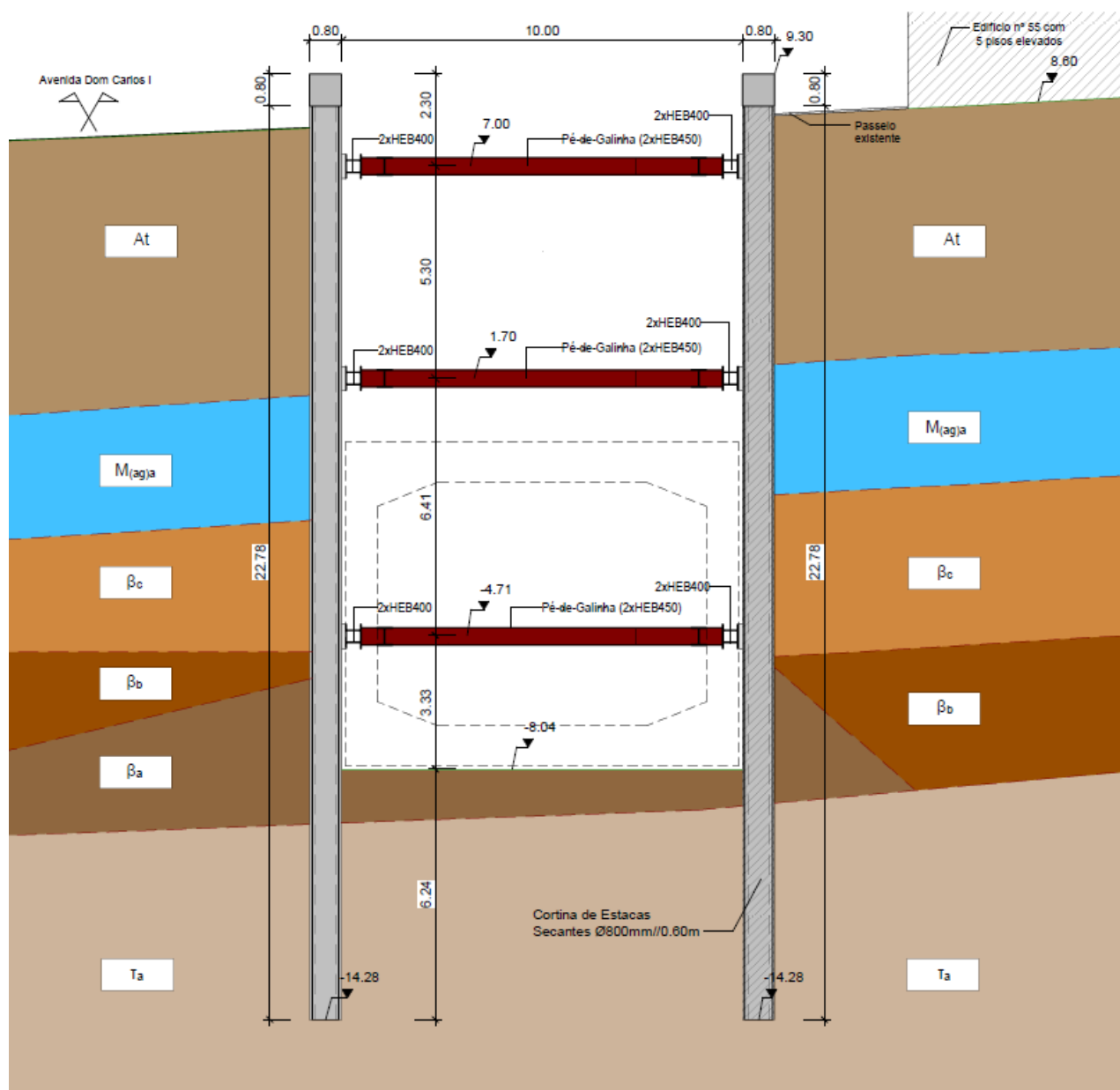


Figura 9 – Solução de Escavação e Contenção Periférica – Secção tipo do PK 1+520

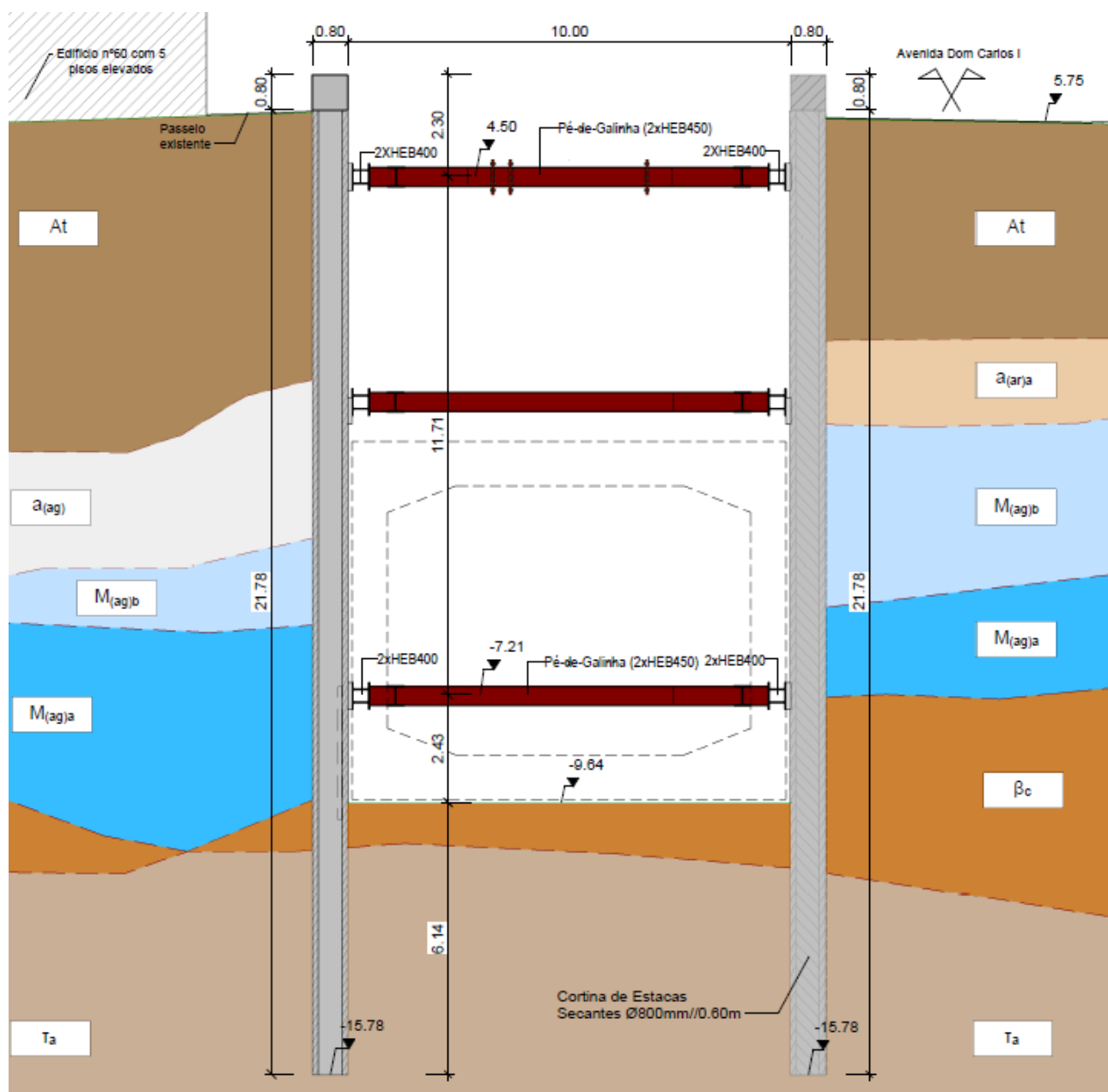
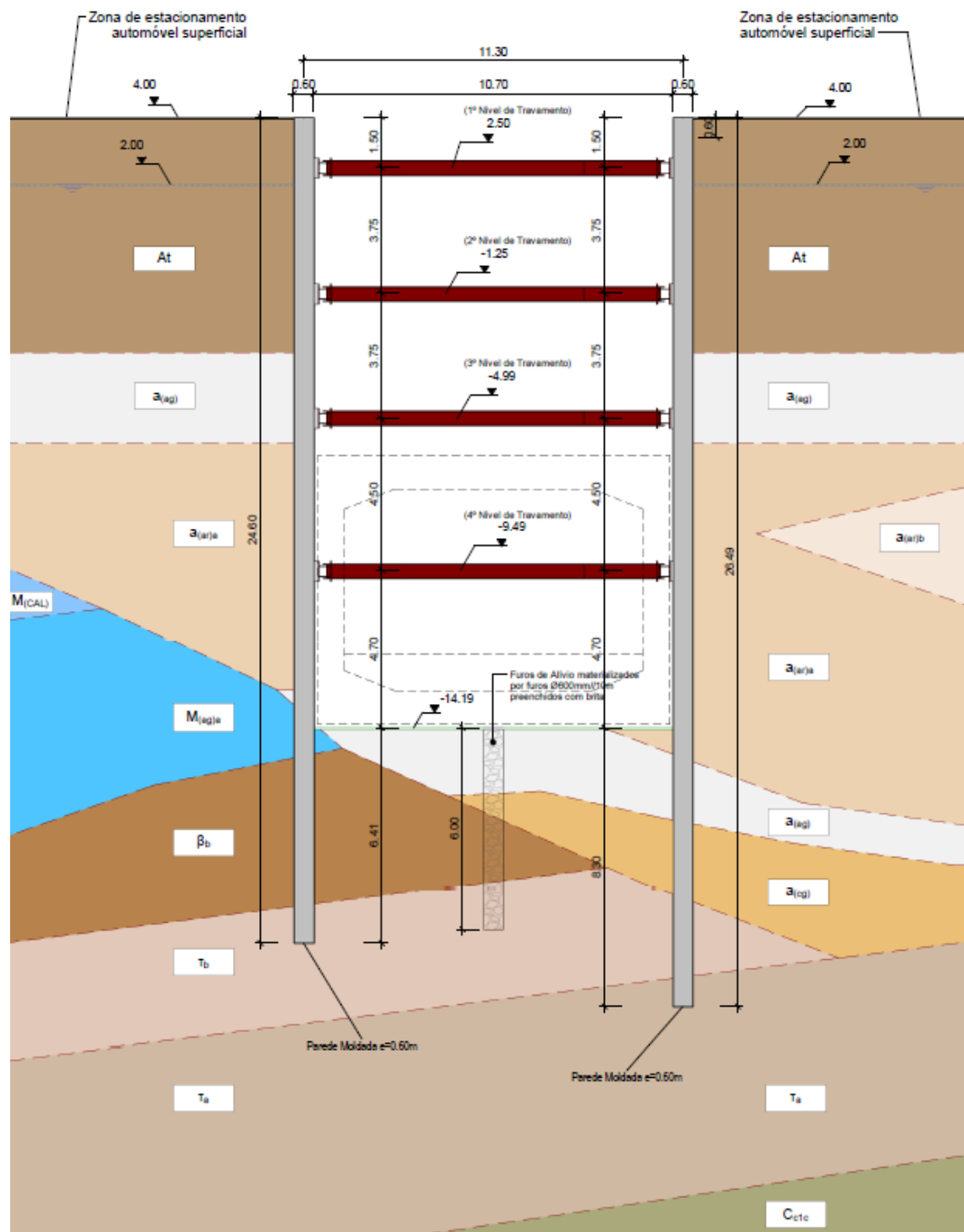


Figura 10 – Solução de Escavação e Contenção Periférica – Secção tipo do PK 1+560



**Figura 11 – Solução de Escavação e Contenção Periférica – Secção tipo do PK 1+675**

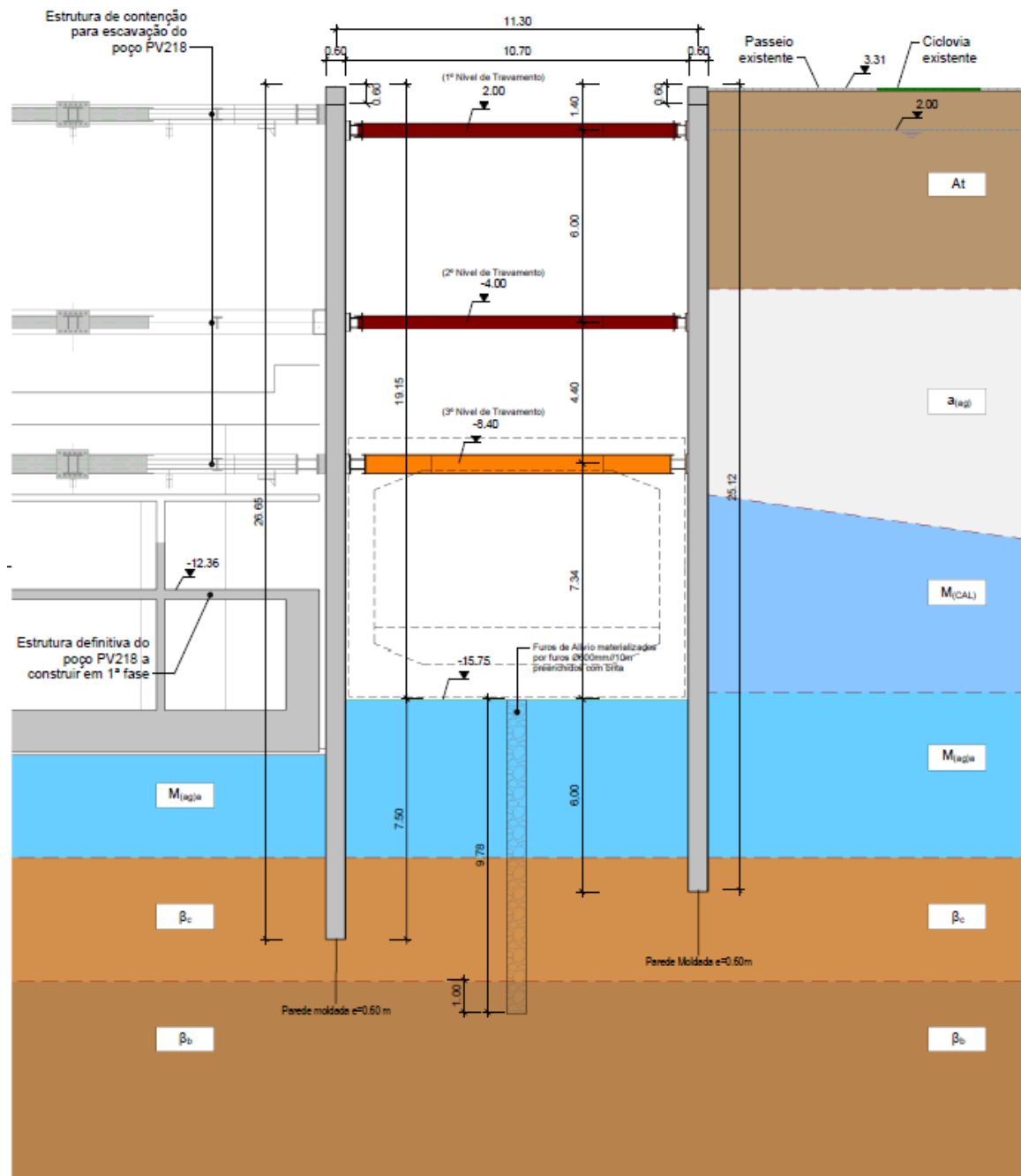
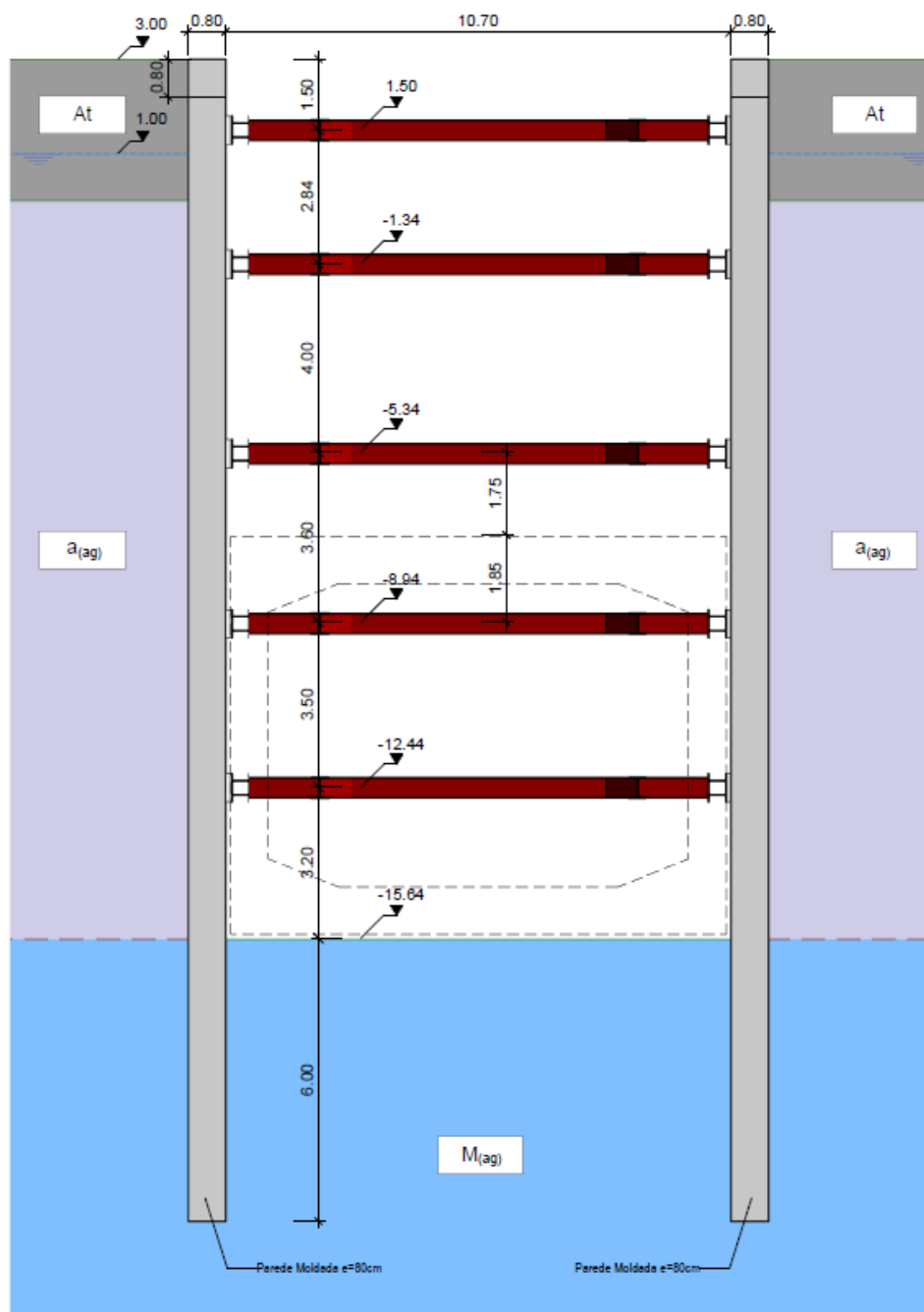


Figura 12 – Solução de Escavação e Contenção Periférica junto ao PV218 – Secção tipo do PK 1+755



**Figura 13 – Solução de Escavação e Contenção Periférica –Secção tipo PK 1+800**

## 9.2 ESTRUTURAS DEFINITIVAS

Para a estrutura definitiva do túnel prevê-se a adoção de processos construtivos habituais para este tipo de estrutura, adotando-se soluções betonadas “in-situ” executadas com recurso a cofragens tradicionais com cimbre ao solo. Na Figura 14 e Figura 15 apresenta-se a solução estrutural dos vários tipos de secção preconizados para o traçado a executar em trincheira.

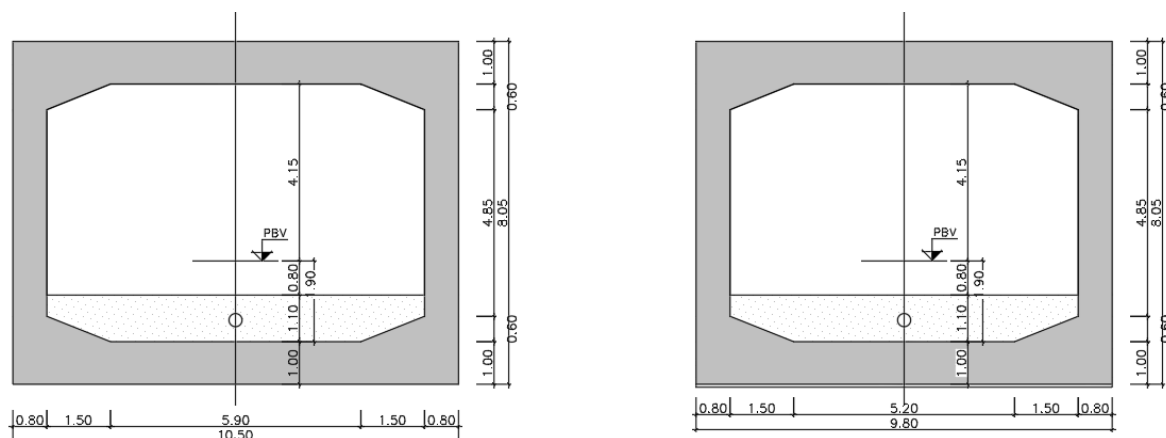


Figura 14 – Túnel – Estrutura definitiva – Secção C0.017D (esquerda) e Secção C0.015D (direita)

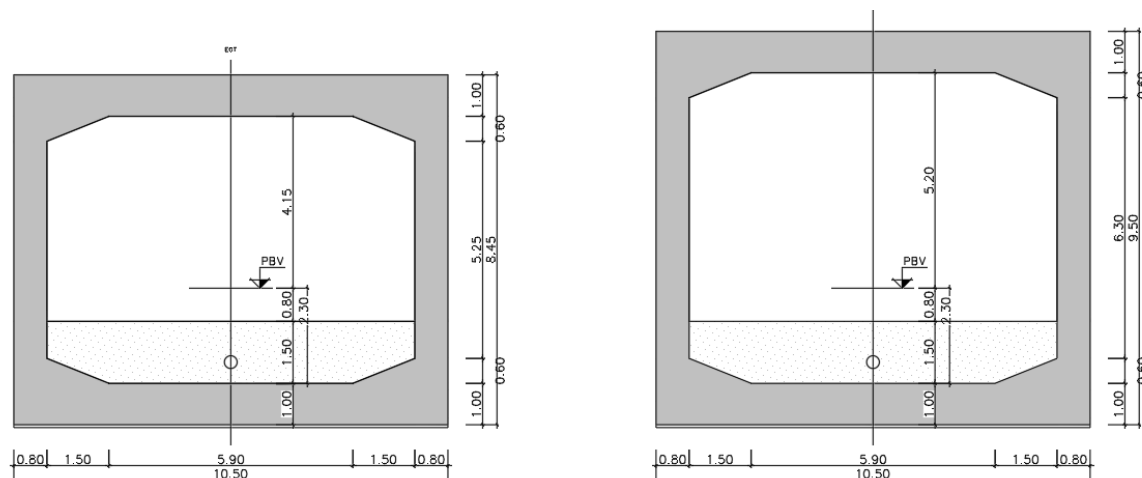


Figura 15 – Túnel – Estrutura definitiva – Secção C0.016D (esquerda) e Secção O.E.PV218 (direita)

Após conclusão da estrutura do túnel, será executado o aterro sobre esta, faseadamente e em conjunto com a desinstalação dos escoramentos metálicos, até à reposição das condições atuais em termos de cota altimétrica, infraestruturas no sub-solo e arranjos exteriores.

O aterro a executar deverá utilizar solos provenientes das escavações, desde que isentos de matéria orgânica, pedras e outros detritos. As camadas terão a espessura máxima de 0.25m antes da compactação. Deverá ser assegurado um teor em água de compactação compreendido entre  $w_{opt} - 2\%$  e  $+1\%$  e um grau de compactação mínimo é de 95%, ambos referidos ao ensaio Proctor normal.



## 10 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Em termos de sequência de execução, no presente Projeto de Execução, tendo em consideração os condicionamentos existentes, nomeadamente as ocupações de solo e subsolo e os desvios provisórios de infraestruturas que será necessário efetuar, prevê-se o zonamento e sequência de execução da presente obra conforme descrito no documento RACS MSS PE SAF LIN T35 DW 51002 (ver Figura 16).

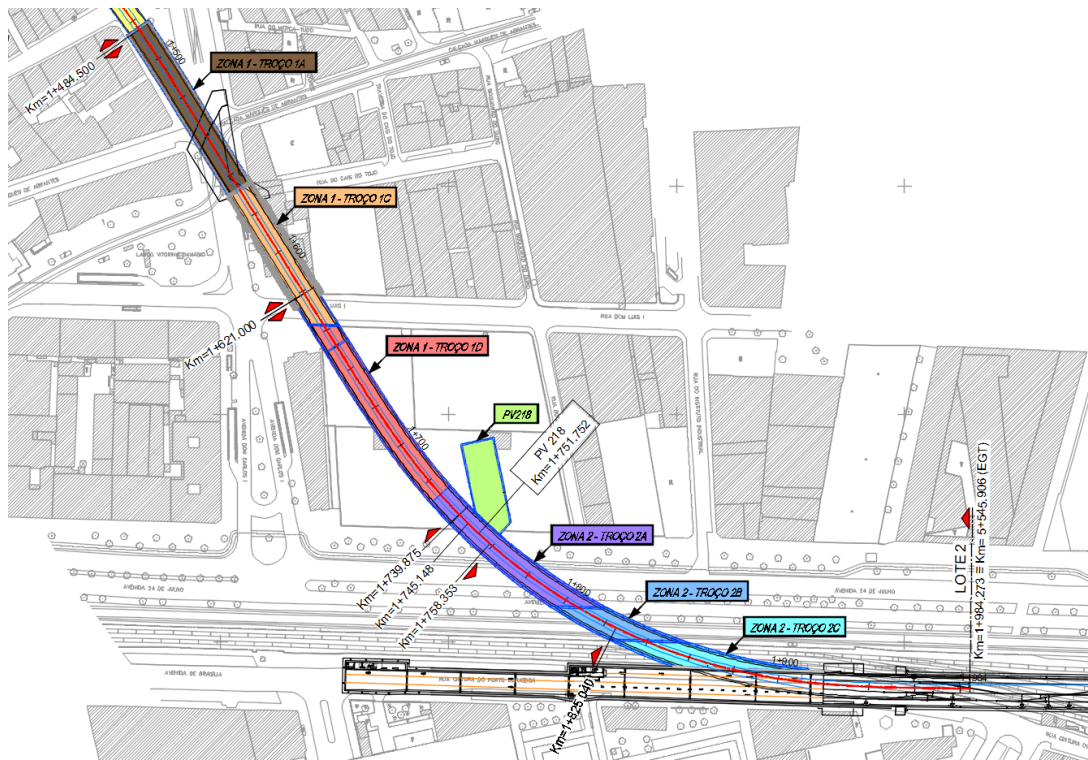


Figura 16 – Faseamento construtivo do troço de escavação a céu aberto – Sequencia de execução

### 10.1 FASEAMENTO CONSTRUTIVO GERAL – ZONA 1A

O faseamento construtivo geral do túnel a céu aberto na zona 1A que se encontra compatibilizado com os necessários desvios de serviços afetados, compreende as seguintes fases:

- Levantamento e se aplicável, desvio de serviços afetados;
- Instalação dos dispositivos de instrumentação e observação na envolvente da obra;
- Preparação da plataforma de trabalho;
- Furação com trado e preenchimento com betão simples das estacas 'plásticas' (onde aplicável);
- Furação com trado, enchimento com betão e colocação de armadura por forma a materializar a cortina de estacas secantes em betão armado;

- f) Saneamento da cabeça das estacas até à cota de base da viga de coroamento;
- g) Execução da viga de coroamento;
- h) Escavação até à cota de base do primeiro nível de travamento e aplicação de betão projetado (onde aplicável);
- i) Execução dos cachorros de apoio da solução de travamento e instalação da mesma, incluindo respetivas ligações à cortina de estacas e preenchimento em microbetão do espaço entre as vigas de distribuição metálicas e as estacas;
- j) Execução de ligações entre as vigas de distribuição dos diversos sistemas de escoramento metálico modulares;
- k) Instalação dos alvos topográficos e extensómetros onde previstos para o 1º nível de travamento;
- l) Repetição das tarefas previstas nos pontos anteriores até ser atingida a cota de fundo de escavação;
- m) Execução da laje de fundo da estrutura definitiva do túnel após implementação das soluções de impermeabilização;
- n) Desinstalação dos escoramentos metálicos que se situem em zona de interferência com a estrutura definitiva;
- o) Execução dos restantes elementos da estrutura definitiva do túnel incluindo paredes e laje de cobertura com a implementação das soluções de impermeabilização;
- p) Aterro com solo selecionado acima da laje de cobertura do túnel e desinstalação dos níveis de escoramento superiores de forma faseada e de baixo para cima;
- q) Demolição da viga de coroamento da cortina de estacas;
- r) Execução da camada superior de aterro até à cota atual do terreno;
- s) Reposição das atuais condições ao nível de infraestrutura no subsolo e à superfície.

Durante a escavação em trincheira e o túnel será construído por troços, por forma a permitir a realização dos trabalhos preliminares que se revelam necessários para assegurar o desvio, reposição ou suspensão dos serviços afetados de cada troço.

## 10.2 FASEAMENTO CONSTRUTIVO GERAL – ZONA 1D E ZONA 2A E 2B

O faseamento construtivo geral do túnel a céu aberto nas zonas 1B, 2A e 2B que se encontra compatibilizado com os necessários desvios de serviços afetados, compreende as seguintes fases:

- a) Levantamento e se aplicável, desvio de serviços afetados, na área correspondente à execução dos painéis de parede moldada;
- b) Instalação dos dispositivos de instrumentação e observação na envolvente da obra;

- c) Preparação da plataforma de trabalho. Onde aplicável, escavação provisória até à cota de topo dos muros guia.
- d) Execução dos muros guia em betão armado, com afastamento compatível com a espessura e com a tolerância de execução dos painéis da parede moldada. Estes muros deverão ser realizados ao longo de toda a extensão da contenção tendo como função a garantia da verticalidade e o correto posicionamento de cada painel, devendo, sempre que possível, ser betonados contra o terreno.
- e) Montagem do sistema de preparação e reciclagem das lamas betoníticas;
- f) Escavação por painéis, até à cota de fundação dos mesmos, com equipamento adequado, através de grab hidráulico, preenchendo-se a vala escavada com as lamas, de características apropriadas aos terrenos em questão e à profundidade de escavação assegurando a estabilidade provisória das paredes da vala. Se necessário, na presença de estratos de maior resistência, recorrer a pré-furação com equipamento de estacas, de forma a desagregar o material e facilitar a escavação com o grab;
- g) Colocação, em cada extremidade da vala de tubos junta (circulares), os quais delimitam a largura do painel escavado (painéis de arranque);
- h) Colocação da armadura no interior da vala, de forma compatível com o posicionamento e as tolerâncias previstas no projeto, sendo esta previamente fabricada. Nos painéis onde esteja prevista a instalação de inclinómetros, colocação de um negativo de PVC com 80 mm de diâmetro;
- i) Execução da betonagem de baixo para cima, com betão de alta fluidez e alta trabalhabilidade, com recurso a tubos “tremie”, com comprimento compatível com a realização da betonagem a partir do fundo da vala (durante a operação, o tubo deve estar sempre imerso no betão). Durante o processo de betonagem, pelo facto de o betão possuir densidade superior às lamas bentónicas, estas afluem a superfície, onde são recolhidas e recicladas de forma a poderem vir a ser reutilizados;
- j) Após a betonagem e durante o processo de presa do betão, procede-se à extração dos tubos junta (ou equivalente). A estanqueidade entre os vários painéis é assegurada pelas referidas juntas. A continuidade dos mesmos é garantida através da viga de coroamento;
- k) Repetição das operações descritas nos pontos f) a j) para a execução dos restantes painéis da contenção da Trincheira;
- l) Demolição do murete guia de intradorso da parede moldada (interior da escavação) ao longo da área correspondente ao poço arqueológico - 1ª fase e execução da viga de coroamento em betão armado, a qual irá solidarizar todos os painéis.

- m) Onde aplicável execução da furação, abaixo da cota de base da parede moldada, para instalação das calhas inclinométricas devidamente seladas e orientadas.
- n) Escavação até 50cm abaixo do 1º nível de travamento;
- o) Execução dos cachorros de apoio da solução de travamento e instalação da mesma, incluindo respetivas ligações à parede moldada e preenchimento em microbetão do espaço entre as vigas de distribuição metálicas e a parede moldada;
- p) Execução de ligações entre as vigas de distribuição dos diversos sistemas de escoramento metálico modulares;
- q) Enchimento do vazio existente entre o tardo das vigas de distribuição e a parede moldada com microbetão de preenchimento;
- r) Instalação dos alvos topográficos e extensómetros onde previstos para o 1º nível de travamento;
- s) Repetição das tarefas previstas nos pontos anteriores até ser atingida a cota de fundo de escavação;
- t) Execução da laje de fundo da estrutura definitiva do túnel após implementação das soluções de impermeabilização;
- u) Desinstalação dos escoramentos metálicos que se situem em zona de interferência com a estrutura definitiva;
- v) Execução dos restantes elementos da estrutura definitiva do túnel incluindo paredes e laje de cobertura após a implementação das soluções de impermeabilização;
- w) Aterro acima da laje de cobertura do túnel e desinstalação dos níveis de escoramento superiores de forma faseada e de baixo para cima. Aterro com material adequado, através de camadas com espessura máxima de 25 cm (antes da compactação), devidamente compactadas, após a implementação das soluções de impermeabilização;
- x) Demolição da viga de coroamento das paredes moldadas;
- y) Execução da camada superior de aterro até à cota atual do terreno;
- z) Reposição das atuais condições ao nível de infraestrutura no subsolo e à superfície.

Na zona 2B a execução da obra de escavação e contenção periférica e da obra de execução da estrutura definitiva do túnel estará condicionada à necessidade de desviar temporariamente um conjunto de infraestruturas no solo e à superfície, as quais terão de manter o seu funcionamento durante a obra. A obra terá, assim, de ser executada por fases permitindo o desvio das linhas da Carris, das linhas da IP e de vários coletores presentes no subsolo. O projeto de desvio de serviços afetados é apresentado em volume autónomo.

## 11 PROJECTO GEOTÉCNICO DAS CONTENÇÕES

### 11.1 Metodologia de Cálculo

A análise estrutural foi realizada com base em modelos planos para o dimensionamento das secções representativas das estruturas de contenção.

Os modelos adotados foram realizados com recurso ao software de elementos finitos Plaxis 2D da Bentley, o qual permite modelar a interação entre o solo e as estruturas por meio de uma análise de tensões e deformações.

Os modelos de cálculo permitiram a modelação de todas as fases construtivas, metodologia essencial na análise deste tipo de estruturas, tendo sido obtidos como resultados, para além de deformações do maciço envolvente, os esforços nas estruturas de contenção em particular nas paredes moldadas e nas escoras metálicas de travamento.

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

No que respeita às secções transversais a analisar, o traçado do túnel será dividido nos troços necessários que garantam semelhantes condições geológico-geotécnicas e semelhantes condicionamentos de vizinhança. Para cada um desses troços será determinada uma secção transversal que, em termos de zonamento geológico-geotécnico se considera como representativa da extensão do troço em questão.

Na presente fase do estudo, para o troço de escavação em trincheira em análise, foram consideradas as seguintes secções de análise:

- PK 1+490 – Estrutura de contenção em cortina de estacas;
- PK 1+560 – Estrutura de contenção em cortina de estacas com estacas plásticas secantes;
- PK 1+643 – Estrutura de contenção em parede moldada de 600mm de espessura;
- PK 1+675 – Estrutura de contenção em parede moldada de 600mm de espessura;
- PK 1+755 – Estrutura de contenção em parede moldada de 600mm de espessura;
- PK 1+800 – Estrutura de contenção em parede moldada de 800mm de espessura.

### 11.2 Ações Consideradas

#### 11.2.1 Ações estáticas e hidrostáticas

As ações permanentes e variáveis a serem consideradas no projeto geotécnico encontram-se resumidas nas tabelas seguintes.

**Tabela 14 - Características das ações permanentes**

Ação permanente	
Peso próprio da estrutura de contenção	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Impulsos de terras	De acordo com as características das unidades geotécnicas interessadas
Impulso hidrostático	$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ , o nível de água foi definido de acordo com o indicado no ponto 5 do presente documento

**Tabela 15 - Características das ações variáveis**

Ação variável	
Sobrecarga geral à superfície	10 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecarga imposta por edifícios (quando aplicável)	12 kN/m <sup>2</sup> (por piso)

### 11.2.2 Variação de temperatura

Sempre que justificável será considerado o efeito da variação da temperatura. No caso particular das escoras metálicas de travamento das paredes de contenção, estas serão dimensionadas tendo em consideração uma variação de temperatura uniforme.

A consideração da variação de temperatura nas escoras metálicas será analisada com recurso a modelos de barra cujos apoios terão uma rigidez equivalente à rigidez da estrutura de contenção sendo esta determinada com recurso ao modelo de elementos finitos.

Conforme o estabelecido no Eurocódigo1 - Parte 5 a componente da variação uniforme de temperatura de um elemento estrutural é dada pela seguinte expressão:

$$\Delta T_u = T - T_0$$

Em que:

$T$  temperatura média de um elemento estrutural resultante das temperaturas climáticas, no inverno ou no verão, e das temperaturas operacionais;

$T_0$  temperatura inicial do elemento

Para a determinação das temperaturas no inverno e no verão no exterior será considerado o definido no referido documento e a informação constante no respetivo anexo nacional.

Os valores da temperatura máxima ( $T_{m\acute{a}x}$ ) e mínima ( $T_{m\acute{i}n}$ ) do ar à sombra são definidas, para o território nacional, são definidas nos Quadros NA.I e NA.II e nas figuras NA.I e NA.II, por zonas.

O concelho de Lisboa localiza-se na zona B para a qual o documento estabelece uma temperatura mínima de 0°C e uma temperatura máxima de 40°.



A determinação da temperatura exterior terá em consideração o disposto no Quadro NA-5.2 do documento (ver tabela seguinte) obtendo-se, para uma superfície escura, um valor de temperatura no verão de 45°C e no inverno de 0°C.

**Tabela 16 – Temperaturas indicativas  $T_{out}$  para zonas de edifícios acima do solo**

Estação	Factor significativo		Temperatura $T_{out}$ em °C
Verão	Absorvidade relativa dependente da cor da superfície	0,5 superfície clara brilhante	$T_{max} + T_3$
		0,7 superfície de cor clara	$T_{max} + T_4$
		0,9 superfície escura	$T_{max} + T_5$
Inverno			$T_{min}$

Devem utilizar-se os seguintes valores:

$T_3 = 0 \text{ °C}; T_4 = 2 \text{ °C}; T_5 = 5 \text{ °C}$

Os valores de  $T_{out}$  assim obtidos, são válidos para superfícies horizontais ou viradas a Oeste. Para ter em conta outras orientações da superfície, o valor  $T_{out}$  pode ser multiplicado pelo coeficiente  $\eta$  obtido a partir da seguinte expressão empírica:

$$\eta = 0,9 + 0,1 \times \sin[(\beta / 360^\circ)^{2,5} \times 360^\circ - 90^\circ]$$

onde  $\beta$  representa o ângulo, em graus, que a normal exterior do elemento estrutural faz com o Norte, medido no sentido horário (ex.: N  $\rightarrow \beta = 0^\circ$ ; S  $\rightarrow \beta = 180^\circ$ ; SO  $\rightarrow \beta = 225^\circ$ ).

No que respeita ao valor da temperatura inicial do elemento estrutural no momento em que são introduzidos os constrangimentos ( $T_0$ ), considera-se que o valor da temperatura média de uma estrutura é muito semelhante ao valor da temperatura média do ar no local da obra. De acordo com o Anexo Nacional este valor, à falta de informação adicional, poderá ser tomado igual a 15°C. Assim, as variações de temperatura a impor aos elementos estruturais no âmbito do seu dimensionamento serão as apresentadas na tabela seguinte.

**Tabela 17 – Valor da variação uniforme de temperaturas nos elementos estruturais**

	$T_0$	$T$	$\Delta T$
Variação uniforme positiva	15°C	40°C	25°C
Variação uniforme negativa	15°C	0°C	-15°C

### 11.3 Combinações de ações para os estados limites e abordagens de cálculo

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.

Consideraram-se as seguintes combinações de ações:

**i. Combinação fundamental geral:**

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Em que:

$E_d$  - valor de cálculo do efeito das ações;

$\gamma_{G,j}$  - coeficiente parcial relativo à ação permanente  $j$ ;

$G_{k,j}$  - valor característico da ação permanente  $j$ ;

$\gamma_{Q,1}$  - coeficiente parcial relativo à ação variável de base de combinação 1;

$Q_{k,1}$  - valor característico da ação variável de base de combinação 1;

$\gamma_{Q,i}$  - coeficiente parcial relativo à ação variável  $i$ ;

$\psi_{0,i}$  - coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;

$Q_{k,i}$  - valor característico da ação variável acompanhante  $i$ .

**ii. Combinação rara de ações:**

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Em que:

$E_d$  - valor de cálculo do efeito das ações;

$G_{k,j}$  - valor característico da ação permanente  $j$ ;

$\psi_{0,i}$  - coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;

$Q_{k,1}$  - valor característico da ação variável de base de combinação 1;

$Q_{k,i}$  - valor característico da ação variável acompanhante  $i$ .

Os coeficientes de redução  $\psi$  adotados são os definidos na tabela seguinte.

**Tabela 18 - Coeficientes de redução.**

Ação	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecargas	0,70	0,50	0,30

Em Portugal, as verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) em situações persistentes ou transitórias devem ser efetuadas utilizando a Abordagem de Cálculo 1.



Assim, no presente projeto considerou-se a abordagem de cálculo 1 nos seguintes elementos:

- Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1 ..... (caso geral)
- Combinação 2: A2 “+” M2 “+” R1 ..... (caso geral)

Para a verificação da segurança aos estados limite serão considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações, de acordo com o estipulado nas normas EN1990 e EN1991 e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes estados limites. Os valores dos referidos coeficientes apresentam-se nas tabelas seguintes:

**Tabela 19 - Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.**

Ação		Símbolo	STR/GEO	
			A1	A2
Permanentes	Desfavorável	$\gamma_G$	1,35	1,00
	Favorável		1,00	1,00
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00

**Tabela 20 - Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno.**

Parâmetro do solo	Símbolo	STR/GEO	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas	$\gamma_{\psi'}$	1,00	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{Su}$	1,00	1,40
Peso volúmico	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

**Tabela 21 - Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das resistências do terreno.**

Resistência	STR/GEO	
	Símbolo	R1
Capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação	$\gamma_{R,v}$	1,00

**Tabela 22 - Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os estados limites últimos.**

Material	Símbolo	Situações persistentes e transitórias
Aço em construção metálica	$\gamma_{M0}$	1,0
Aço em construção metálica	$\gamma_{M1}$	1,0

Para a verificação da segurança ao estado limite de levantamento global (UPL) serão considerados os valores dos coeficientes parciais de segurança:

**Tabela 23 - Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.**

Ação		Símbolo	UPL
Permanentes	Desfavorável	$\gamma_{G,dst}$	1,00
	Favorável	$\gamma_{G,stab}$	0,90
Variável	Desfavorável	$\gamma_{Q,dst}$	1,50

**Tabela 24 - Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno.**

Parâmetro do solo	Símbolo	UPL
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas <sup>a)</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{Su}$	1,40
<sup>a)</sup> Este coeficiente é aplicado a $\tan \phi'$		

Para a verificação da segurança ao estado limite de levantamento hidráulico (HYD) serão considerados valores dos coeficientes parciais de segurança:

**Tabela 25 - Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.**

Ação		Símbolo	HYD
Permanentes	Desfavorável	$\gamma_{G,dst}$	1,35
	Favorável	$\gamma_{G,stab}$	0,90
Variável	Desfavorável	$\gamma_{Q,dst}$	1,50

Os valores dos coeficientes parciais dos materiais para a verificação dos estados limites de utilização são iguais à unidade.

A verificação de segurança em relação aos estados limites últimos estruturais é garantida com base na seguinte condição:

$$S_d \leq R_d$$

em que  $S_d$  e  $R_d$  se designam respetivamente os valores de dimensionamento do esforço atuante e do esforço resistente.

Na consideração de um estado de limite de rotura ou de deformação excessiva de um elemento estrutural ou do terreno (STR ou GEO) deve ser feita a verificação de que:

$$E_d \leq R_d$$

em que  $E_d$  e  $R_d$  se designam respetivamente o valor de cálculo do efeito das ações e da capacidade resistente em relação a uma ação.

Na verificação dos estados limites de utilização no terreno ou numa seção, elemento ou ligação estruturais deve ser satisfeita a expressão:

$$E_d \leq C_d$$

em que  $E_d$  e  $C_d$  se designam respetivamente o valor de cálculo do efeito das ações e o valor limite de cálculo do critério relevante de aptidão para a utilização. A avaliação dos deslocamentos verticais e horizontais para uma estrutura de contenção é realizada considerando a combinação característica.

#### 11.4 Verificação da segurança aos estados limites últimos (ELU)

A verificação da segurança aos estados limites dos elementos de betão armado e elementos metálicos encontra-se resumida na tabela seguinte e será efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1 e NP EN 1993-1. As verificações relativas à capacidade resistente do terreno de fundação serão realizadas de acordo com as disposições da NP EN 1997.

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência da estrutura de contenção foram realizadas as seguintes verificações de segurança para as situações que se revelaram mais condicionantes:

- Estado limite último de resistência à flexão da estrutura de contenção e chapas de fixação;
- Estado limite último de resistência ao esforço transversal da estrutura de contenção e chapas de fixação;
- Estado limite último de capacidade resistente do terreno de fundação;
- Estado limite último de resistência à flexão das vigas de distribuição metálicas;
- Estado limite último de resistência à encurvadura dos escoramentos metálicos em flexão composta com compressão;
- Perda de estabilidade local das paredes da vala durante a escavação dos painéis de parede moldada;
- Perda de estabilidade global da vala executada para a parede moldada;
- Estado limite de levantamento global;
- Estado limite de levantamento hidráulico.

#### 11.5 Verificação da segurança aos estados limites de utilização (ELS)

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

- Verificação do estado limite de deformação
  - a) Limitação da deformação da estrutura de contenção a  $l/250$  para a combinação de ações quase permanente.

## 12 PROJECTO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES

### 12.1 Metodologia De Cálculo

A determinação dos esforços de dimensionamento e dos deslocamentos será realizada por modelos numéricos de elementos finitos.

Os modelos a adotar seguem o método das reações hiperestáticas, sendo a interação solo-estrutura considerada através de molas com comportamento elástico perfeitamente plástico, permitindo compressões sem limite assinalável, mas não permitindo trações, recorrendo-se a análises fisicamente não-lineares para a obtenção dos esforços devidos aos carregamentos regulamentares apresentados no presente documento.

A estrutura definitiva do túnel será modelada segundo a sua linha média com elementos do tipo “frame” com recurso ao programa de cálculo “SAP2000”. O módulo de reação (k) dos apoios elástico-plásticos será estimado a partir do módulo de deformabilidade (E) e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) dos complexos geomecânicos interessados.

Com base nos esforços obtidos, serão realizadas as verificações de segurança dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos de rotura e aos estados limites de utilização referidas abaixo. Os esforços resistentes serão, em geral, determinados a partir de folhas de cálculo ou, em alternativa, a partir de programas de cálculo automático.

A análise sísmica realizada, foi baseada na abordagem de deslocamentos sísmicos. De forma a obter os deslocamentos impostos à estrutura devido à ação sísmica, foi realizado um modelo 2D, em elementos finitos através do programa de cálculo SAP 2000, para análise dos efeitos de interação solo-estrutura com base em modelos lineares, em que as propriedades do solo, tanto de rigidez como de amortecimento, são calibradas tendo em conta a amplitude de deslocamentos expectáveis no solo no “free-field”.

### 12.2 Ações Consideradas

#### 12.2.1 Ações Estáticas

Ao nível da laje de cobertura do túnel considerou-se uma sobrecarga correspondente ao peso de solo tendo em conta a altura de solo sobre a laje de cobertura do túnel e admitindo um valor de peso volúmico do aterro de 20 kN/m<sup>3</sup>. Adicionalmente, considerou-se uma sobrecarga de 50kN/m<sup>2</sup> com degradação em profundidade de 10kN/m<sup>2</sup> por metro de aterro. No que respeita ao impulso hidrostático, considerou-se o nível freático à cota +2,0 m.

Para o dimensionamento estrutural dos elementos definitivos, tendo em consideração o faseamento construtivo e a amplitude dos movimentos necessários para a mobilização do estado de impulso ativo, conforme definido no Anexo C.3 da NP EN 1997-1:2010, para as unidades terrosas associadas ao miocénico e ao complexo vulcânico de Lisboa adotou-se um coeficiente de impulso horizontal ponderado entre o estado ativo ( $K_a$ ) e o estado em repouso ( $K_0$ ).

Tabela 26 – Ações de dimensionamento

Ações	Valor/Observação	Valor dos coeficientes $\psi$
<b>CARGAS PERMANENTES</b>	–	–
Peso próprio (PP)	$\gamma_{\text{betão}} = 25 \text{ kN/m}^3$	–
<b>RESTANTES CARGAS PERMANENTES</b>	–	–
Impulsos do solo – ( $I_{\text{at}}$ )	$\gamma_{\text{solo}} \times H \times K^*$ $K^* = \text{valor ponderado do coeficiente de impulso (ver Nota A)}$	–
Impulsos hidrostáticos – ( $I_{\text{w,ger}}$ )	$\gamma_{\text{água}} = 10 \text{ kN/m}^3$ NF à cota 2,0m.	–
Impulsão na laje de fundo – ( $P_{\text{w,laje_fundo}}$ )	$P_w = H \times \gamma_{\text{água}}$ $H = \text{desnível de água}$ $\gamma_{\text{água}} = 10 \text{ kN/m}^3$	–
Peso do aterro sobre as lajes de cobertura ( $P_{\text{at}}$ ):	$P_{\text{at}} = H \times \gamma_{\text{aterro}}$ $H = \text{altura de aterro m, } \gamma_{\text{aterro}} = 20 \text{ kN/m}^3$	–
<b>CARGAS VARIÁVEIS</b>	–	–
Carga de ocupação à superfície (SC_ger)	SC = 50 kN/m <sup>2</sup> com degradação em profundidade de 10kN/m <sup>2</sup> por casa 1m de aterro.	$\Psi_0 = 0,7; \Psi_1 = 0,7; \Psi_2 = 0,6$
Sobrecarga de utilização do ML (SC_ML)	SC_ML conforme caderno de encargos	$\Psi_0 = 0,7; \Psi_1 = 0,7; \Psi_2 = 0,6$

Na Tabela 27 resumem-se os valores dos coeficientes de impulso das unidades terrosas adotados para o cálculo estrutural. Estes valores serão confirmados/ajustados numa fase posterior do projeto, tendo em consideração os resultados da prospeção geotécnica complementar, garantindo-se também que, em qualquer caso, não serão inferiores aos diagramas de impulsos obtidos no final da escavação nos modelos de elementos finitos desenvolvidos para o dimensionamento das contenções provisórias.

Tabela 27 – Parâmetros para cálculo dos impulsos de terreno na estrutura definitiva

Un.	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$\phi'$	$K_0$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[-]
At	18	19	25	0,58
a(ar)	18	19	34	0,44
a(ag)	19	20	20	0,66
M(ag)	21	22	30	1

### 12.2.2 Fluência e Retração

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 no cálculo dos esforços e flechas com os seguintes parâmetros:

- Fluência – Foi adotado um coeficiente de fluência de  $\varphi = 2,5$ . (Humidade relativa média de 70% e temperatura ambiente de 20°C);
- Retração uniforme  $-\varepsilon_{cs} = -15 \times 10^{-5}$  ou seja, equivalente a um abaixamento lento e uniforme de temperatura de 15°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:  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .

### 12.2.3 Variação Uniforme da Temperatura

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:  $T_{\min} = 0$  °C e  $T_{\max} = 40$  °C. Tratando-se de uma estrutura enterrada tem-se que  $T_1 = 25$  °C,  $T_2 = 18$  °C,  $T_7 = 15$  °C e  $T_9 = 8$  °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°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  $\alpha = 10 \times 10^{-6}/\text{°C}$ .

### 12.2.4 Ações Dinâmicas

A ação sísmica foi definida de acordo com a NP EN 1998-1 para a zona de Lisboa (zona sísmica 1.3 e 2.3) considerando o tipo de solo definido no capítulo 6.2.

O valor da aceleração sísmica,  $a_g$ , é determinado pela expressão apresentada no ponto 3.2.1 (3) do EC8:  $a_g = \gamma_I \times a_{gr}$ ; em que  $\gamma_I$  é o coeficiente de importância que multiplica a aceleração sísmica de referência para um solo tipo A (rocha),  $a_{gr}$ .

O coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , foi calculado, tendo em consideração o período de vida útil da estrutura, de acordo com os pontos 2.1(3) e 2.1(4) do EC8, considerando uma probabilidade de excedência de 10% em 100 anos:

$\gamma_I = (T_{LR}/T_L)^{(-1/k)}$ , em que:

- $T_L = 100$  anos e  $T_{LR} = 50$  anos,
- $K$  é um expoente que, de acordo com o ponto NA 4.2.5 (5) P do anexo nacional do EC8, toma os seguintes valores:  $k = 1,5$  para o sismo tipo 1, e;  $k = 2,5$  para o sismo tipo 2.

**Tabela 28 – Quantificação da ação sísmica**

	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	Observação
$a_{gr} (m/s^2) =$	1,500	1,700	Quadro NA.I do EC8-1 (zona sísmica 1.3 e 2.3)
expoente $k =$	1,50	2,50	Ponto 2.1(4) e NA 4.2.5 (5) P do EC8
$\gamma_I =$	1,59	1,32	Ponto 3.2.1(3) do EC8
$a_g (m/s^2) =$	2,38	2,24	Aceleração à superfície para um terreno tipo A (rocha)

### 12.2.5 Ação Acidental de 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 capítulo 5 da EN 1992 1-2 são em geral inferiores aos mínimos necessários para garantir os requisitos de durabilidade. Na Tabela 12 estão representados os valores dos recobrimentos adotados para cada elemento estrutural com vista a garantir o requisito de durabilidade e de resistência ao fogo.

## 12.3 Combinações de Ações

### 12.3.1 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:

### 12.3.1.1 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.

$\gamma_{Gi}$  – 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  $i$ .

### 12.3.1.2 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  $(\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) S_{Q,1}$  é definido em função da situação de projeto acidental correspondente (choque, incêndio ou a sobrevivência após uma situação de acidente).

### 12.3.1.3 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;

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

### 12.3.2 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:

12.3.2.1 Combinação Característica de ações:

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

12.3.2.2 Combinação Frequente:

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

12.3.2.3 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.
- $\psi_1$  e  $\psi_2$  – Valores reduzidos da ação variável  $j$ .

## 12.4 Combinações de Ações Consideradas

Apresentam-se na Tabela 29 as combinações de ações consideradas no projeto da estrutura definitiva do túnel.

**Tabela 29 – Combinações de ações e cenários de cálculo**

Combinações	PP	$I_{at}$	$I_{w\_ger}$	$P_{w\_laje\_fu}$ ndo	$P_{at}$	SC_ger	SC_ML	Sismo $\Delta u$
ELU-estático1	1.35	1.50	-	-	1.50	-	-	-
ELU-estático2	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	-	-	-
ELU-estático3	1.35	1.50	-	-	1.50	1.50	1.50	-
ELU-estático4	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	-
ELU-estático5	1.35	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	-
ELU-Sismo	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	1.00

ELS-Característica	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-
ELS-Frequente	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	-
ELS-Quase_permanente	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	-
PP – Peso próprio lat – Impulsos do solo lw,ger – Impulsos hidrostáticos Pw_laje_fundo – Impulso hidrostático ascendente laje de fundo SC_ger – Sobrecarga de ocupação à superfície SC_ML – Sobrecarga de utilização do ML								

## 12.5 Critérios de Verificação da Segurança

### 12.5.1 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 as ações e aos materiais. Foram realizadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condicionantes:

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

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

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

$$S_d \leq S_r$$

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

### 12.5.2 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
- 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.

### 13 MONITORIZAÇÃO DA FASE DE OBRA

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.

A monitorização em fase de obra será desenvolvida de acordo com um Plano de Instrumentação e Observação que se encontra definido no Volume III do presente projeto.

## 14 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As soluções apresentadas foram desenvolvidas a partir dos elementos base, citados no capítulo 2, assim como nos pressupostos igualmente referidos no presente documento. Neste contexto, conforme prática corrente em intervenções com o enquadramento geológico e geotécnico da presente, todos os elementos de base e todos os pressupostos considerados deverão ser confirmados nas fases seguintes do estudo. Qualquer retificação dos mesmos determinará a necessidade de averiguar as suas consequências ao nível da segurança das soluções propostas e, se justificável, proceder à sua revisão. Neste âmbito, consideram-se particularmente importantes os seguintes aspetos:

- a) A confirmação do zonamento geológico-geotécnico e hidrogeológico e confirmação das características geomecânicas dos terrenos interessados pela intervenção, para tal considera-se particularmente relevante a análise dos materiais recolhidos durante a escavação e furação;
- b) Relacionado com o ponto anterior, a confirmação da viabilidade de, durante as operações de escavação, a água que vier a afluir ao interior do recinto de escavação poder vir a ser bombeada através de dispositivos convencionais, sem pôr em risco a integridade das estruturas e infraestruturas vizinhas;
- c) Confirmação de todos os serviços afetados, localizados na vizinhança do recinto de intervenção, e que possam vir a interferir com a execução das soluções e os trabalhos da obra, através do levantamento prévio dos mesmos;
- d) Confirmação da compatibilização das soluções propostas com as definidas no âmbito dos trabalhos das restantes especialidades em particular: Arquitetura, Estruturas e Drenagem.
- e) Os comprimentos da cortina de estacas, com a função de elemento de contenção e de limitação da afluência de água ao interior do recinto da escavação, deverão ser confirmados no decorrer dos trabalhos de furação de forma a garantir o respetivo encastramento nas formações de baixa permeabilidade, compatível com a afluência de caudais ao interior do recinto de escavação controláveis através de dispositivos de bombagem convencionais, sem por em risco a indispensável segurança das estruturas e infraestruturas vizinhas.

## 15 COLABORAÇÃO

Neste documento colaboraram os seguintes técnicos da JETsj e da Coba:

- Rui Tomásio – Coordenador Geral;
- Sandra Ferreira – Coordenadora Geral;
- Catarina Fartaria – Coordenadora de Geotecnia;
- Carlos Martins – Coordenador de Estruturas.
- Francisco Bernardo – Engenheiro Civil