

7. Estes perfis são posteriormente montados em suportes (garras) em alumínio fundido (acabamento macio), pintados a RAL 9006, existindo lâmpadas fluorescentes compactas nas áreas a serem iluminadas e fechos acionados de um só ponto através de uma barra de ligação
8. Na parte inferior e ao longo das faces de alguns destes sinais, deve ser colocada uma tira com 35mm de altura em vinil autocolante 3M opaco, em conformidade com as estações e Linhas a que se destinam (Azul, Amarela, verde e Vermelha), que são as seguintes cores: 3630-317 (x2) + branco, 3630-25 + branco, 3630-236 + branco e 3630-78 + branco;
9. Os sinais de friso primários têm as seguintes dimensões – 1200x250mm, 1400x250mm, 2000x250mm, 2700x250mm, 3000x250mm, 3100x250mm, 3900x250mm e 4600x250mm.
10. Cota mínima e de referência: a aresta inferior destes sinais deve ficar a 2,20 m ao pavimento.

#### **11. Características técnicas dos sinais iluminados**

Os sinais iluminados (primários suspensos, primários de parede, primários perpendiculares e frisos do cais) que ficarão localizados nos acessos, linhas de controlo, átrios e cais das diversas estações, têm as seguintes características: sempre que se verifique um pé direito superior a 2,80m do chão, os sinais a colocar nessas circunstâncias devem ficar suspensos através de calhas e suportes ao teto, por onde passarão os respetivos cabos elétricos bem como ficarão assentes os referidos sinais.

#### **Sinal secundário suspenso**

Os sinais referenciados como secundários, não são iluminados.

1. Os sinais secundários suspensos, não iluminados, têm 2 faces e serão produzidos em alumínio extrudido com revestimento no exterior a branco RAL 9003 com textos, grafismos e pictograma em vinil 3M 100-37 e 3630-147;

2. O topo/extremidade dos sinais, será produzido em alumínio fundido pintado, que deverão ser presos às extrusões de alumínio (2 faces dos sinais), através de parafusos pintados para chapa com cabeça em estrela;
3. As dobradiças e fechos serão em aço inoxidável;
4. A tampa da caixa de será em chapa zincor 1,5mm pintado a RAL 7016 com 40% de brilho;
5. Todos os fechos serão acionados a partir de um só ponto, através de uma barra de ligação;
6. Os sinais primários suspensos terão a seguinte dimensão 1400x250mm, 1500x250mm, 1700x250 e 2000x250mm;
7. Cota mínima e de referência: a aresta inferior destes sinais deve ficar a 2,50 m ao pavimento.

#### IV. Sinal secundário montado na parede

Os sinais referenciados como secundários, não são iluminados.

1. Sinal secundário montado na parede, não iluminado, com 1 (uma) face, produzido em alumínio extrudido com revestimento no exterior branco RAL 9003, pictogramas, grafismos e textos em vinil recorte 3M 3630-147 e 3630-137;
2. O topo/extremidade dos sinais será produzido em alumínio fundido pintado e soldado ao perfil;
3. As dobradiças e fechos serão em aço inoxidável;
4. Todos os fechos serão acionados a partir de um só ponto, através de uma barra de ligação;
5. A tampa da caixa do sinal será em chapa zincor 1,5mm pintado a RAL 7016 com 40% de brilho;
6. Os sinais secundários de parede terão as seguintes dimensões – 250x250mm, 1400x250, 1650x250mm, 1700x250mm e 2000x250mm;
7. Cota mínima e de referência: a aresta inferior destes sinais deve ficar a 2,20 m ao pavimento.

## V. Sinal terciário (de emergência) suspenso do teto

Os sinais referenciados como terciários, não são iluminados.

1. Sinal terciário montado na parede, não iluminado, com 1 (uma) face, produzido em alumínio extrudido, pintado a vermelho RAL 3000, com o pictograma (extintor | mangueira) em vinil autocolante foto luminescente ORACAL oralux 9000;
2. O topo/extremidade dos sinais será produzido em alumínio fundido pintado e soldado ao perfil;
3. As dobradiças e fechos serão em aço inoxidável;
4. Todos os fechos serão acionados a partir de um só ponto, através de uma barra de ligação;
5. A tampa da caixa do sinal será em chapa zincor 1,5mm pintado a RAL 7016 com 40% de brilho;
6. Os sinais secundários de parede terão as seguintes dimensões – 250x250mm;
7. Cota mínima e de referência: a aresta inferior destes sinais deve ficar a 2,50 m ao pavimento.

## VI. Sinal terciário (de emergência) montado na parede

Os sinais referenciados como terciários, não são iluminados.

1. Sinal terciário montado na parede, não iluminado, com 1 (uma) face, produzido em alumínio extrudido, pintado a vermelho RAL 3000, com o pictograma (extintor | mangueira) em vinil autocolante foto luminescente ORACAL oralux 9000;
2. O topo/extremidade dos sinais será produzido em alumínio fundido pintado e soldado ao perfil;
3. As dobradiças e fechos serão em aço inoxidável;
4. Todos os fechos serão acionados a partir de um só ponto, através de uma barra de ligação;

- 
5. A tampa da caixa do sinal será em chapa zincor 1,5mm pintado a RAL 7016 com 40% de brilho;
  6. Os sinais secundários de parede terão as seguintes dimensões – 250x250mm;
  7. Cota mínima e de referência: a aresta inferior destes sinais deve ficar a 2,20 m ao pavimento.

### 6.3. Moldes e Fieiras

- I. **Moldes:** algumas peças de mobiliário recorrem a elementos moldados. Todos os moldes devem ser garantidos pelo fornecedor qualquer que seja a técnica de moldagem que tenha de ser adotada.
- II. **Fieiras:** todos os sinais recorrem a extrusões de alumínio. Algumas peças de mobiliário também recorrem a extrusões de alumínio.

As respetivas fieiras e extrusões dos diversos perfis têm de ser assegurados pelo fornecedor

Lisboa, Outubro de 2024

---

Miguel Saraiva, arq.to (O.A. 5500)

---

## 7. ANEXOS

### 7.1. Siglas e acrónimos

#### I. Mobiliário urbano

B - Banco

CLC - Caixote lixo encastrado ao chão

CLC/C - Caixote lixo encastrado ao chão c/ cinzeiro CLC/D - Caixote lixo encastrado ao chão duplo

CLE - Caixote lixo encastrado na parede CLS - Caixote lixo saliente

CLS/C - Caixote lixo saliente c/ cinzeiro

DLE C - Diagrama da linha específica ao chão simples DLE C/D - Diagrama da linha específica ao chão dupla DLE P - Diagrama da linha específica parede

DLE S - Diagrama da linha específica suspensa simples DLE S/D - Diagrama da linha específica suspensa dupla FLAP 300 - Unidade de passagem estreita

FLAP 500 - Unidade de passagem larga M - Mupi

MAVT - Máquina automática de venda de títulos PA - Ponto de Ajuda

PCC A0/D - Painel cartaz chão A0 duplo

PCC A0A1 - Painel cartaz ao chão A0A1 simples

PCC A0A1/D - Painel cartaz ao chão A0A1 duplo PCC A0A1A0 - Painel cartaz ao chão A0A1A1 aberto PCP A0 - Painel cartaz de parede A0

PCP A1 - Painel cartaz de parede A1 PE - Porta de emergência

PL - Pilar de entrada

OS - Painel de superfície (murete) OS - Porta de serviço

PS/C - Painel de superfície ao chão

PS/C A0A1A0 - Painel cartaz chão A0A1A1 aberto PS/P - Painel de superfície parede

PS/P A0A1A0 - Painel cartaz parede A0A1A1 aberto SP - Sinal de parede

---

TP - Topo do pilar

## II. Sinalética

B - Bandeira F - Friso

FE - Friso de Emergência P - Sinal de parede

PE - Sinal de parede de emergência S - Sinal suspenso

SE - Sinal suspenso de emergência

## III. Informação ao cliente

AID - Área de influência da estação DEL - Diagrama específico da linha

DELv - Diagrama específico da linha vertical DR - Diagrama de rede

IV - Informação de viagem IT - Informação tarifária MC - Mapa da cidade













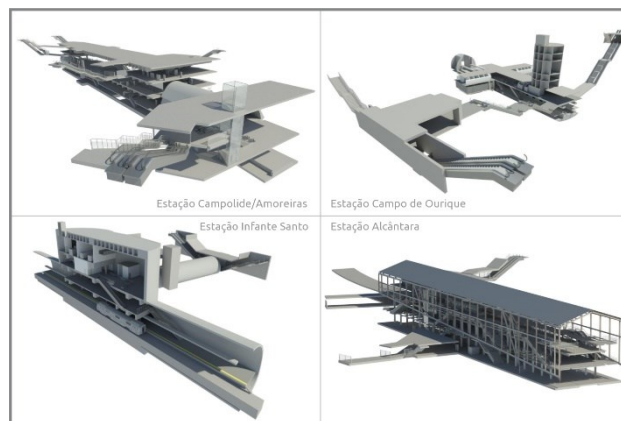


# METRO DE LISBOA

## PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA

### EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO

#### PROJETO DE EXECUÇÃO



#### TOMO V – ESTAÇÕES

#### VOLUME 3 – ESTAÇÃO INFANTE SANTO

#### MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA. SUPORTE PRIMÁRIO

<b>Documento SAP:</b>	LVSSA MSA PE STR EST IS MD 084000 0
-----------------------	-------------------------------------

	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	Jorge Bento Mário Unas Sofia Casanova		2024-10-03
Revisto / Verificado	Rui Rodrigues Gonçalo Mateus Sandra Ferreira Cristina Costa		2024-10-03
Coordenador Projeto	Raúl Pistone		2024-10-03
Aprovado	Raúl Pistone		2024-10-03

	Nome	Assinatura	Data
Gestor Projeto	Raúl Pistone		2024-10-03

## Índice

1	OBJETIVO E ÂMBITO .....	5
2	DADOS DE ENTRADA .....	5
2.1	Documentos do programa preliminar .....	5
2.2	Estudo Prévio apresentado em fase de concurso.....	5
2.3	Levantamento topográfico complementar.....	6
3	CONDICIONAMENTOS ao projeto .....	6
3.1	Traçado .....	6
3.2	Geológicos e Geotécnicos .....	6
3.3	Desvios de Circulação .....	6
3.4	Ocupação de Superfície e de Subsolo .....	6
3.5	Interferências.....	7
3.6	Implantação .....	7
3.7	Segurança.....	8
3.8	Arquitetónicos.....	8
3.9	Compatibilidade com as Outras Especialidades .....	8
3.10	Ambiente.....	9
4	REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE .....	9
5	MATERIAIS.....	10
6	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO .....	11
6.1	Tempo de Vida Útil .....	11
6.2	Classificação da Obra de Acordo com a sua Importância .....	12
6.3	Classificação do Tipo de Terreno segundo a NP EN 1998.....	12
6.4	Classe de Inspeção .....	14
6.5	Classe de Fiabilidade .....	14
6.6	Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas.....	15
6.6.1	Estações subterrâneas.....	15
6.6.2	Requisitos legais de proteção de águas subterrâneas .....	16
7	SITUAÇÕES DE PROJETO.....	16
7.1	Persistentes.....	16

7.2	Transitórias .....	16
7.3	Acidentais.....	16
7.4	Sísmica .....	16
8	DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO CONSTRUTIVA .....	17
9	FASEAMENTO CONSTRUTIVO .....	20
10	PROJETO GEOTÉCNICO DO SUPORTE PRIMÁRIO .....	23
10.1	Metodologia de Cálculo .....	23
10.2	Metodologia de verificação da segurança .....	25
11	AÇÕES CONSIDERADAS .....	26
12	COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITE E ABORDAGENS DE CÁLCULO .....	26
12.1	Modelos de interação solo-estrutura .....	29
12.2	Faseamento construtivo dos modelos.....	29
13	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA .....	35
13.1	Descrição geral.....	35
13.2	Estado Limite Último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas.....	36
13.3	Estado limite último de resistência ao esforço transverso/corte do revestimento em betão projetado .....	39
13.4	Estado limite último de resistência em flexão composta das cambotas.....	39
13.5	Estado limite último de resistência ao esforço transverso/corte das cambotas.....	40
13.6	Estado limite de utilização – deslocamentos e convergências da secção .....	40
13.7	Estado limite de utilização dos assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação subterrânea.....	41
14	RESULTADOS DAS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA .....	41
14.1	Estado limite último de resistência em flexão composta do suporte primário.....	41
14.2	Estado limite último de resistência ao esforço transverso/corte do suporte primário ...	45
14.3	Estado limite último de resistência à tração das pregagens.....	48
14.4	Estado limite último de resistência aos esforços axiais em microestacas.....	50
14.5	Estado limite último de resistência à encurvadura dos escoramentos em betão armado	
	51	
15	PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO.....	52
16	INTERFERÊNCIAS .....	52

---

16.1	.....	
Enquadramento .....		52
16.2..... Estado do edificado, incluindo património, das infraestruturas enterradas e das infraestruturas ferroviárias .....		53
16.2.1 Atividades realizadas .....		53
16.2.2 Edifícios.....		53
16.3	.....	
Medidas de mitigação .....		55
17 AVALIAÇÃO DE DANOS.....		55
18 REDE DE TERRAS.....		55



## 1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível de **Projeto de Execução**, da **Memória Descritiva e Justificativa da obra da Estação Infante Santo** focando o **Suporte Primário e o respetivo Faseamento Construtivo**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, que é parte integrante do **Tomo V – Estações do Volume 3 – Estação Infante Santo**.

## 2 DADOS DE ENTRADA

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

### 2.1 Documentos do programa preliminar

- Procedimento – Proc. n.º 125/2022-DLO/ML;
- Programa Preliminar, Tomo IV – Estruturas, Volume 3 – Estações, 3 – Estação Infante Santo:
  - Memória Descritiva e Justificativa - “LVSSA ML PP STR EST EIS MD 084000 0”;
  - Peças Desenhadas (“LVSSA ML PP STR EST EIS DW 084001 A” a “LVSSA ML PP STR EST EIS DW 084115 0”);
- Respostas aos Esclarecimentos do procedimento “Resposta Esclarecimentos\_Proc. 125\_2022”

### 2.2 Estudo Prévio apresentado em fase de concurso

- Memória Descritiva e Justificativa da Estação: Tomo IV – Volume 3 – Estações “LVSSA CBJ EP STR EST EIS MD 084000 0” e “LVSSA CBJ EP STR EST EIS MD 084001 0”;
- Notas de cálculo: Tomo IV – Volume 3 – Estações “LVSSA CBJ EP STR EST EIS MD 084002 0”, “LVSSA CBJ EP STR EST EIS MD 084003 0” e “LVSSA CBJ EP STR EST EIS MD 084004 0”;
- Peças desenhadas da estação: Tomo IV – Volume 3 – Estações “LVSSA CBJ EP STR EST EIS DW 084000 0” a “LVSSA CBJ EP STR EST EIS DW 084151 0”; “LVSSA CBJ EP STR EST EIS DW 084900 0” a “LVSSA CBJ EP STR EST EIS DW 084909 0”;
- Estudo Geológico – Geotécnico: Tomo II – Volume 2

### 2.3 Anteprojecto

## 2.4 Levantamento topográfico complementar

Onde considerado relevante, foram previstos trabalhos de levantamento topográfico clássico, que serviram de elemento base para a elaboração do Projeto.

# 3 CONDICIONAMENTOS AO PROJETO

## 3.1 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, Estudo Prévio e Anteprojeto.

O traçado da via, bem como a proximidade junto a um eixo rodoviário crítico para a mobilidade urbana, onde qualquer interrupção ou o desvio ainda que temporário causariam transtornos muito significativos, foram aspetos chave que condicionaram a implantação da estação Infante Santo.

A profundidade a que está colocado o P.B.V. (Plano Base da Via) relativamente à superfície foi parte condicionante da solução estrutural bem como do faseamento construtivo.

## 3.2 Geológicos e Geotécnicos

Os condicionamentos Geológicos e Geotécnicos, encontram-se descritos no Estudo Geológico-Geotécnico (Tomo I – Volume 6 do Projeto de Execução).

## 3.3 Desvios de Circulação

Ao longo da duração da obra os estaleiros e áreas reservadas para acesso às obras, que interfiram com a circulação existente, serão demarcadas como áreas temporárias de ocupação com os consequentes desvios de trânsito.

Os desvios de circulação são objeto de projeto autónomo, apresentado no Capítulo 09 deste Volume.

Os estaleiros são objeto de projeto autónomo, apresentado no Tomo I – Geral, Volume 9 – Estaleiros ao Longo da Linha.

Tendo em conta a localização da estação Infante Santo e dos seus respetivos acessos, não se prevê a interrupção da circulação pedonal e rodoviária nas vias principais, nem a necessidade de ocupações temporárias de arruamentos para circulação do tráfego afeto à obra com exceção dos arruamentos locais acessíveis pela Av. Infante Santo (passagem pelo pórtico do edifício sito no número 59), destinados maioritariamente a estacionamento. Os arruamentos locais serão temporariamente suprimidos para a construção do poço central da estação e posteriormente repostos no âmbito da requalificação à superfície destes espaços exteriores.

## 3.4 Ocupação de Superfície e de Subsolo

A execução a céu aberto de parte dos acessos da estação e do arranque do poço vertical interfere com as redes de infraestruturas existentes no subsolo (águas, esgotos, eletricidade,

telecomunicações e gás). As infraestruturas são objeto de desvios provisórios/definitivos ou eventual suspensão, de modo a compatibilizar-se a solução com o faseamento construtivo proposto, nomeadamente entre o Edifício Infante Santo n.º 59 e o túnel subterrâneo de acesso. Face à indisponibilidade de informação das condições de fundação das sapatas do edifício, não é possível prever com rigor a necessidade de uma intervenção especial sobre o edificado existente.

A solução proposta para intervenção de recalçamento deste edifício encontra-se apresentada no desenho LVSSA MSA PE STR EST EIS DW 084008 0 do Projeto de Execução e foi desenvolvida nesta fase após resultados da campanha complementar de prospeção, com a execução de poços no local para aferir a profundidade enterrada das ditas sapatas.

Os serviços afetados são objeto de projeto autónomo, apresentado no Capítulo 02 - Serviços Afetados, deste Volume.

Está ainda prevista a ocupação temporária do logradouro municipal para a implantação do estaleiro, cuja entrada e saída de camiões se fará pelo passeio a norte dos edifícios, junto ao parque infantil e a entrada e saída de obra pela passagem inferior do edifício.

### 3.5 Interferências

As interferências resultantes da construção da Estação de Infante Santo, necessidade de demolições, reforço de edifícios e contenções, encontram-se retratadas no Tomo I – Geral, Volume 17 – Interferências ao Longo da Linha e Volume 27 – Demolições ao Longo da Linha, deste Projeto de Execução.

As principais interferências serão objeto de estudo autónomo, apresentado nos desenhos de identificação de interferências e em memória específica.

Onde aplicável, serão apresentados os projetos de demolição e reforço de edifícios afetados pela execução da Estação de Infante Santo.

### 3.6 Implantação

A implantação da obra respeita integralmente os requisitos definidos no Programa Preliminar, tendo os mesmos sido também desenvolvidos em fase de Estudo Prévio, Anteprojecto e Projeto de Execução.

Tendo em conta o recobrimento da estação, foi efetuado um levantamento cuidadoso das interferências identificadas de modo a mitigar os danos associados à execução da obra.

A implantação do corpo principal da estação será realizada por dois poços localizados em paralelo ao eixo da Av. Infante Santo.

Sobre a área da escavação a céu aberto será previsto estacionamento para cumprir o previsto no caderno de encargos deste procedimento.

A partir do poço central existe uma galeria de acesso que liga à Avenida Infante Santo, a mesma divide-se em dois acessos, um com escada fixa e outro com escadas mecânicas.

No conjunto do estacionamento existe uma escada de acesso, que conta com um elevador e uma escada fixa à cota +57,30 m.

### 3.7 Segurança

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

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

Estes princípios que devem nortear a ação de todos os intervenientes durante todo o processo de construção serão respeitados no desenvolvimento do presente Projeto, sendo nesta fase que se inicia a elaboração do respetivo Plano de Segurança e Saúde.

### 3.8 Arquitetónicos

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

### 3.9 Compatibilidade com as Outras Especialidades

O presente projeto está compatibilizado com o projeto de Arquitetura e com as restantes especialidades:

- Tomo I – Geral, Volume 2 – Traçado;
- Tomo I – Geral, Volume 3 – Via Férrea;
- Tomo I – Geral, Volume 4 – Coluna Seca;
- Tomo I – Geral, Volume 5 – Topografia;
- Tomo I – Geral, Volume 6 – Estudo Geológico/Geotécnico;
- Tomo V – Estações, Volume 3 – Estruturas;
- Tomo V – Estações, Volume 3 – Fluídos;
- Tomo V – Estações, Volume 3 – Energia;
- Tomo V – Estações, Volume 3 – Mecânica;
- Tomo V – Estações, Volume 3 – Segurança Contra Incêndios;
- Tomo V – Estações, Volume 3 – Outras especialidades.

O presente Projeto de Execução encontra-se compatibilizado com os requisitos técnicos do ML, como o caderno de encargos técnico e os demais requisitos definidos no procedimento.

### 3.10 Ambiente

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

## 4 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 1994 – Projeto de Estruturas mistas Aço-Betão (EC4);
- NP EN 1997 – Projeto Geotécnico (EC7);
- NP EN 1998 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8);
- fib Model Code 2010 for Concrete Structures;
- Normas de Projeto de estruturas do Metropolitano de Lisboa.

Serão ainda consideradas as seguintes normas de execução:

- NP EN 206 – Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- NP EN 13670-1 - Execução de estruturas de betão. Parte 1: Regras Gerais;
- NP EN 14199 – Execução de obras geotécnicas especiais: Microestacas;
- NP EN 1537 - Execução de obras geotécnicas especiais: Ancoragens no terreno;
- EN ISO 22447-5 – Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 5: Testing of grouted anchors;
- EN 1536 - Execution of Special Geotechnical Works: Bored piles;
- EN 14490 - Execution of Special Geotechnical Works: Soil nailing;

- NP EN 197-1 - Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes;
- NP EN 197-2 - Cimento. Parte 2: Avaliação de conformidade;
- NP EN 13251 - Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização em obras de terraplenagem, fundações e estruturas de suporte;
- NP EN 14487-1 - Betão projetado. Parte 1: Definições, especificações e conformidade;
- NP EN 14487-2 - Betão projetado. Parte 2: Execução;
- NP EN 14889-1 - Fibras para betão - Parte 1: Fibras de aço - Definições, especificações e conformidade;
- NP EN 14488-5 -Ensaio do betão projetado - Parte 5: Determinação da capacidade de absorção de energia de provetes de lajes reforçadas com fibras;
- NP EN 445 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio;
- NP EN 446 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Procedimentos para injeção;
- NP EN 447 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Especificações para caldas correntes.

## 5 MATERIAIS

As características dos materiais a adotar para o suporte primário do poço e das galerias executadas pelo método NATM da Estação de Infante Santo encontram-se resumidas nas tabelas seguintes:

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

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
BETÃO	BETÃO PROJETADO (VIA HÚMIDA)	C30/37 XC 4(P) CL 0,4 DMAX.10 S5
	REGULARIZAÇÃO/ENCHIMENTO	C12/15 XC 2(P) CL 0.4 DMAX.22 S3
CALDA DE CIMENTO	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 7 DIAS	$f_{ck}$ MÍN. = 25 MPa
FIBRAS METÁLICAS	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	1500 MPa
	COMPRIMENTO (EXTREMIDADE COM GANCHO)	< 35 MM
	ESBELTEZA, L/D	65
	CLASSE DE ABSORÇÃO DE ENERGIA:	E700
PREGAGENS DE FIBRA DE VIDRO	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	$\geq$ 2000 MPa
	CARGA NOMINAL DE ROTURA	430 kN
AÇO	CHAPAS E PERFIS METÁLICOS	S 355 JR

MATERIAIS	PROPRIEDADES	
	CAMBOTAS TRELIÇADAS E PREGAGENS	A 500NR
	REDE ELETROSSOLDADA	A 500ER
	ENFILAGENS	S 355 JR
	ELEMENTOS DE FIXAÇÃO METÁLICA	CLASSE 8.8
ANCORAGENS PROVISÓRIAS	AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA (CORDÕES)	Y1860
PRANCHAS DE MADEIRA	CLASSE DE QUALIDADE	E
	CLASSE DE SERVIÇO	3
	CLASSE DE DURAÇÃO DAS AÇÕES	MÉDIA DURAÇÃO
	CLASSE DE RESISTÊNCIA PERPENDICULAR ÀS FIBRAS	C30
PREGAGENS DE TUBO EXPANSIVO	CARGA MÍNIMA DE CEDÊNCIA	Py = 130 kN
	AÇO	S 355 MC
No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no EC3 e NP EN 1090		

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

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

## 6 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

### 6.1 Tempo de Vida Útil

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

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

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

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

## 6.3 Classificação do Tipo de Terreno segundo a NP EN 1998

No que se refere à sismicidade, os sismos que afetam o território nacional têm duas fontes de geração distintas:

- Sismicidade interplaca - associada à fronteira das placas Eurasiática e Africana, gerada na Zona de fratura Açores-Gibraltar, com registo de sismos de magnitudes elevadas (1755 e 1969);
- Sismicidade intraplaca - associada a movimentos ao longo de estruturas de ressonância no interior da placa Eurasiática resultantes da acumulação de tensões e desenvolvimento de deformações, originando sismos de magnitudes moderadas (1909).

Considerando todos os sismos históricos e instrumentais registados, segundo dados compilados e interpretados pelo Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica (INMG), as intensidades sísmicas terão atingido na zona em estudo o valor IX, segundo a escala de Mercalli modificada.

De acordo com o estipulado na norma NP EN 1998-1: 2010 (EC8) e no respetivo Anexo Nacional NA, por afetação simultânea do território com perturbações dinâmicas com origem interplacas e intraplacas, a zona em análise encontra-se localizada nas Zonas Sísmicas classificadas como 1.3 e 2.3, para a Ação Sísmica Tipo 1 e Ação Sísmica Tipo 2, respetivamente.

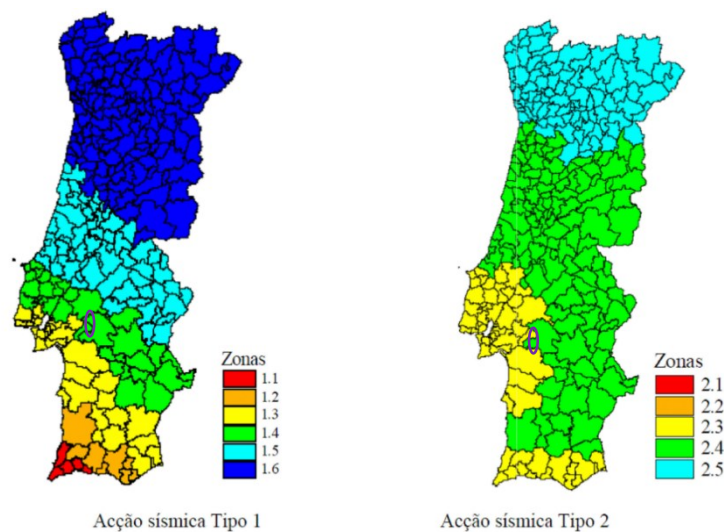


Figura 1 – Zonamento sísmico do território nacional de acordo com o Anexo Nacional NA da NP EN 1998-1:2010

Os valores da aceleração máxima de referência de projeto, para cada uma das zonas sísmicas em função dos dois tipos de atividade sísmica a considerar, são os indicados na tabela seguinte.



Tabela 1 – Aceleração máxima de referência de projeto  $a_{gR}$  ( $m/s^2$ ) nas várias zonas sísmicas

Ação sísmica tipo 1 (afastada)		Ação sísmica tipo 2 (próxima)	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ ( $m/s^2$ )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ ( $m/s^2$ )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	---	---

De acordo com este zonamento sísmico, os valores de aceleração máxima de referência a considerar na obra,  $a_{gR}$ , correspondentes a um período de retorno de 475 anos, são de  $1,5 m/s^2$  (Zona Sísmica 1.3 e Ação Sísmica Tipo 1) e de  $1,7 m/s^2$  (Zona Sísmica 2.3 e Ação Sísmica Tipo 2). Visando ter em conta a influência das condições locais do terreno na ação sísmica, o EC8 considera os tipos de terreno indicados na Tabela abaixo, para definição dos espectros de resposta elásticos a utilizar em cada zona sísmica.

Tabela 2 – Tipos de Terreno segundo o EC8

Classe de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	NSPT	$C_u$ (kPa)
A	Rocha ou formação geológica rochosa, que inclua, no máximo 5m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito densa, cascalho ou argila muito rija com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia de densidade média a elevada, de cascalho ou de argila dura, com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depósitos soltos de solos não coesivos (com ou sem ocorrência de algumas camadas coesivas brandas), ou de solos coesivos predominantemente de fraca a média consistência	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um nível aluvionar superficial com $V_s < 360$ m/s e espessura variando entre 5 e 20 m, sobrejacente a um nível mais rígido (com $V_s > 800$ m/s)	< 360		
S <sub>1</sub>	Depósitos consistindo ou contendo uma camada com pelo menos 10m de espessura – de argilas ou siltes brandos com elevado índice de plasticidade (IP > 40) e elevado teor em água	< 100 (indicativo)	-	10 – 20
S <sub>2</sub>	Depósitos de solos com potencial de liquefação, ou argilas sensíveis, ou outros perfis não incluídos nos tipos anteriores			

A classificação do tipo de terreno segundo a NP EN 1998 será feita ponderando os valores de  $N_{SPT}$  das sondagens, da coesão não drenada,  $S_u$  e das medições da velocidade das ondas de corte,  $V_s$  (m/s), obtidas diretamente dos resultados dos ensaios *in situ* (quando existentes), como os “crosshole” e SCPTu. Na fase de Projeto de Execução recorre-se à informação existente em particular aos ensaios existentes, ou seja, ensaios SPT’s.

Assim, e tendo em conta as características das unidades geológicas presentes na zona de intervenção, considera-se que em geral as formações rochosas do Complexo Carbonatado correspondem a terrenos do tipo A.

## 6.4 Classe de Inspeção

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

## 6.5 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 ECO, nomeadamente:

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

Complementarmente, tendo em consideração a fixação do tempo de vida útil de projeto de 100 anos, o plano de prospeção geológico-geotécnica complementar previsto para a empreitada, a robustez das estruturas definitivas (nomeadamente a não integração e consideração de estruturas de contenção provisória nas estruturas definitivas) e outras disposições construtivas, tais como a adoção de sistemas de impermeabilização, conjugadas com as especificações técnicas que integram as Cláusulas Técnicas do Caderno de Encargos, garante-se também a classe de fiabilidade RC3 no que se refere ao cumprimento das medidas indicadas da alínea e) acima. Nas situações omissas, que forem posteriormente identificadas, poderão ser elaboradas especificações técnicas e ensaios de verificação complementares aos já previstos no CE.

## 6.6 Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas

### 6.6.1 Estações subterrâneas

A estação subterrânea apresenta desempenho correspondente à classe 2 de BTS (2010)(1) complementada com as recomendações STUVA (Haack, 1991(2)) para a mesma classe.

O sistema de revestimento garante que a superfície interior se mantenha essencialmente seca, admitindo-se apenas, como manifestações de humidade, a existência de pequenas manchas isoladas. O contacto de mão seca com a mancha não deverá detetar água superficial. Igualmente um papel colocado sobre a mancha não deverá apresentar alteração cromática por via de absorção de água.

Esta exigência limita o influxo médio (espacial) diário de água a 0,1 litros/m<sup>2</sup> em troços com comprimento de referência de 10 m e a 0,05 litros/m<sup>2</sup> em troços com comprimento de

referência de 100 m. Para aplicação do primeiro limite, os troços de 10 m deverão ser pontuais, com caráter esporádico.

Para a circunscrição dos eventuais defeitos do sistema de impermeabilização e dos trabalhos de reparação será efetuada a compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização. A área máxima de cada compartimento será de 360 m<sup>2</sup>. A compartimentação transversal será conseguida pela solidarização de perfis extrudidos flexíveis à geomembrana impermeabilizante ao longo do perímetro das galerias. Para a eventual compartimentação longitudinal, em troços localizados, os perfis serão colocados segundo o eixo da galeria num alinhamento superior (abóbada) e em alinhamentos inferiores (juntas de betonagem no arranque dos hasteais). No poço principal aplicam-se os princípios acima enunciados relativamente à compartimentação do sistema de impermeabilização, com as devidas adaptações.

### 6.6.2 Requisitos legais de proteção de águas subterrâneas

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

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

## 7 SITUAÇÕES DE PROJETO

### 7.1 Persistentes

No dimensionamento estrutural da estação, 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.

### 7.2 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.

### 7.3 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.

### 7.4 Sísmica

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

## 8 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO CONSTRUTIVA

O suporte primário do poço central e das galerias que compõem a obra subterrânea (túnel do cais e túnel de acesso) será realizado através de escavação faseada e desfasada.

O suporte primário do poço central é composto pela instalação de pregagens sistemáticas e aplicação de betão projetado reforçado com rede eletrossoldada.

O suporte primário do túnel do cais é composto pela instalação de pregagens sistemáticas de tubo expansivo e aplicação de betão projetado reforçado com fibras metálicas.

O suporte primário do túnel de acesso será realizado em betão projetado com fibras metálicas e reforçado com cambotas metálicas treliçadas, ao abrigo de um chapéu troncocónico de enfilagens em tubo metálico.

O resumo das características dos elementos que constituem o suporte primário das diversas partes que compõem a obra da Estação Infante Santo, encontra-se indicado no Quadro 3 e Quadro 4 e as figuras ilustrativas dos elementos que compõem o suporte primário são apresentadas na Figura 2 a Figura 4.

Quadro 3 - Resumo das características do suporte primário – Poço Central

SUPORTE TIPO	Poço Central
<b>Cota +58,50m até à Cota +50,50m</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>BPR<sup>*1</sup> = 10cm</li> <li>BPRRE<sup>*2</sup> = 30cm</li> <li>Pregagens correntes L=4,0m em malha 2,0m x 2,0m</li> <li>Cambotas de cintagem TH36 ao nível das vigas de escoramento</li> </ul>
<b>Cota +50,50m até à Cota +29,06m</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>BPR<sup>*1</sup> = 10cm</li> <li>BPRRE<sup>*2</sup> = 40cm</li> <li>Pregagens correntes L=4,0m em malha 2,0m x 2,0m</li> <li>Cambotas de cintagem TH36 ao nível das vigas de escoramento</li> </ul>
<b>DRENAGEM DO SUPORTE</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Geodrenos em malha 4,0m x 4,0m</li> </ul>
<b>PARCIALIZAÇÃO DA ESCAVAÇÃO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Escavação da totalidade da área em planta dos poços A e B até ser atingido o avanço que precede aquele cuja base interessa a cota inferior das vigas de escoramento.</li> <li>Escavação de trincheira na zona das vigas de escoramento.</li> <li>Continuação da escavação da totalidade da área em planta dos poços A e B após construção das vigas de escoramento.</li> <li>A parcialização da escavação do poço central deve ser coordenada com a parcialização da escavação do túnel do cais e do túnel de acesso.</li> </ul>
<b>AVANÇOS DE ESCAVAÇÃO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>2,0m</li> </ul>

NOTAS:

\*1 BPR – Betão projetado simples de regularização

\*2 BPRRE – Betão projetado reforçado com rede eletrossoldada

Quadro 4 - Resumo das características do suporte primário – Túneis

SUPORTE TIPO	Túnel do Cais	Túnel de Acesso
--------------	---------------	-----------------

<b>SUSTIMENTO DA CALOTE</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>BPRFM<sup>*1</sup> = 25cm.</li> <li>Pregagens de tubo expansivo L=4,0m em malha 2,0m x 2,0m.</li> <li>Pregagens de frente em fibra de vidro (perfil Y) com L=12,0m em malha 2,0m x 2,0m com sobreposição mínima de 4m entre fiadas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>BP<sup>*1</sup> = 25cm.</li> <li>Cambotas treliçadas P95-30-36 // 1,0m.</li> <li>Chapéu troncocónico de enfilagens metálicas L=12,0m com 4,0m de sobreposição.</li> <li>Pregagens de frente em fibra de vidro (perfil Y) com L=12,0m em malha 1,5m x 1,5m com sobreposição mínima de 4m entre fiadas.</li> </ul>
<b>SUSTIMENTO DO 1.º REBAIXO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>BPRFM<sup>*1</sup> = 25cm</li> <li>Pregagens de tubo expansivo L=4,0m em malha 2,0m x 2,0m</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>BPRFM<sup>*1</sup> = 20cm</li> </ul>
<b>SUSTIMENTO DO 2.º REBAIXO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>BPRFM<sup>*1</sup> = 25cm</li> <li>Pregagens de tubo expansivo L=4,0m em malha 2,0m x 2,0m</li> <li>Soleira: BPRFM<sup>*1</sup> = 20cm</li> </ul>	
<b>DRENAGEM DO SUPORTE</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Geodrenos L=3,0m em malha 4,0m x 4,0m</li> <li>Geodrenos na frente de escavação L=9,0m</li> </ul>	Geodrenos pontuais (onde aplicável)
<b>PARCIALIZAÇÃO DA ESCAVAÇÃO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>5 Fases (zona central e "side drifts" na calote; "side drifts" e núcleo central no 1.º rebaixo; 2.º rebaixo)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>2 Fases (calote e rebaixo)</li> </ul>
<b>AVANÇOS DE ESCAVAÇÃO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Calote = 2,0m</li> <li>1.º Rebaixo = 2,0m</li> <li>2.º Rebaixo = 4,0m</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Calote = 1,0m</li> <li>Rebaixo = 2,0m</li> </ul>

NOTAS:

\*1 BPRFM – Betão projetado reforçado com fibras metálicas

\*2 BP – Betão projetado simples

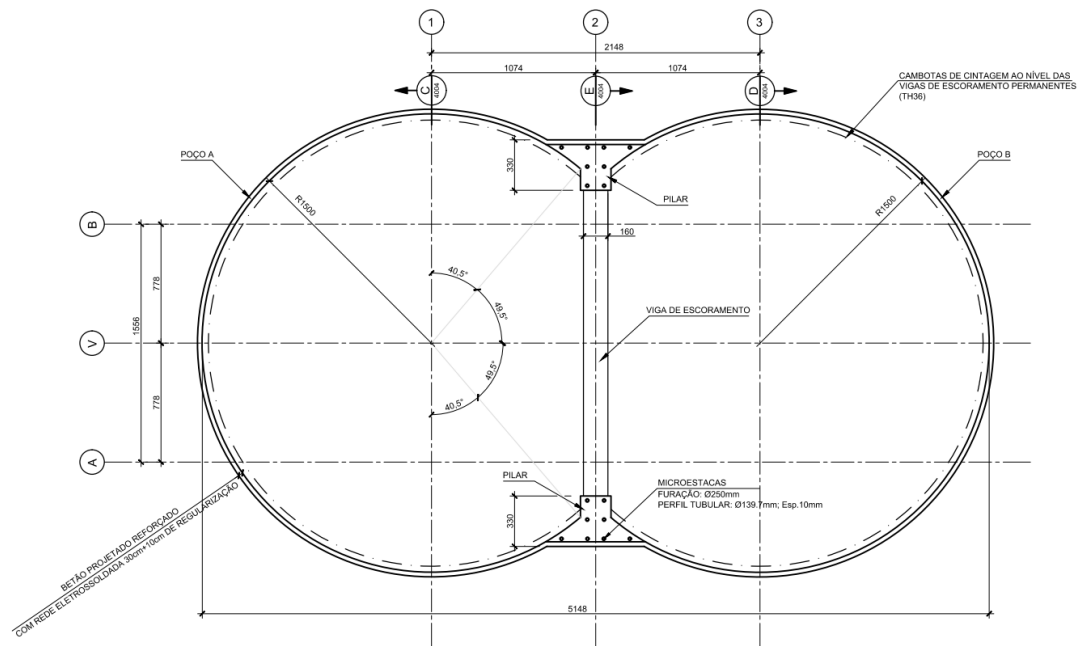


Figura 2 – Planta do Poço Central (Suporte Primário)

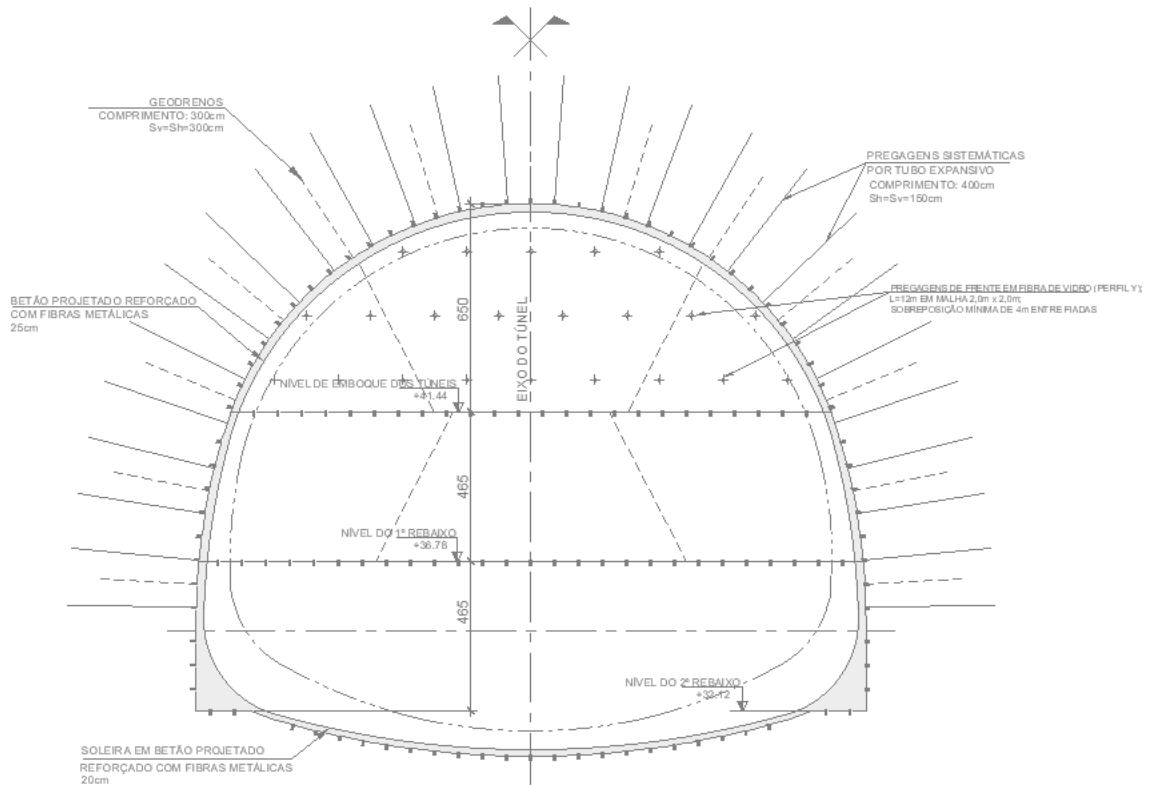


Figura 3 – Suporte primário do Túnel do Cais

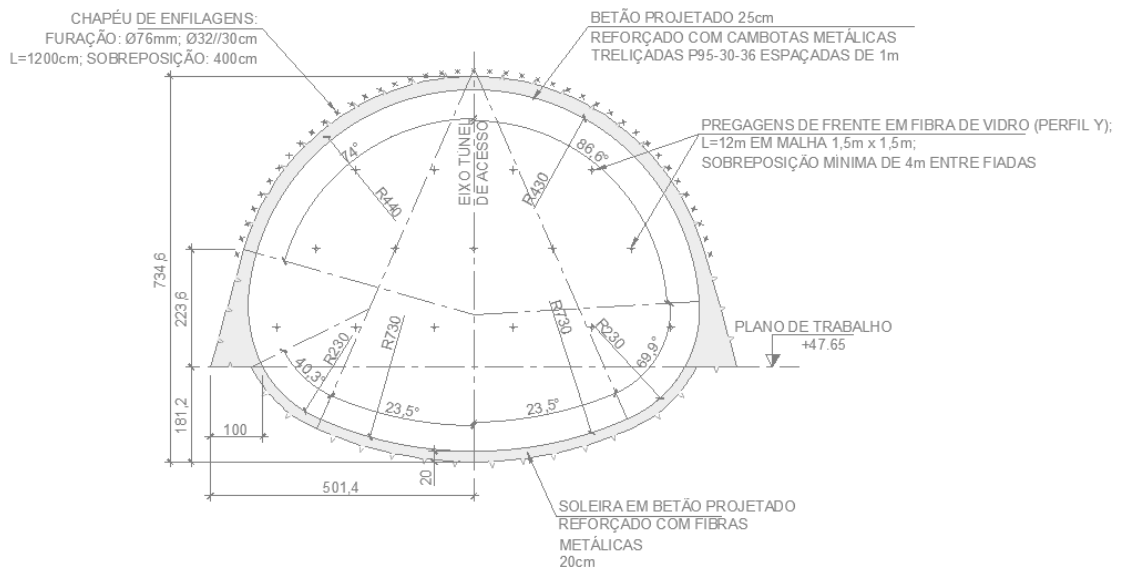


Figura 4 - Suporte primário do Túnel de Acesso

## 9 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

O suporte primário necessário efetuar para a realização da obra da Estação Infante Santo será executado de acordo com o seguinte faseamento construtivo:

### 1. Plataforma de trabalho à cota +58.5m

- 1.1. Transporte e montagem do estaleiro em local apropriado, de modo a dar início à realização dos trabalhos.
- 1.2. Demolição parcial de acessos existentes e reposição provisória dos mesmos acessos em zona exterior ao estaleiro.
- 1.3. Instalação e zeragem de dispositivos de instrumentação.
- 1.4. Furação, instalação e selagem dos perfis verticais metálicos da cortina de contenção provisória a executar no lado poente da obra.
- 1.5. Escavação do terreno em avanços verticais de 3m. Instalação em simultâneo das pranchas de madeira entre os perfis verticais metálicos da cortina de contenção provisória.
- 1.6. Execução da viga de distribuição metálica devidamente solidarizada aos perfis verticais metálicos e instalação do respetivo nível de ancoragens provisórias da cortina de contenção.
- 1.7. Em simultâneo, à medida dos avanços da escavação, estabilização dos taludes provisórios com inclinação 3:1 (V:H), incluindo a execução de pregagens seladas com calda de cimento, geodrenos e revestimento com betão projetado armado com rede eletrossoldada.
- 1.8. Repetição dos passos 1.3 a 1.7 até atingir a superfície desejada para a plataforma de trabalho à cota +58.5m.
- 1.9. Enchimento com betão simples da área em planta delimitada pelo contorno exterior do poço central, até à cota +58.5m correspondente à plataforma de trabalho e a zona onde o terreno atual se encontra abaixo dessa cota.

### 2. Poço central

- 2.1. Execução de microestacas localizadas nos pilares nascente e poente do poço central.
- 2.2. Escavação e betonagem da viga de coroamento em betão armado, deixando as respetivas armaduras de espera para garantir a continuidade de armadura com a parede do poço.
- 2.3. Instalação e zeragem de dispositivos de instrumentação.
- 2.4. Escavação de uma trincheira central na zona dos pilares nascente e poente, até à cota de base da primeira viga.
- 2.5. Escavação cuidada entre microestacas, colocação da armadura e betonagem dos pilares centrais.
- 2.6. Execução da primeira viga de escoramento em betão armado.
- 2.7. Escavação do terreno do interior do poço, em avanços verticais de 2m até ao nível da próxima viga de escoramento a construir.



- 2.8. Articulada com o avanço de cada escavação, reforço do maciço com pregagens e instalação de geodrenos.
- 2.9. Aplicação de uma camada de betão projetado de regularização, na face escavada do poço central a cada 2m.
- 2.10. Aplicação sucessiva de camadas de 5cm de betão projetado reforçado com malha eletrossoldada a cada 2m (incluindo zona dos montantes), até se atingir a espessura total definida em projeto.
- 2.11. Repetição dos passos 2.3 a 2.10 até ao nível da base da calote do túnel do cais. A progressão da escavação deve estar devidamente articulada com a execução dos emboquilhamentos do túnel do cais, em particular, com a execução de enfilagens, da viga portal, de pregagens de fibra de vidro na frente de escavação associada à calote, geodrenos e betão projetado reforçado com fibras metálicas nessa mesma frente.
- 2.12. Após a conclusão da construção da calote do túnel do cais, repetição dos passos 2.3 a 2.10 até ao nível da base do 1.º rebaixo do túnel do cais.
- 2.13. Após a conclusão da construção do 1.º rebaixo do túnel do cais, repetição dos passos 2.3 a 2.10 até ao nível da base do poço central.
- 2.14. Execução da cortina de perfis verticais metálicos de contenção a realizar na zona do elevador localizado próximo da zona de interseção do poço central com o túnel de acesso.
- 2.15. Escavação do terreno para a execução da caixa de elevador em avanços verticais de 3m até à sua cota de base. Execução em simultâneo do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas. Onde indicado, colocação da viga de distribuição metálica devidamente solidarizada aos perfis verticais metálicos.

### **3. Túnel do Cais – Lados Norte e Sul**

- 3.1. Instalação e zeragem dos dispositivos de instrumentação.
- 3.2. Na fase em que o nível da base do poço central está à cota do nível da base da calote, escavação da região da calote superior em avanços de 2.0m (se necessário, ajustável em função das condições geológicas-geotécnicas encontradas), deixando os “side drifts”. A partir do término das enfilagens, instalação de pregagens de tubo expansivo no contorno e ainda de geodrenos no contorno e na frente de escavação.
- 3.3. Imediatamente após a conclusão do avanço da escavação e antes da realização dos restantes trabalhos, execução de uma camada de 5cm em betão projetado reforçado com fibras metálicas, no contorno da superfície exposta pela escavação, para minimização da descompressão.
- 3.4. Aplicação sucessiva de camadas de 5cm de betão projetado reforçado com fibras metálicas, até se atingir a espessura total de projeto.
- 3.5. Instalação e zeragem dos dispositivos de instrumentação.
- 3.6. A cada 4m de avanço de escavação, remoção dos “side drifts”, escavação e colocação do suporte primário conforme pontos 3.3 a 3.5.
- 3.7. Progressão da escavação do poço central até à cota de nível do 1.º rebaixo.
- 3.8. Escavação da região do 1.º rebaixo em avanços de 2.0m (se necessário, ajustável em função das condições geológicas-geotécnicas encontradas), deixando um núcleo

central. A partir do término das enfilagens, instalação de pregagens de tubo expansivo no contorno e ainda de geodrenos no contorno e na frente de escavação.

3.9. Imediatamente após a conclusão do avanço da escavação e antes da realização dos restantes trabalhos, execução de uma camada de 5cm em betão projetado reforçado com fibras metálicas, no contorno da superfície exposta pela escavação, para minimização da descompressão.

3.10. Aplicação sucessiva de camadas de 5cm de betão projetado reforçado com fibras metálicas, até se atingir a espessura total de projeto.

3.11. Instalação e zeragem dos dispositivos de instrumentação.

3.12. A cada 4m de avanço de escavação, remoção do núcleo central, escavação e colocação do suporte primário nos “side drifts”, conforme pontos 3.8 a 3.11.

3.13 Progressão da escavação do poço central até à cota +29,06m.

3.14 Escavação da zona associada ao 2º rebaixo, em avanços de 4.00m (se necessário, ajustável em função das condições geológicas-geotécnicas encontradas).

3.7. Execução do procedimento descrito nos pontos 3.8 a 3.11 até ao término das galerias, incluindo a realização do títmano.

3.10. Execução da soleira em betão projetado reforçado com fibras metálicas.

3.11. Colocação do sistema de impermeabilização e realização do revestimento definitivo.

#### **4. Túnel de acesso**

##### **4.1. Vala de acesso**

4.1.1. Instalação e zeragem dos dispositivos de instrumentação.

4.1.2. Furação, instalação e selagem dos perfis verticais metálicos da cortina de contenção provisória a executar em todo o perímetro da vala de acesso.

4.1.3. Escavação do terreno em avanços verticais de 3m. Instalação em simultâneo das pranchas de madeira entre os perfis verticais metálicos da cortina de contenção provisória.

4.1.4. Execução da vigas de distribuição metálica devidamente solidarizadas aos perfis verticais metálicos e instalação do respetivo nível de ancoragens provisórias da cortina de contenção.

4.1.9. Continuação da escavação do terreno em avanços verticais de 3m até à base da vala de acesso.

4.1.10. Instalação de chapéu troncocónico de enfilagens metálicas a partir do emboquilhamento do túnel de acesso, de pregagens de fibra de vidro na frente de escavação associada à calote, geodrenos e betão projetado reforçado com fibras metálicas nessa mesma frente.

4.1.11. De forma progressiva com a escavação, execução de pregagens seladas com calda de cimento e de geodrenos e ainda aplicação sucessiva de camadas de 5cm de betão projetado reforçado com fibras metálicas, até se atingir a espessura total de projeto.

##### **4.2. Túnel de acesso**

4.2.1. Instalação e zeragem dos dispositivos de instrumentação.

- 4.2.2. Realização do recalçamento da interferência 324.
- 4.2.3. Escavação da calote em avanços de 1m (ajustável em função das condições geológicas-geotécnicas encontradas).
- 4.2.4. Execução de uma camada de 5cm em betão projetado reforçado com fibras metálicas, no contorno da superfície exposta pela escavação, para minimização da descompressão.
- 4.2.5. Instalação de cambotas metálicas treliçadas.
- 4.2.6. Execução de geodrenos (onde aplicável).
- 4.2.7. Aplicação sucessiva de camadas de 5cm de betão projetado reforçado com fibras metálicas, até se atingir a espessura total de projeto.
- 4.2.8. Instalação e zeragem dos dispositivos de instrumentação.
- 4.2.9. Realização das etapas 4.2.3 a 4.2.8 até ao final da escavação subterrânea. A cada 8m de avanço da escavação, instalação de chapéu troncocónico de enfilagens metálicas, de modo a garantir uma sobreposição mínima entre chapéus de 4m.
- 4.2.10. Escavação do rebaixo em avanços de 2m e execução do betão projetado recorrendo à aplicação sucessiva de camadas de 5cm de betão projetado reforçado com fibras metálicas, até se atingir a espessura total de projeto.
- 4.2.11. Execução da soleira em betão projetado reforçado com fibras metálicas.
- 4.2.12. Colocação do sistema de impermeabilização e realização do revestimento definitivo.
- 4.2.13. Onde aplicável, demolição do revestimento do poço central na região do túnel de acesso.

## 10 PROJETO GEOTÉCNICO DO SUPORTE PRIMÁRIO

### 10.1 Metodologia de Cálculo

Com a vista à análise das tensões e deformações experimentadas pelo maciço ao longo das várias fases de execução da obra e as situações mais condicionantes para o dimensionamento estrutural, foi realizada uma análise tensão deformação recorrendo a modelos numéricos por elementos finitos tendo para o efeito sido utilizado o programa de cálculo automático Plaxis 3D para a análise do poço central e Plaxis 2D para os túneis.

Para a definição dos modelos concebeu-se uma malha de elementos finitos criteriosamente refinada nas zonas em que se prevêem maiores gradientes de tensões e deformações. Para a modelação tridimensional do poço central tirou-se partido das suas condições de simetria em planta pelo que foi modelado apenas metade do problema. No caso da análise bidimensional assumiu-se o estado plano de deformação, com campo gravítico de tensões. O comportamento mecânico do terreno foi simulado por uma lei de comportamento elástico linear perfeitamente plástico, sendo a rotura controlada pelo critério de Mohr-Coulomb, sendo adotado o comportamento drenado para todos os materiais, assumindo todos os materiais com comportamento isotrópico.

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

Os modelos de cálculo implementados na análise e verificação de segurança do suporte primário encontram-se ilustrados na figuras abaixo.

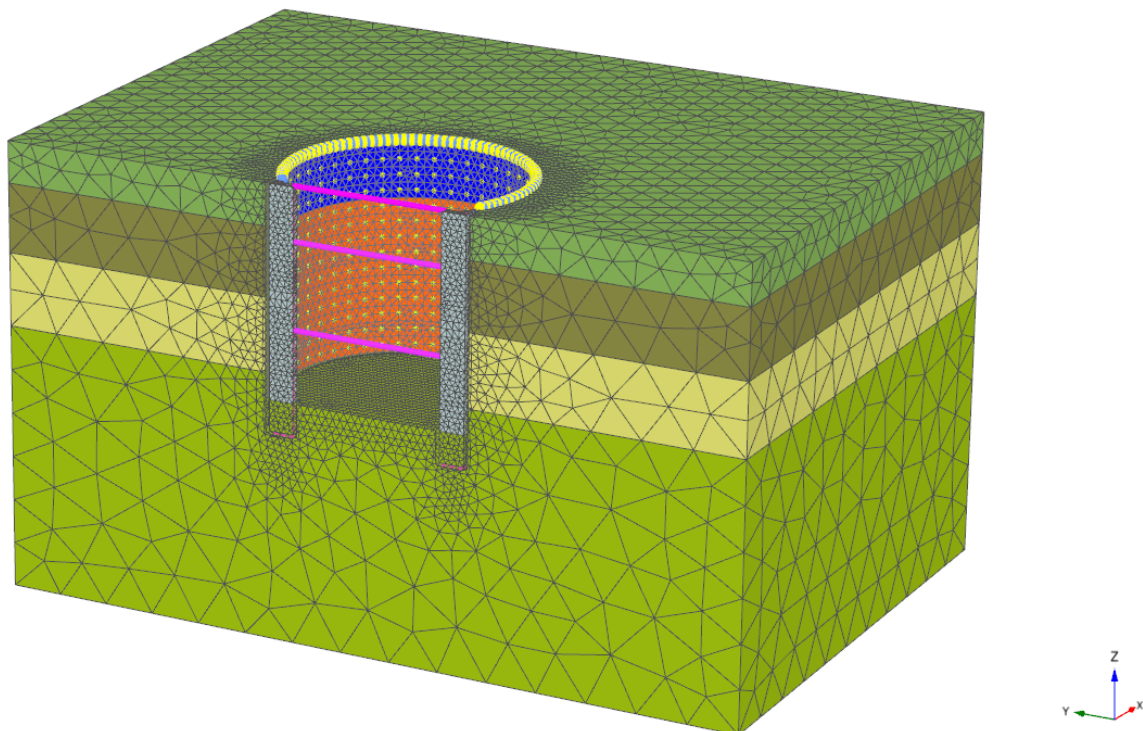


Figura 5 – Modelo de cálculo do suporte primário do poço central (Plaxis 3D)

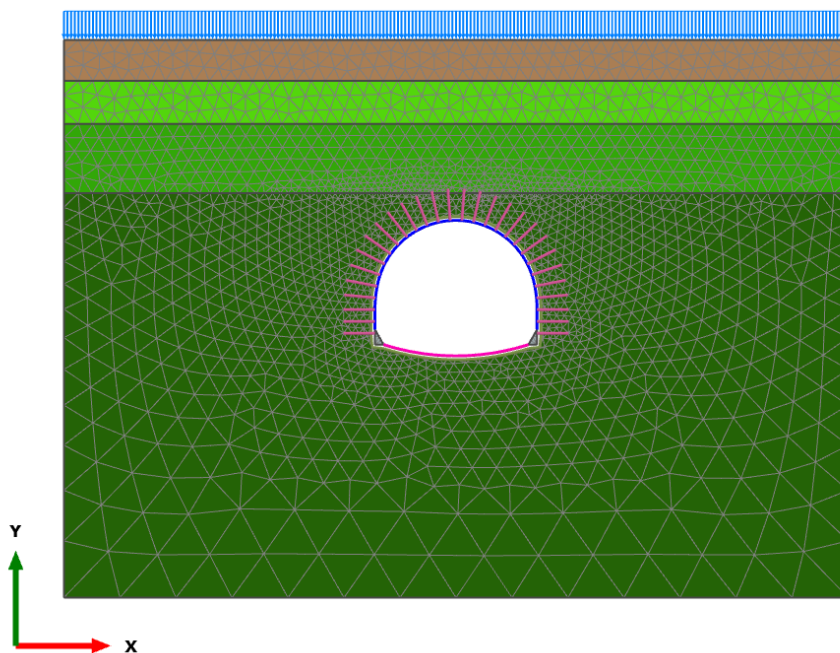


Figura 6 – Modelo de cálculo do suporte primário do túnel do cais (Plaxis 2D)

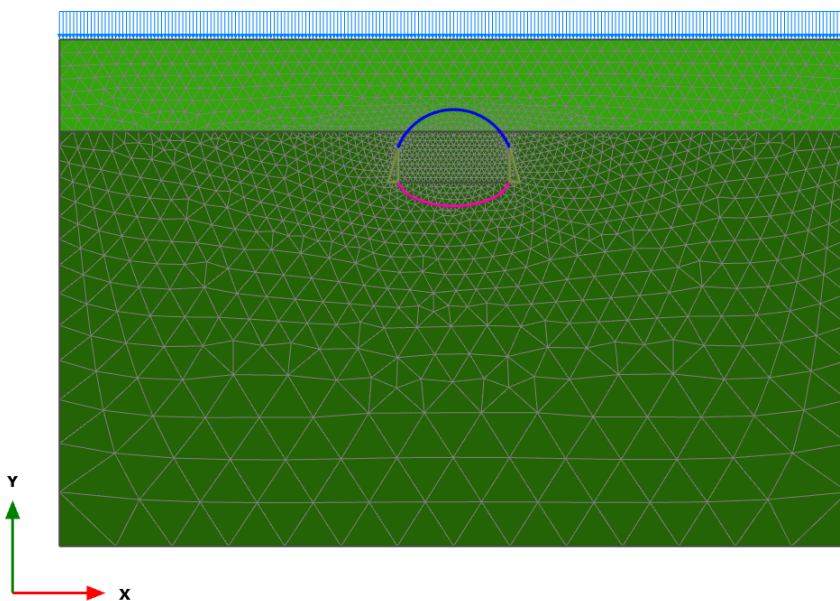


Figura 7 – Modelo de cálculo do suporte primário do túnel de acesso (Plaxis 2D)

## 10.2 Metodologia de verificação da segurança

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

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

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

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

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

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

## 11 AÇÕES CONSIDERADAS

As ações consideradas são as apresentadas abaixo no Quadro 5.

*Quadro 5 – Ações de dimensionamento*

Ações	Valor/Observação
<b>CARGAS PERMANENTES</b>	–
Peso próprio	$\gamma_{\text{betão}} = 25 \text{ kN/m}^3$
<b>AÇÕES DO SOLO</b>	–
Peso de Terras	Carregamento resultante do peso de terras atuante em cada secção de cálculo. Adotaram-se os pesos específicos definidos na parametrização geotécnica (ver Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
Tensões do solo	Adotaram-se os coeficientes de impulso horizontal definidos na parametrização geotécnica (ver Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
<b>IMPULSOS DE ÁGUA</b>	–
Impulsos hidrostáticos	$\gamma_{\text{água}} = 10 \text{ kN/m}^3$ Nível freático definido para cada secção de cálculo. Adotaram-se os níveis definidos no Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico.
<b>SOBRECARGAS À SUPERFÍCIE</b>	–
Carga de ocupação à superfície	10 kN/m <sup>2</sup> por cada metro de profundidade
Carregamento imposto por edifícios (quando aplicável)	12 kN/m <sup>2</sup> (por piso, incluindo o peso próprio)

## 12 COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITE E ABORDAGENS DE CÁLCULO

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

**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.

**Combinação característica:**

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Em que:

- $E_d$  - valor de cálculo do efeito das ações;
- $G_{k,j}$  – valor característico da ação permanente j;
- $\psi_{2,i}$  – coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$  - valor característico da ação variável acompanhante i.

Os coeficientes de redução  $\psi$  adotados são os definidos no Tabela 3:

*Tabela 3 - 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 NP EN1990 e NP EN1991 (Tabela 4) e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes estados limites (Tabela 5 e Tabela 6).

Tabela 4 - 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 5 - 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	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso volúmico	$\gamma_V$	1,00	1,00

Tabela 6 - Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os estados limites últimos

Material	Símbolo	Situações persistentes e transitórias
Betão	$\gamma_c$	1,50
Aço para cambotas metálicas e pregagens expansivas	$\gamma_s$	1,15

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.

## 12.1 Modelos de interação solo-estrutura

Na modelação do suporte primário foram utilizados elementos estruturais com as propriedades de resistência, inércia e deformabilidade, representativas dos diversos elementos de suporte. Estes elementos encontram-se dispostos no contorno da escavação, e a sua simulação permite a avaliação dos esforços atuantes ao longo dos mesmos.

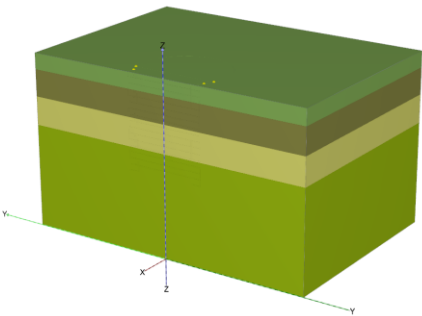
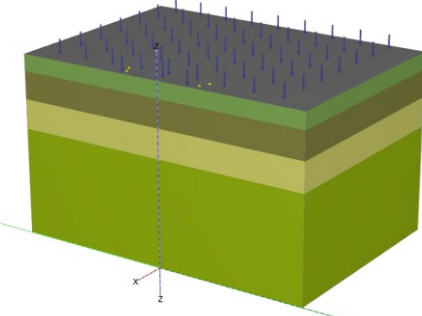
O betão projetado e as cambotas treliçadas a aplicar no suporte da escavação foram modelados conjuntamente através de elementos *plate* com comportamento elástico-plástico perfeito, com as propriedades mecânicas representativas da sua resistência e deformabilidade com uma idade  $\leq 1, 7$  e 28 dias, consoante o avanço das fases de escavação

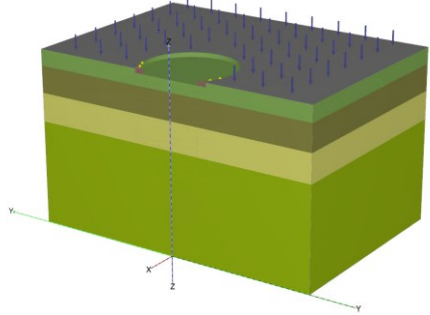
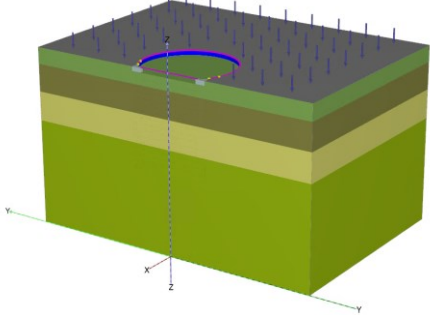
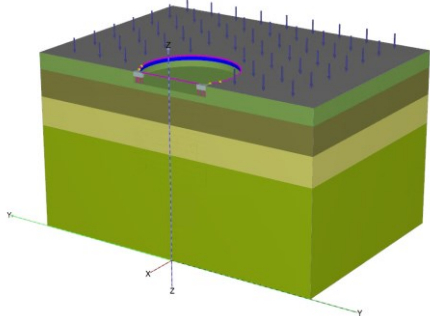
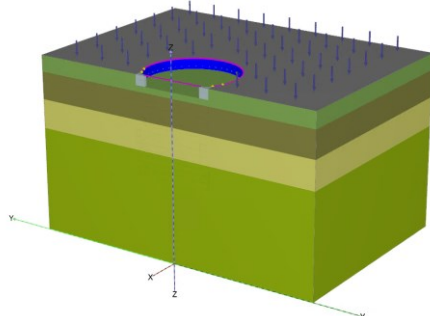
As pregagens previstas no contorno da escavação foram modeladas através de elementos plásticos. A área de influência das pregagens adotadas nas análises numéricas, reflete a densidade da malha de pregagens a aplicar nas diferentes zonas da escavação.

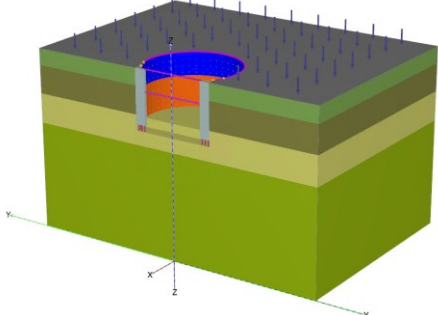
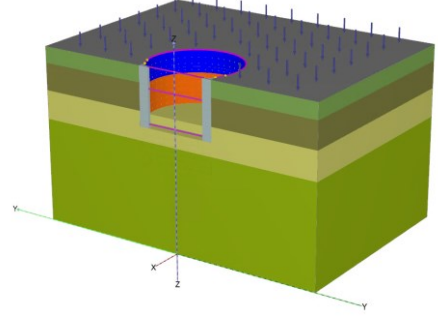
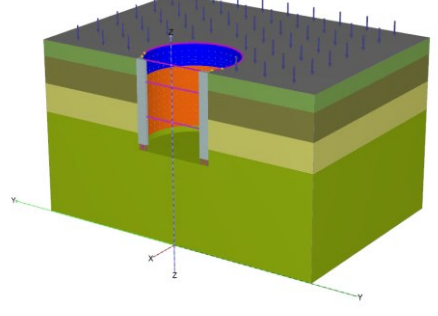
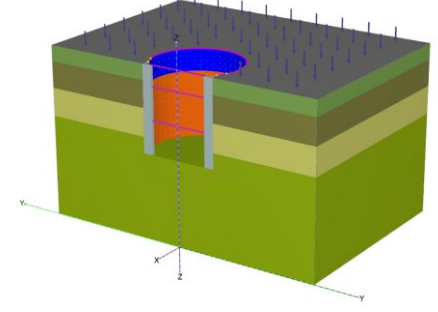
## 12.2 Faseamento construtivo dos modelos

O faseamento construtivo seguido nos modelos numéricos tridimensional e bidimensionais segue o método construtivo adotado para a execução do suporte primário que se apresenta acima no Capítulo 9.

Quadro 6 – Faseamento construtivo modelado para o poço central (Plaxis 3D)

Faseamento Construtivo	Modelo	Observações
Fase inicial.		<ul style="list-style-type: none"> <li>Cálculo de tensões iniciais com base no procedimento K0;</li> <li>Superfície do terreno à cota +58.50m;</li> </ul>
Sobrecarga de utilização. Instalação das microestacas nos pilares centrais.		<ul style="list-style-type: none"> <li>Aplicação de sobrecarga de utilização na superfície do terreno de 20kPa</li> <li>A instalação da sobrecarga é efetuada em fase independente da fase de instalação das microestacas.</li> <li>Deslocamentos zerados.</li> </ul>

<p>1ª Escavação</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>Remoção do terreno no interior do poço em avanço 1,50m;</li> </ul>
<p>Reforço estrutural da 1ª escavação</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>Instalação de viga de coroamento, pilares centrais e viga de escoramento provisória;</li> <li>Instalação de pregagens na face escavada;</li> <li>Aplicação de betão projetado com a espessura de projeto na face escavada;</li> </ul>
<p>2ª Escavação</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>Remoção do terreno no interior do poço em avanço de 2,00m;</li> </ul>
<p>Reforço estrutural da 2ª escavação</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>Instalação de pilares centrais;</li> <li>Instalação de pregagens na face escavada;</li> <li>Aplicação de betão projetado com a espessura de projeto na face escavada;</li> </ul>
<p>...</p>	<p>...</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>As escavações 3, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 13, 14, 15, 16 e 17 seguem a metodologia acima referida para a 2ª escavação. Nas fases construtivas 4 e 11, em que é necessária a instalação de vigas de escoramento, procede-se a uma escavação parcial conforme se exemplifica abaixo na 11ª escavação.</li> </ul>

<p>11ª Escavação</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Escavação parcial do terreno na zona central do poço;</li> </ul>
<p>Reforço estrutural da 11ª escavação</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Instalação de pilares centrais;</li> <li>• Instalação de viga de escoramento;</li> </ul>
<p>Escavação final</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• A partir da instalação da última viga de escoramento, a escavação do terreno na zona do poço central continua a ser efetuada em avanços de 2,00m seguida de uma fase de aplicação de reforço estrutural com pregagens e betão projetado da face escavada;</li> <li>• Nesta fase, remoção do terreno no interior do poço em avanço de 2,00m;</li> <li>• Base do poço central à cota 29,06m</li> </ul>
<p>Reforço estrutural da escavação final</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Instalação de pilares centrais;</li> <li>• Instalação de pregagens na face escavada;</li> <li>• Aplicação de betão projetado com a espessura de projeto na face escavada;</li> </ul>

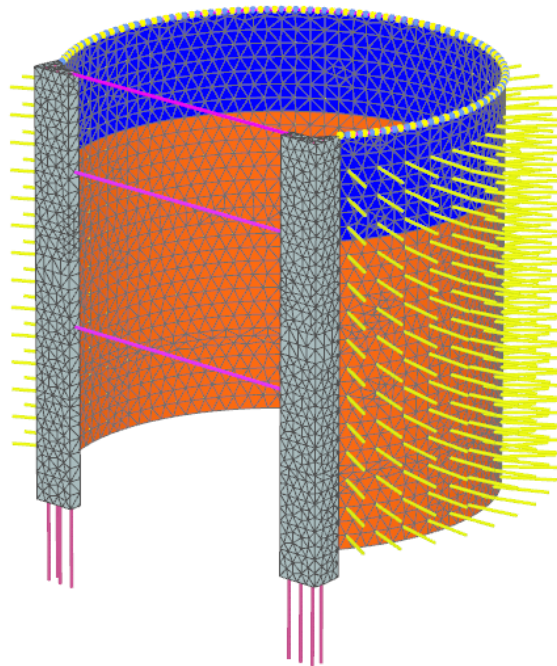
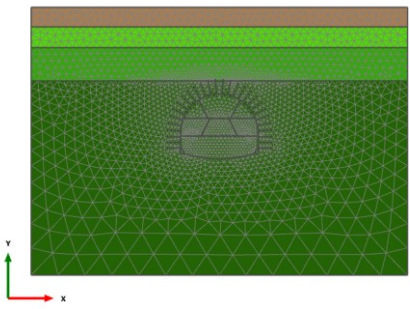
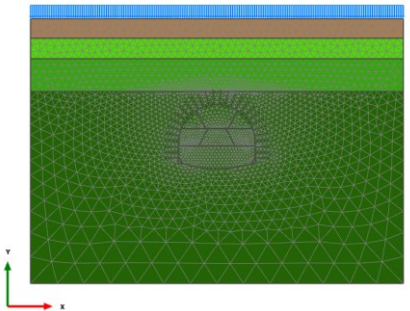
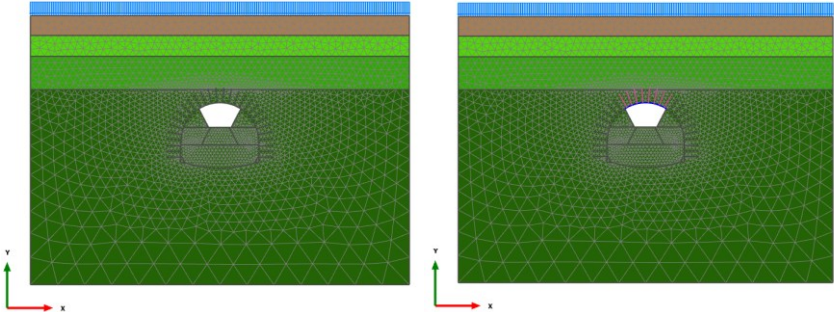
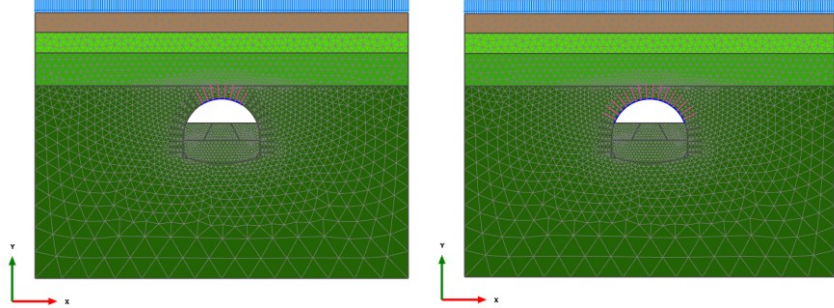
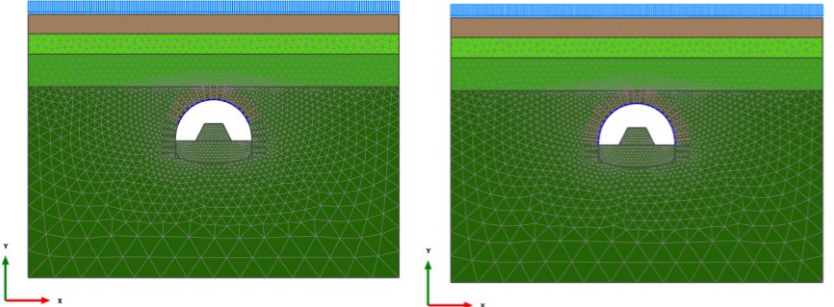
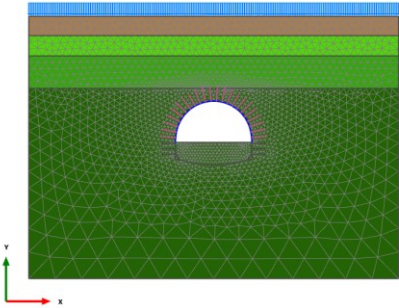
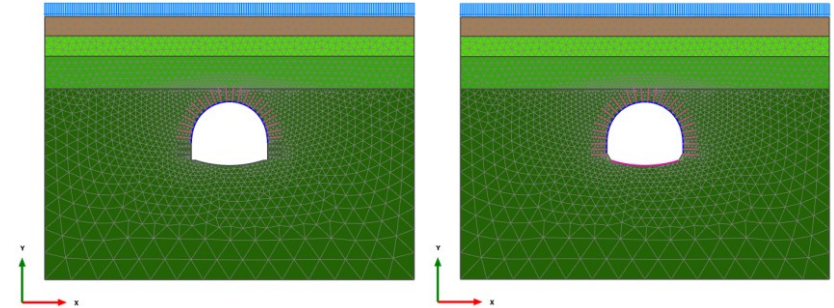


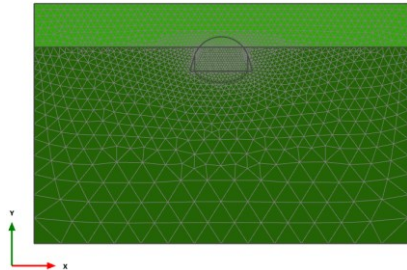
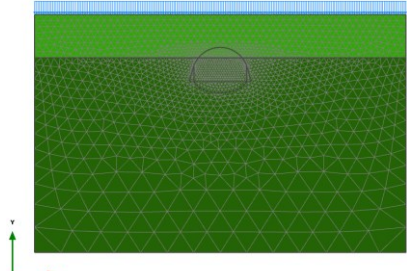
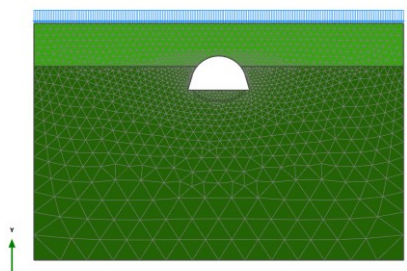
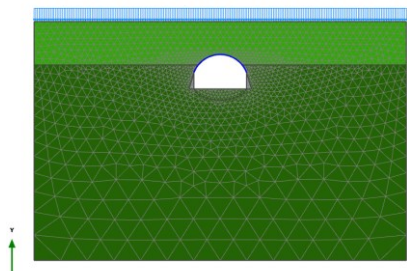
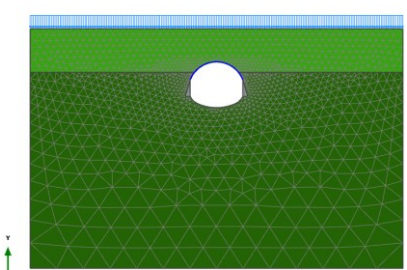
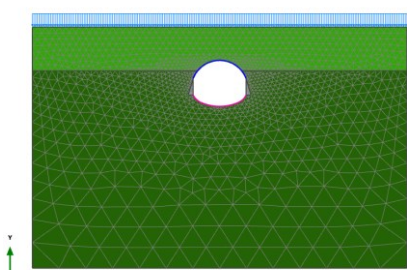
Figura 8 – Suporte primário na fase final da escavação e reforço do poço central (Plaxis 3D)

Quadro 7 – Faseamento construtivo modelado para o túnel do cais (Plaxis 2D)

Faseamento construtivo adotado nos modelos 2D	
Estado de tensão inicial	
Aplicação das sobrecargas de superfície	

<p>Avanço da frente de escavação da zona central da calote seguida de instalação do suporte primário em fase construtiva independente</p>	
<p>Escavação dos "side drifts" da calote seguida de instalação do suporte primário em fase construtiva independente</p>	
<p>Escavação do 1.º rebaixo na zona dos "side drifts" seguida de instalação do suporte primário em fase construtiva independente</p>	
<p>Remoção do núcleo central do 1.º rebaixo</p>	
<p>Escavação do 2.º rebaixo seguida de instalação do suporte primário em fase construtiva independente</p>	

Quadro 8 – Faseamento construtivo modelado para o túnel de acesso (Plaxis 2D)

Faseamento construtivo adotado nos modelos 2D	
Estado de tensão inicial	
Aplicação das sobrecargas de superfície	
Avanço da frente de escavação da calote seguida de instalação do suporte primário em fase construtiva independente	 
Escavação do rebaixo seguido de instalação do suporte primário em fase construtiva independente	 

## 13 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

### 13.1 Descrição geral

A verificação da segurança dos diversos elementos estruturais que constituem as soluções propostas foi efetuada de acordo com as disposições regulamentares, nacionais e internacionais, em vigor.

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

Neste contexto, estes estados constituem limites para além dos quais a estrutura deixa de satisfazer os requisitos fundamentais de projeto, nomeadamente estados limites últimos e estados limites de utilização.

Com vista à verificação de segurança dos diversos elementos, as ações foram agrupadas nas seguintes combinações de ações:

*Tabela 7 – Combinações de ações consideradas nas verificações de segurança*

Verificações de segurança	Combinação
Estados Limites Últimos (ELU)	Combinações fundamentais de ações
Estado Limite de Utilização (ELS)	Combinação característica de ações

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

Nesta fase de estudo consideraram-se relevantes as verificações da segurança aos estados limites dos elementos estruturais indicados na Tabela 8, sendo as mesmas efetuadas de acordo com as disposições das normas NP EN 1992-1, NP EN 1993-1 e NP EN 1997-1.

*Tabela 8 – Verificações de segurança associadas ao suporte primário*

Tipo de verificação	
Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)	Estado limite último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas
	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas
	Estado limite último de resistência em flexão composta das cambotas
	Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte das cambotas
	Estado limite último de resistência à tracção da armadura das pregagens
Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização (ELS)	Deslocamentos e convergências da secção do túnel
	Assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação

### 13.2 Estado Limite Último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas

A curva de ganho de resistência do betão projetado adotada para o incremento dos parâmetros de rigidez dos modelos de cálculo e para a realização das respetivas verificações de segurança foi a curva extraída do fib Model Code 2010 (Figura 9).

A adoção desta curva permite estimar a evolução dos parâmetros do betão projetado desde as idades jovens (1 hora) até aos 28 dias (672 horas). Relativamente à evolução dos parâmetros nas primeiras 24 horas, referidos na norma relativa à especificação de betão projetado (NP EN 14487-1), a curva adotada permite obter parâmetros de acordo com o ganho de resistência espetável para uma classificação J2.

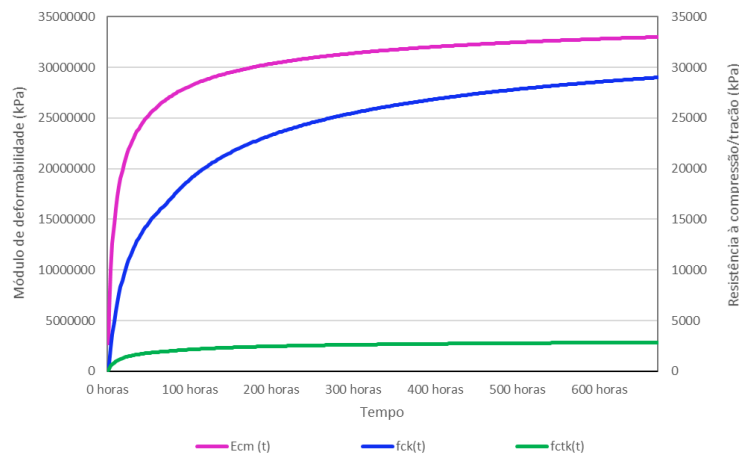


Figura 9 - Evolução do ganho de resistência e de rigidez do betão projetado considerada (fib Model Code 2010)

No dimensionamento estrutural do suporte primário também foi considerada a contribuição resultante da inclusão de fibras metálicas no betão projetado. Genericamente, as fibras metálicas conferem ao betão projetado uma ductilidade e uma homogeneidade de comportamento (resultado da distribuição homogénea das fibras), que melhora a sua performance e sua produtividade em obra, quando comparado com as soluções sem recurso a reforço ou com recurso a malha eletrossoldada tradicional.

Para a verificação dos ELU para uma aplicação em suporte primário, as fibras contribuem para um incremento de capacidade resistente a baixo esforço axial. A formulação para a determinação da capacidade resistente com a inclusão de fibras é dada pela seguinte formulação (segundo Bekeart):

$$\begin{aligned} \sigma_{1d} &= 1.0 \cdot f_{ctm} \cdot \max \{1.6m - d; 1.0\} \cdot (\epsilon_{ctm} \text{ used}) \\ &= 0.5 \cdot \sigma_{2d} \quad (\epsilon_{ctm} \text{ not used}) \\ \sigma_{2d} &= \alpha_{sys} \cdot \alpha_{char} \cdot \kappa_h \cdot \alpha_{R1} \cdot f_{R1,m} / \gamma^f_{ct} \\ \sigma_{3d} &= \alpha_{sys} \cdot \alpha_{char} \cdot \kappa_h \cdot \alpha_{R3} \cdot f_{R3,m} / \gamma^f_{ct} \end{aligned}$$

$\sigma_{2d}$   
 $\sigma_{3d}$

is the design value of the steel fiber reinforced concrete in tension, based on  $f_{R1,m}$   
is the design value of the steel fiber reinforced concrete in tension, based on  $f_{R4,m}$



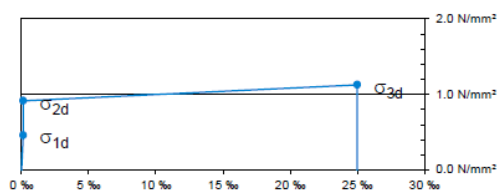
$\alpha_{sys}$	is the coefficient taking account of effects due to fibre orientation, size and load redistribution for the selected application (if applicable)
$f_{R1,m}$	is the mean residual flexural strength of steel fiber concrete according to EN 14651, at a crack mouth opening displacement of 0.5 mm
$f_{R3/4,m}$	is the mean residual flexural strength of steel fiber concrete according to EN 14651, at a crack mouth opening displacement of 2.5 / 3.5 mm
$d$	is the effective depth of a cross-section,
$\kappa_h$	is a coefficient to compensate for scaling effects
$\alpha_{char}$	is the coefficient taking account of the variation of the material properties for the selected application
$\gamma_{ct}^f$	is the partial factor for steel fiber concrete in tension

Na Figura 10 apresenta-se a aplicação da formulação acima referida na lei constitutiva que relaciona a evolução da tensão no betão reforçado com fibras com a deformação.

**Steel Fibre Concrete**

effective depth $d$	200	[mm]	
concrete class	C30/37		
characteristic strength $f_{ck}$	30	[N/mm <sup>2</sup> ]	
partial factor $\gamma_c$	1.50	[-]	
factor $\alpha_{cc}$	0.85	[-]	
$\alpha_{R1} \cdot f_{R1,m} \rightarrow \sigma_2$	0.40	[-]	(conversion factor flexion $\rightarrow$ tension)
$\alpha_{R3} \cdot f_{R3,m} \rightarrow \sigma_3$	0.39	[-]	(conversion factor flexion $\rightarrow$ tension)
$f_{R1,m}$	3.82	[N/mm <sup>2</sup> ]	(according to EN 14651)
$f_{R3,m}$	4.76	[N/mm <sup>2</sup> ]	(according to EN 14651)
$\kappa_h$	1.00	[-]	
partial factor $\gamma_{ct}^f$	1.50	[-]	
Dramix® fiber type	Dramix 4D 65/60BG		(EN 14889-1: System '1' - Structural Use)
recommended dosage	30 kg/m <sup>3</sup>		(recommended dosage for testing according to EN 14561)

**Constitutive Law for Steel Fibre Concrete:  $\sigma - \epsilon$**



**$\sigma - W / \sigma - \epsilon$**

$W_u$	2.5	[mm]
$l_{cs}$	100	[mm]
$\epsilon_u$	25.0	[‰]

<b>Reinforcement</b>	Fibers Only	
yield strength $f_{yk}$	-	[N/mm <sup>2</sup> ]
partial factor $\gamma_s$	-	[-]

Figura 10 - Parâmetros de modelação da contribuição das fibras metálicas (segundo Bekeart Moment Capacity)

Na Figura 11 apresentam-se os parâmetros de entrada para a determinação dos diagramas de capacidade resistente para a flexão composta, considerando a inclusão das fibras metálicas. Nos diagramas de interação para a verificação do ELU de flexão composta do betão projetado, serão apresentados os limites de resistência com e sem a contribuição das fibras metálicas.

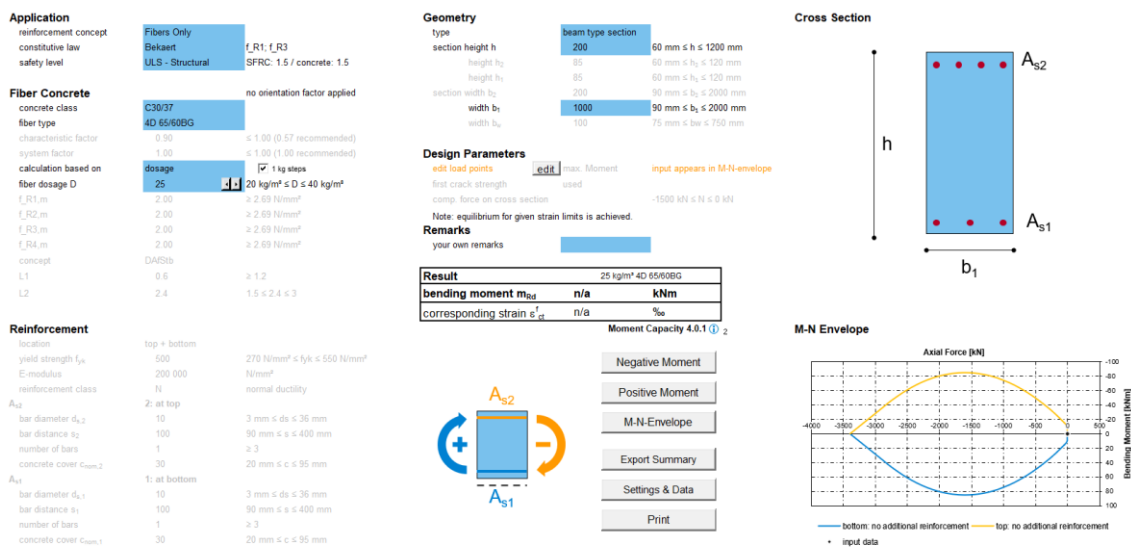


Figura 11 - Capacidade resistente com a inclusão de fibras metálicas (segundo Bekaert)

A verificação do ELU de resistência em flexão composta para o betão projetado terá assim de verificar as seguintes condições:

Em compressão:

$$N_{Ed} \leq N_{max} = A \times f_{cd}$$

Em tração:

$$N_{Ed} \leq N_{min} = A \times f_{ctd}$$

Em flexão composta:

$$M_{Ed} \leq M_{max} = \pm (f_{cd} - f_{ctm}) \times \frac{I}{t}$$

$$N_{Ed} \leq N (M_{max}) = A \times (f_{cd} + f_{ctd})$$

Em que:

- $N_{max}$  – Esforço axial máximo de compressão do betão
- $N_{min}$  – Esforço axial máximo de tração do betão
- $A$  – Área da secção transversal
- $I$  – Momento de inércia da secção
- $f_{cd}$  – Resistência à compressão uniaxial do betão de projeto
- $f_{ctd}$  – Resistência à tração do betão de projeto

Para confirmar que os esforços obtidos verificam o conjunto de condições referidas anteriormente, os esforços serão apresentados em diagramas de capacidade resistente (M, N).