

---

### 9.3 Metodologia de Cálculo

Para a análise estrutural, foi criado um modelo tridimensional (3D) de análise de elementos finitos no software SCIA Engineer (versão 20) com o objetivo de determinar esforços e deslocamentos para o dimensionamento das estruturas. O método não linear será utilizado em todo o modelo através de molas de compressão. A rigidez das molas de compressão é aplicada em todo o túnel.

Os elementos estruturais, tais como lajes e paredes, são analisados como elementos de placa. A espessura do elemento, o material de densidade do betão, o coeficiente térmico, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson foram definidos para o modelo. Os pilares são modelados como elementos de viga, aplicando as propriedades adequadas da secção transversal.

Os resultados obtidos com o modelo SCIA foram extraídos das envolventes ULS e SLS. Para reforçar as lajes, são tidos em conta os momentos inferior e superior do ULS. A partir dos resultados acima referidos, obtêm-se a armadura mínima necessária  $A_{s,min}$ .

O módulo de reação ( $k$ ) dos apoios elásticos é estimado a partir do módulo de deformabilidade ( $E$ ) e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) dos complexos geomecânicos interessados, pela seguinte expressão:

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

Em que  $R$  representa o raio do túnel definitivo.

Com base nos esforços obtidos, serão efetuadas as verificações de segurança dos elementos estruturais em relação ao estado limite último (ULS) e ao estado limite de utilização (SLS).

Os modelos de cálculo adotados são ilustrados nas figuras seguintes.

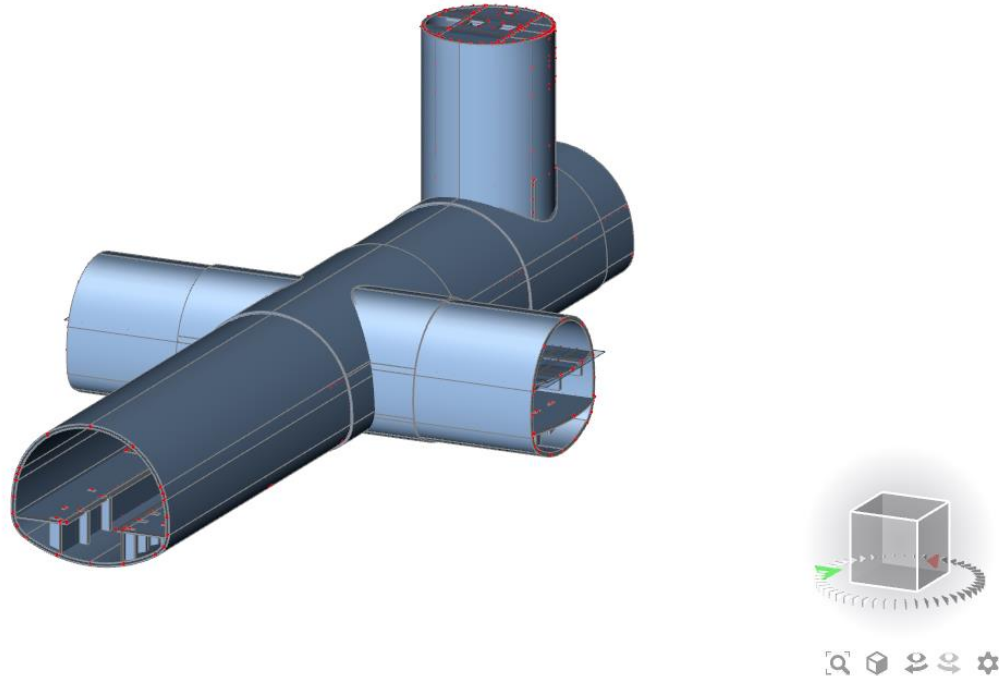


Figura 14. Modelo 3D Exportado do Scia Engineer

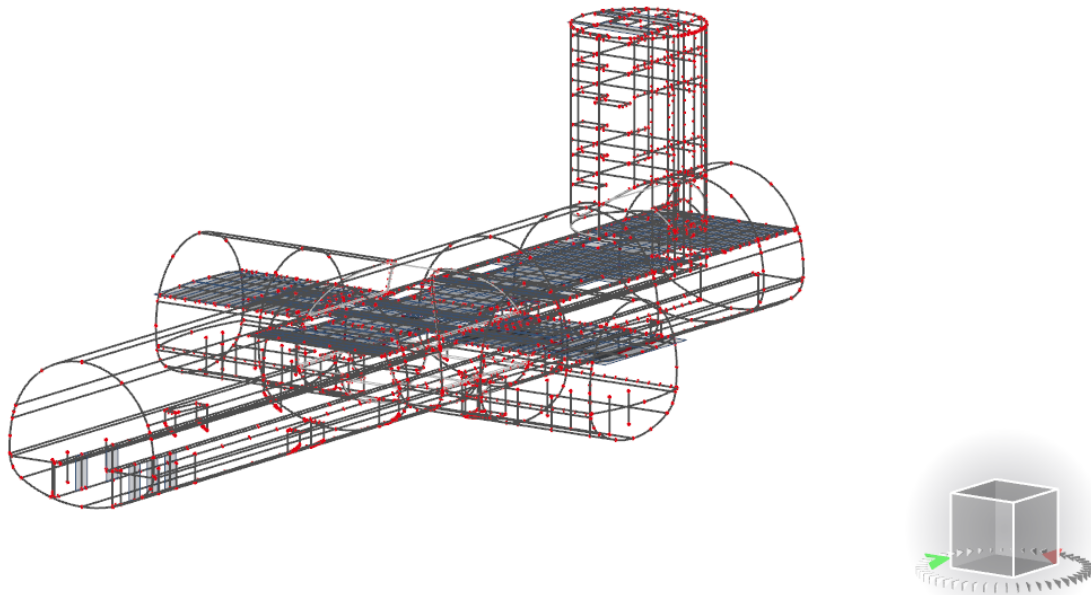


Figura 15. Modelo 3D Exportado do Scia Engineer

## 9.4 Ações

Nos pontos seguintes descrevem-se as ações consideradas nas estruturas tendo por base não só a regulamentação em vigor, mas também as ações definidas no Normativo do Metropolitano de Lisboa.

### 9.4.1 Ações Permanentes

#### 9.4.1.1 Peso Próprio (PP)

Para a consideração do peso próprio da estrutura (SW), foram adotados os seguintes pesos específicos:

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

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

#### 9.4.1.2 Tensão no Solo

Para a estimativa da tensão do solo no revestimento definitivo, após a execução das fases de análise da escavação e do apoio inicial, o revestimento definitivo foi também modelado. De modo a considerar o reduzido atrito entre o revestimento inicial e o revestimento definitivo dos túneis, devido ao sistema de impermeabilização, foram considerados elementos de interface com valores aumentados de rigidez normal e tangencial mínima.

Uma vez modelado o revestimento definitivo, as medidas de apoio iniciais (revestimento de betão projetado, tirantes, etc.) são desativadas e toda a carga do solo é transferida para o revestimento definitivo. A carga axial desenvolvida do revestimento definitivo está relacionada com a tensão radial atuante no solo de acordo com a seguinte relação (D. J. Curtis, Discussion of paper "The Circular Tunnel in Elastic Ground" Geotechnique 26, No. 1, 231-237, 1976):

$$p = \frac{N}{R}$$

Como abordagem segura, a carga a considerar deve ser o máximo da carga acima referida e da carga correspondente à espessura do solo igual ao raio do túnel, carga aproximadamente igual a 210kPa.

Deve ser considerada a seguinte distribuição da carga no solo, de acordo com Beton – Kalender 2014.

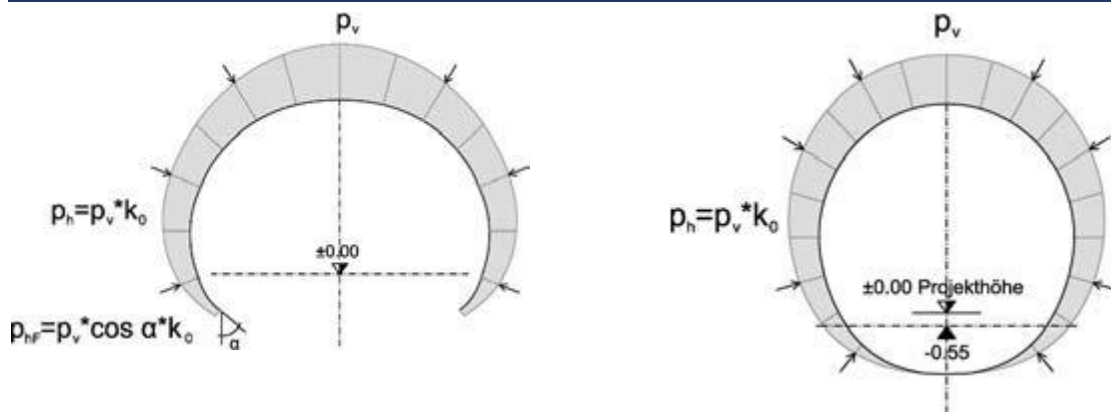


Figura 16 Distribuição da Carga no Solo para Túneis Minados (Beton – Kalender 2014)

### 9.4.1.3 Forças Hidrostáticas

Para a determinação das forças hidrostáticas, considera-se um peso específico da água de  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

O nível freático nesta estação está sempre abaixo do nível da fundação, no entanto, para efeitos de projeto, a água no topo do coroamento deve ser considerada como uma ação accidental.

### 9.4.1.4 Restante Carga Permanente (RCP)

De acordo com o caderno de encargos, existem três zonas de utilização diferentes que correspondem a três tipos de acabamentos diferentes. Para a carga distribuída no pavimento, foram obtidos os seguintes valores:

#### ▪ Zona 1 – Circulação Pública

- Pavimento formado por argamassa constituída por ligante técnico e agregados pétreos ( $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ ) sobre betonilha de nivelamento ( $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ );
- Não está prevista a instalação de tetos falsos em zonas públicas.

Assim, e assumindo uma espessura total de 18 cm de revestimento como o pior caso, a carga distribuída resultante é de  $2,8 \text{ kN/m}^2$ .

$$RCP_{\text{Zona 1}} = 15 \text{ kN/m}^3 \times 0,17 + 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,01 = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

#### ▪ Zona 2 – Espaços de Apoio à Exploração

- Pavimento formado por argamassa constituída por ligante técnico e agregados pétreos ( $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ ) sobre betonilha de nivelamento ( $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ );
- Pequenas instalações técnicas e/ou teto falso ( $0,20 \text{ kN/m}^2$ );

Assim, e assumindo uma espessura total de 18 cm de revestimento como o pior caso, a carga distribuída resultante é de  $3,0 \text{ kN/m}^2$ .

$$RCP_{\text{Zona 2}} = 15 \text{ kN/m}^3 \times 0,17 + 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,01 + 0,20 = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

▪ **Zona 3 – Instalações Técnicas**

- Pavimento com pintura de 2 componentes (insignificante) sobre betonilha de nivelamento ( $\gamma=15\text{kN/m}^3$ );

- Tetos sem acabamentos;

Assim, e assumindo uma espessura total de 20 cm de revestimento como o pior caso, a carga distribuída resultante é de  $3,0\text{ kN/m}^2$ .

$$\text{RCP}_{\text{Zone 3}} = 15\text{kN/m}^3 \times 0,18 = 2,7\text{ kN/m}^2$$

Como conclusão, e dado o grau de incerteza inerente a esta fase de estudo prévio, para a carga distribuída no pavimento, assumiu-se o valor mais elevado de entre as zonas anteriores para todas as zonas, assumindo uma espessura máxima de revestimento de 18cm e teto falso:

$$\text{CPR}_{\text{dist}} = 3,0\text{ kN/m}^2$$

#### 9.4.1.4.1 Paredes e Divisórias Não Estruturais

De acordo com os desenhos preliminares do programa, as paredes são de alvenaria simples com uma espessura total de 19cm (correspondendo a  $2,1\text{ kN/m}^2$  por superfície de alvenaria). Assim, a carga considerada para as paredes foi:

$$\text{RCP}_{\text{par}} = 2,1\text{ kN/m}^2 \text{ (a multiplicado pela altura da parede e aplicado como carga de linha)}$$

Em casos específicos em que a espessura da alvenaria é superior a 19cm, foi considerado um valor ligeiramente superior de  $2,6\text{ kN/m}^2$ .

Para o estudo preliminar, dada a incerteza da posição definitiva das paredes, estas foram preferencialmente consideradas como carga distribuída tendo em conta não só a sua altura, mas também a sua densidade em planta.

#### 9.4.1.5 Escadas Rolantes

Além disso, existem equipamentos como escadas rolantes e elevadores que foram considerados como carga permanente remanescente:

$$\text{RCP}_{\text{escrol}} = 80\text{kN/m em cais ou } 94\text{ kN/m em atrio (aplicado como carga de linha nas zonas de apoio das escadas rolantes – assumindo um comprimento de apoio de 1,5 m)}.$$

#### 9.4.2 Ações Variáveis

##### 9.4.2.1 Sobrecarga de Utilização (SC)

As sobrecargas são definidas para cada uma das zonas de utilização.

▪ **Zona 1 – Circulação pública**

De acordo com a NP EN 1991-1-1:2009, para utilizações da categoria C3 (locais de reunião definidos por zonas sem obstáculos à circulação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposições, etc. e em acessos a edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e

em átrios de entrada de estações de comboios) o valor de sobrecarga adotado é de 5,0kN/m<sup>2</sup>.

$$SC_{\text{Zona 1}} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

▪ **Zona 2 – Espaços de Apoio à Exploração**

As sobrecargas consideradas para estes espaços foram as descritas no ponto anterior relativas aos espaços de circulação e permanência de público e acessos, 5,0kN/m<sup>2</sup>.

$$SC_{\text{Zona 2}} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

▪ **Zona 3 – INSTALAÇÕES TÉCNICAS**

De acordo com as Normas de Projeto Estrutural do Metropolitano de Lisboa, as sobrecargas nas salas de equipamento devem ser definidas em função dos transformadores a colocar. No entanto, em caso de falta de elementos, as mesmas Normas referem que poderá ser considerada uma sobrecarga de 10,0kN/m<sup>2</sup>. Assim, a área das instalações técnicas foi subdividida em área de instalações técnicas comuns e salas com equipamentos pesados (salas SET, PST, sala de ventilação), para as quais foram estimadas cargas mais elevadas.

Em áreas técnicas comuns:

$$SC_{\text{zone3I}} = 10,0 \text{ kN/m}^2$$

Com base nos elementos fornecidos pela EFACEC, é conhecido o peso e a área de implantação de alguns equipamentos (quadros eléctricos, transformadores, etc.) no SET, PST e Salas de Ventilação. Considera-se adicionalmente o peso de uma massa com a mesma espessura do revestimento. A tabela seguinte mostra o peso distribuído destes equipamentos assumindo uma degradação de carga de 45°.

Tabela 12. Cargas

		Qtd	Características dos Equipamentos							Total
			Peso Unitário	Largura	Prof.	Altura	Peso	Peso	Maciço	
			[kg]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kN/m ] <sup>2</sup>	[kN/m ] <sup>2</sup>	
CONJUNTO	QMT 30 kV (5 Celas)	1	5500	5000	2768	3156	5500	3.5	1.5	5.0
	QMT 30 kV (6 Celas)	1	6000	6000	2768	3156	6000	3.2	1.5	4.7
	QMT 10kV	1	5000	4800	1566	2119	5000	5.5	1.5	7.0
	TF 2398 kVA	1	7800	2950	1500	2000	8500	15.2	1.5	16.7
	Retificadores	1	1000	2000	1050	2000	1000	3.4	1.5	4.9
	TF 5MVA	1	9100	1500	2550	2850	9100	18.6	1.5	20.1
	Q 750DC	1	6000	6100	1400	2300	6000	5.7	1.5	7.2
	TSA 160 kVA	1	1980	1700	830	1680	1980	9.4	1.5	10.9
PST	QMT 10 kV	1	5000	3700	1566	2119	5000	7.0	1.5	8.5
	TF 800 kVA	1	3615	1500	865	2050	3615	18.5	1.5	20.0
Sala de Ventilação		2	3000				6000			1
		4	2250				9000			
		4	500				2000			
		1	1000				1000			

Nas zonas onde o equipamento excede 10kN/m<sup>2</sup>, foi utilizado o valor resultante acima de 20kN/m<sup>2</sup>.

$SC_{Zone3II} = 20,0 \text{ kN/m}^2$

Na Sala de Ventilação, assumiu-se também  $10\text{kN/m}^2$ , tal como na Cave de Cabos.

### 9.4.2.2 Sobrecarga Ferroviária (SF)

**Sobrecarga Ferroviária (SF):** Cargas do comboio transmitidas pelo material circulante, conforme definido no Anexo ANX\_C4 – Cargas MC ML. O material circulante na linha do Metropolitano é constituído por unidades triplas compostas por 2 motores (M) e um reboque (R) com formação MRM. Os veículos podem ser constituídos por 2 unidades triplas, com formação MRM–MRM.

A figura seguinte mostra a carga vertical correspondente a uma unidade MRM tripla, correspondente a um material circulante ML 90, definida ANX\_C4 – cargas MC ML

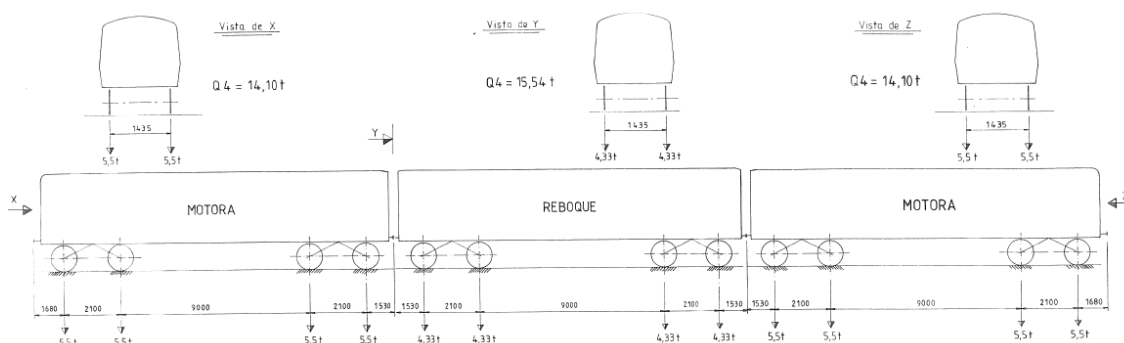


Figura 17 Cargas Transmitidas por uma Formação MRM (extrato ANX\_C4, ML 90)

Na análise estrutural, é considerada a degradação das cargas do material circulante em profundidade ao longo do enchimento previsto no revestimento definitivo.

### 9.4.2.3 Variação Uniforme da Temperatura

As variações uniformes de 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, onde:  $T_{\min} = 0 \text{ }^\circ\text{C}$  e  $T_{\max} = 40 \text{ }^\circ\text{C}$ . No caso de uma estrutura enterrada,  $T_1 = 25 \text{ }^\circ\text{C}$ ,  $T_2 = 18 \text{ }^\circ\text{C}$ ,  $T_7 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$  e  $T_9 = 8 \text{ }^\circ\text{C}$ .

De acordo com o Anexo Nacional, se não houver informação sobre a temperatura inicial  $T$  inicial de um elemento estrutural, pode ser considerado o valor de  $15^\circ\text{C}$ .

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

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

Para o cálculo das tensões, considera-se metade do módulo de elasticidade tabelado para o betão, uma vez que se trata de uma ação lenta. Considera-se um coeficiente de expansão térmica  $\alpha = 10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ .

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

## 9.5 Retração e Fluência

Apenas se analisa aqui a retração autogénea e a retração por secagem, estes dois efeitos estão relacionados com a perda de água durante o processo de cura (retração hídrica), e são os mais significativos para a formação de fissuras. Um método para a sua quantificação é apresentado na NP EN1992-1-1 e é o utilizado neste documento.

A retração autógena ocorre em todos os betões e está diretamente relacionada com a sua resistência. Para o betão de alta resistência, o rácio água/cimento é baixa. À medida que as reações químicas de hidratação ocorrem, a água presente no interior dos poros do betão é consumida, causando perda de pressão e provocando a retração do betão. Este tipo de retração representa uma pequena parte da retração hídrica total e ocorre principalmente nos primeiros 28 dias. De acordo com o regulamento, a retração autógena,  $\varepsilon_{ca}(t)$ , pode ser estimada pela seguinte formulação.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty)$$

Onde:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ca}(\infty) &= 2.5 (f_{ck} - 10)10^{-6} \\ \beta_{as}(t) &= 1 - \exp(-0.2t^{0.5})\end{aligned}$$

Onde  $t$  é a idade em dias do betão. A retração por secagem, por outro lado, resulta da variação de volume devido à perda de água do betão para a atmosfera. Assim, a humidade relativa do ar, a relação água/cimento e a dimensão do agregado têm grande importância neste efeito. É um efeito que ocorre ao longo do tempo e durante vários anos até que a humidade do betão esteja em equilíbrio com a humidade do ambiente. De acordo com o regulamento, a retração por secagem,  $\varepsilon_{cd}(t)$ , pode ser estimada pela seguinte fórmula.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s)k_h\varepsilon_{cd,0}$$

Onde:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{h_0^3}}$$

Onde  $h_0$  representa uma espessura equivalente do elemento e  $\varepsilon_{cd,0}$  é a extensão da retração por secagem de referência que é calculada de acordo com o Anexo B da norma. A retração total de hidratação resulta então da soma da extensão da retração autógena com a extensão resultante da retração por secagem.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Para uma avaliação correta do impacto da retração da água, deve ser utilizado um valor aproximado do módulo de elasticidade. Devido à fluência do betão, a rigidez do betão muda ao longo do tempo. Este processo depende da temperatura ambiente, da dimensão dos elementos, da composição do betão, da sua maturidade nos primeiros dias de carga e da magnitude e duração



das cargas. De acordo com a norma EN1992-1-1, o coeficiente de fluência pode ser calculado através da seguinte fórmula

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0)$$

Onde  $\varphi_0$  é o valor de referência do coeficiente de referência e  $\beta_c(t, t_0)$  é o coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento. Ambos os coeficientes foram estimados de acordo com o Anexo B da norma.

Em resumo, as considerações iniciais para o cálculo da retração e da fluência para a espessura da laje foram:

- Classe de resistência: C30/37
- Classe de cimento: N
- RH 50% (condições internas)
- $t_0$  (Primeira carga) = 7 dias
- Tempo de vida útil [anos] = 100 anos
- Secagem dos 2 lados

## 9.6 Mapas Genéricos de Cargas

### 9.6.1 Piso do Cais

- As restantes cargas permanentes estão resumidas na figura seguinte, à qual são adicionadas:
  - Escadas rolantes: 80kN/m

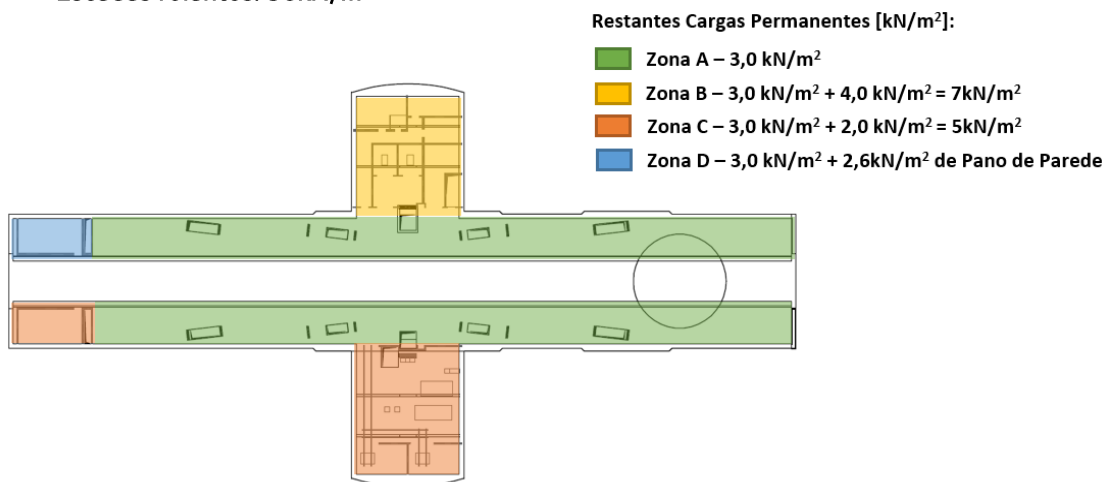


Figura 18 Cargas no Piso do Cais

- As sobrecargas estão resumidas na figura seguinte
  - Escadas rolantes (5,0kN/m<sup>2</sup>): 25kN/m

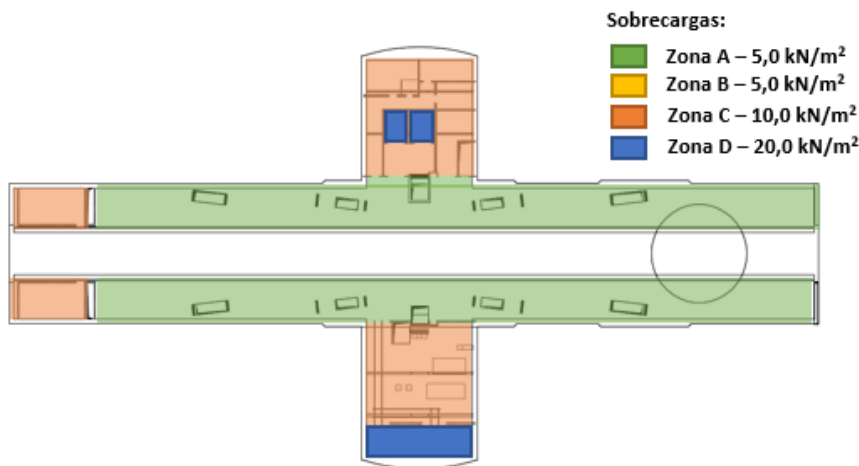


Figura 19 Sobrecargas

### 9.6.2 Piso do átrio

- As restantes cargas permanentes estão resumidas na figura seguinte:
  - Escadas rolantes: 94kN/m
  - Caixa de escada (0,25 x 25 + 3 = 9,25kN/m<sup>2</sup>): 71kN/m
  - Laje do poço do elevador: 6,25 kN/m<sup>2</sup>
  - Escadas de betão (0,3 x 25 + 3 = 7,5kN/m<sup>2</sup>) = 42kN/m.

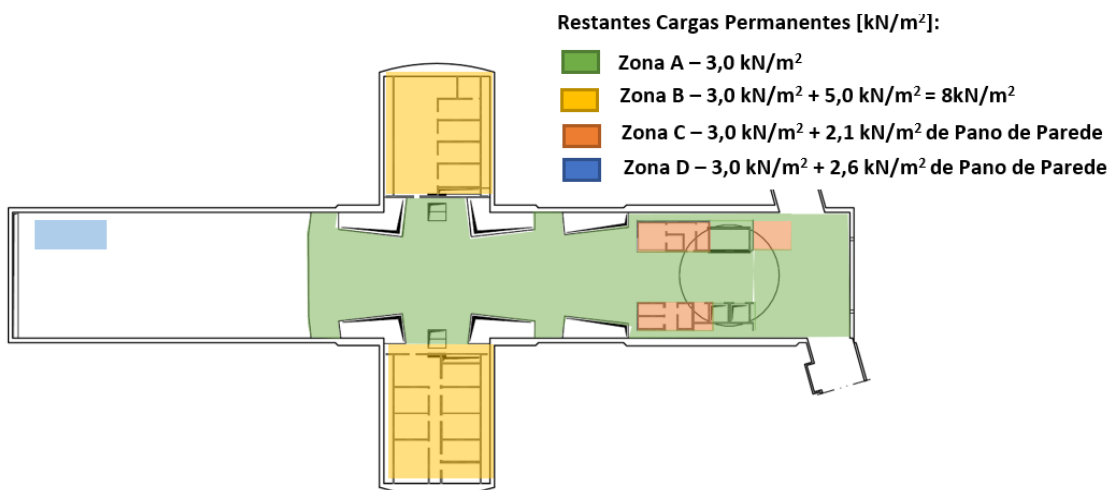


Figura 20 RCP no Piso do Átrio

- As sobrecargas estão resumidas na figura seguinte:
  - Escadas rolantes (5,0kN/m<sup>2</sup>): 25.0kN/m
  - Escadas de betão = 80kN/m

- Caixa de escada ( $5,0\text{kN/m}^2$ ):  $17,5\text{kN/m}$

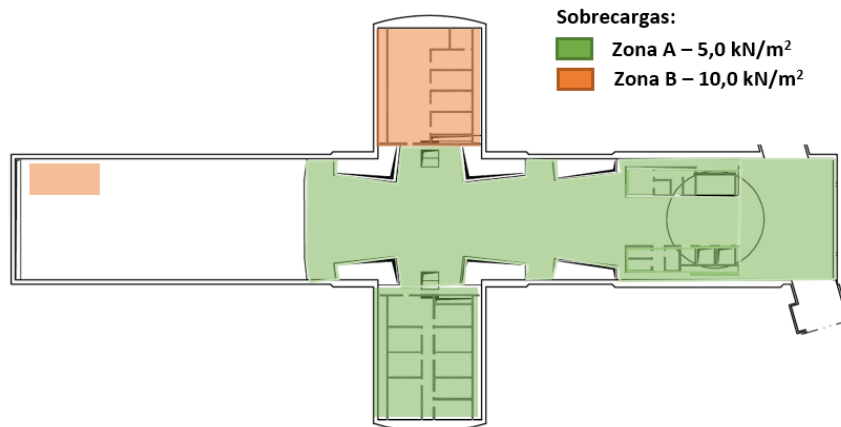


Figura 21 Sobrecargas no Piso do átrio

### 9.6.3 Pisos Superiores +75,82 +79,06 +85,54 +88,78

- As restantes cargas permanentes estão resumidas na figura seguinte.

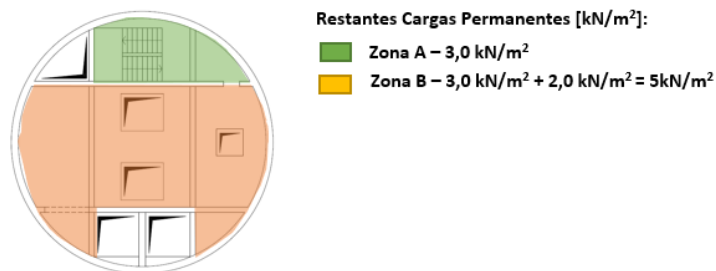


Figura 22 RCP nos Pisos Superiores

- As sobrecargas estão resumidas na figura seguinte.

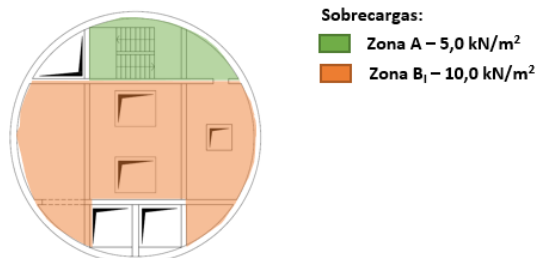


Figura 23 Sobrecargas nos Piso Superiores

## 9.7 Ações Acidentais

### 9.7.1 Sísmica Ação

O efeito de um sismo em estruturas enterradas materializa-se pela imposição de deslocamentos no seu contorno em resultado da propagação de ondas sísmicas, em parte influenciadas pela presença das próprias estruturas e de edifícios adjacentes (fenómeno de interação cinemática solo-estrutura). Estes deslocamentos impõem deformações à estrutura que, por sua vez, geram tensões e forças de natureza sísmica, a "resposta sísmica do elemento estrutural".

Os deslocamentos podem ser calculados através de uma análise simplificada utilizando um modelo em que se assume que os deslocamentos sísmicos impostos são conhecidos antecipadamente.

A ação sísmica é definida com base no espectro de resposta elástica em aceleração constante da DNA da parte 1-1 do Eurocódigo 8 para as zonas sísmicas 1.3 e 2.3. No caso da definição da ação sísmica à superfície, o tipo de terreno é considerado de acordo com o critério definido no Tabela 3.1 da NP EN 1998-1. Para o caso da definição da ação sísmica considera-se um terreno do tipo B.

A metodologia de análise inclui as seguintes fases:

- Estimativa das dispersões sísmicas induzidas por uma análise pseudo-estática.
- Imposição estática, a um modelo estrutural detalhado, do campo cinemático de distorção mais desfavorável obtido na análise anterior e cálculo das tensões correspondentes nas estruturas subterrâneas.  
Para efeitos do projeto preliminar e como abordagem conservadora, as forças internas no revestimento definitivo são estimadas a partir dos modelos de elementos finitos da escavação e do apoio inicial sem a incorporação das lajes internas que atuariam como vigas de reforço e reduziriam os momentos fletores impostos.
- Consideração dos esforços de origem sísmica em combinações de ações para situações de conceção sísmica.

Devem ser seguidas as indicações do Anexo C7 - "Análise Sísmica de Estruturas Enterradas" das Cláusulas Técnicas (CET) do Caderno de Encargos.

Em estruturas totalmente enterradas, os efeitos inerciais da sua resposta são negligenciáveis, pelo que foi simplificada uma análise de interação cinemática. Neste caso, o ambiente mais desfavorável de deslocamentos sísmicos é imposto estaticamente a um modelo estrutural detalhado da estrutura enterrada. As tensões sísmicas assim calculadas são consideradas em situações de projeto sísmico.

Especificamente para o caso da Estação de Campo de Ourique, 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 (rocha) do tipo A,  $a_{gr}$ .

O coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , foi calculado, tendo em conta a 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 ao EC8, assume os seguintes valores:  $k = 1,5$  para sismo de tipo 1, e;  $k = 2,5$  para sismo de tipo 2.

	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	Nota
$a_{GR} (m/s^2) =$	1.5	1.7	Tabela NA.I do EC8-1 (zona sísmica 1.3 e 2.3)
$\gamma_i =$	1.59	1.32	-
$a_G (m/s^2) =$	2.38	2.24	-
$a_{VG} / a_G =$	0.75	0.95	-
$a_{VG} (m/s^2) =$	1.786	2.131	Tabela NA-3.4 da secção EC8-1
$S_{MAX} =$	1.35	1.35	Tabelas NA-3.2 e 3.3 do EC8-1 para o tipo de solo B
$r =$	1	1	Tabela 7.1 da secção EC8-5
$S =$	1.21	1.22	alínea f) NA-3.2.2.2(2)P de EC8-1
$\alpha =$	0.243	0.229	$a / g_G$
$K_H =$	<b>0.294</b>	0.279	Expressão (7.1) de EC8-5
$K_v =$	<b>0.147</b>	0.139	Expressão (7.2) de EC8-5

Tabela 13 Quantificação da Ação Sísmica

O efeito da ação sísmica sobre as estruturas será avaliado através da aplicação de um campo de deslocamentos imposto pelo solo da envolvente das estruturas.

O campo de deslocamentos a considerar será o mais desfavorável obtido por uma análise pseudo-estática efetuada num modelo de elementos finitos com a consideração implícita da interação solo-estrutura (ex. software PLAXIS), tendo em conta a estratificação real e a não linearidade do terreno envolvente.

Para a estimativa das ações sísmicas e a verificação da capacidade do revestimento definitivo, após a execução das fases de análise da escavação e do apoio inicial, o revestimento definitivo foi também modelado. De modo a considerar o reduzido atrito entre o revestimento inicial e o revestimento definitivo dos túneis, devido ao sistema de impermeabilização, foram considerados elementos de interface com valores aumentados de rigidez normal e tangencial mínima. Uma vez modelado o revestimento definitivo, são aplicadas as cargas sísmicas pseudo-estáticas para a maior ação sísmica (Ação Sísmica 1).

O dimensionamento do betão armado do revestimento definitivo é realizado em conformidade com a norma EN 1992-1-1:2004, considerando uma resistência a longo prazo de 30MPa com a utilização de folhas de cálculo internas.

Note-se que, devido ao facto de a ação sísmica ser considerada accidental, foi aplicado um fator de carga de 1,00 aos resultados da análise por elementos finitos.

Nas figuras seguintes, é apresentada a verificação da capacidade das várias secções dos túneis.

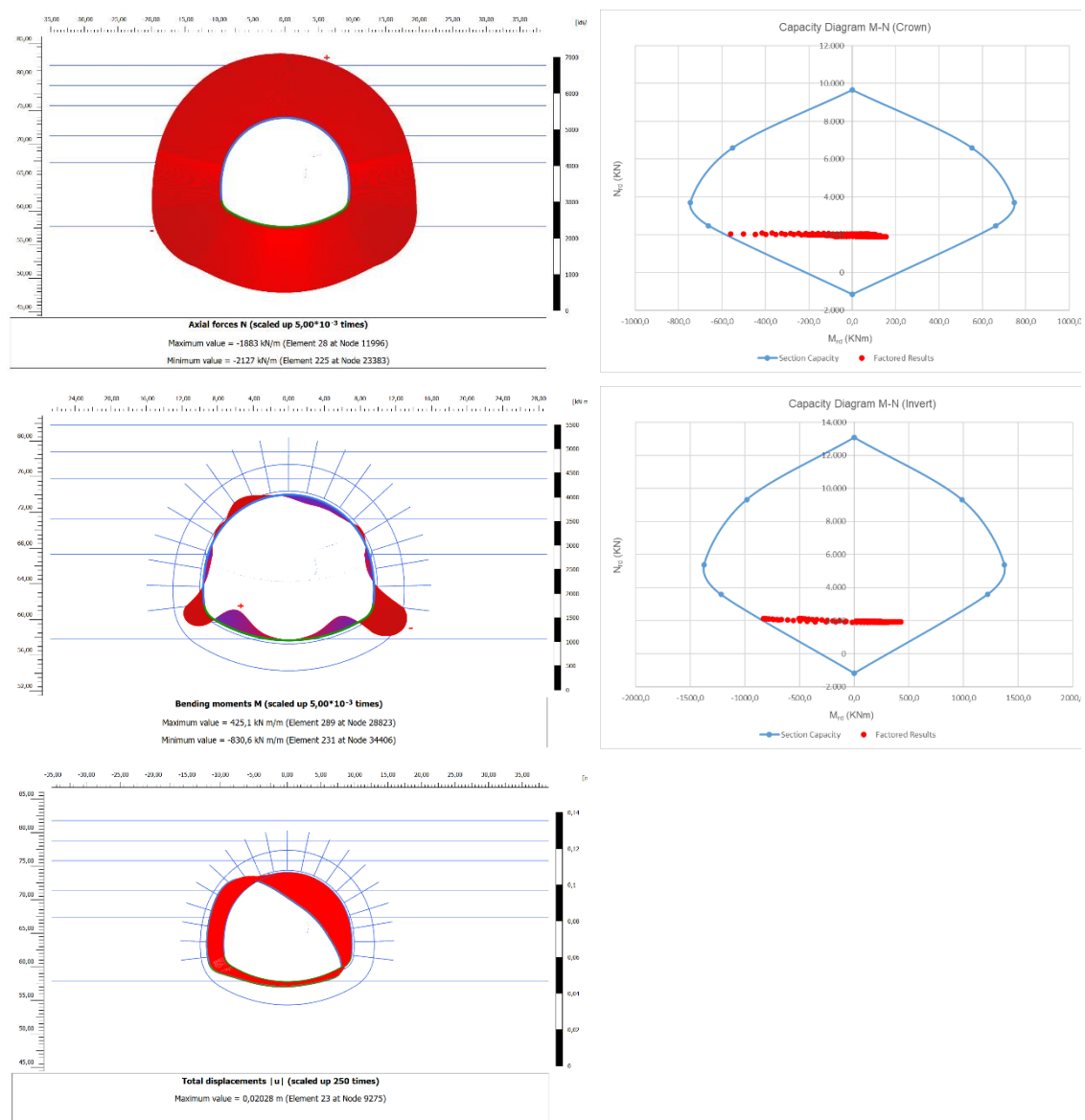
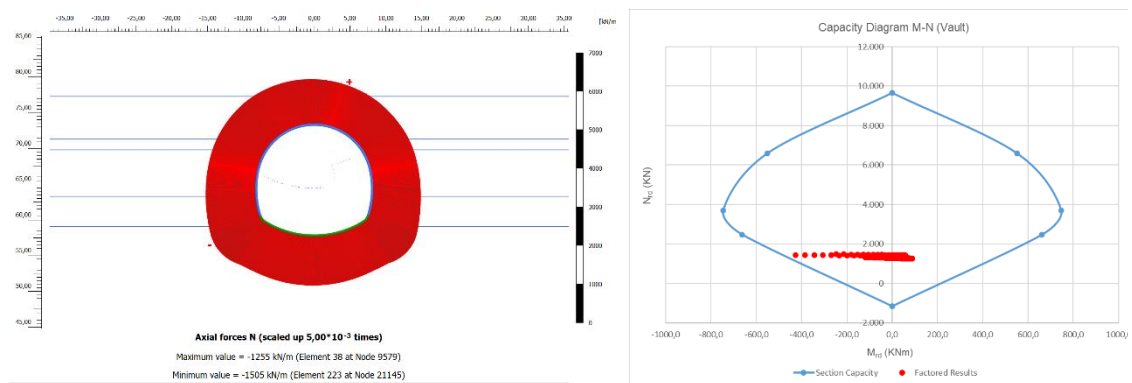


Figura 24 Verificação da Capacidade de Secção do Revestimento Definitivo do Túnel da Estação



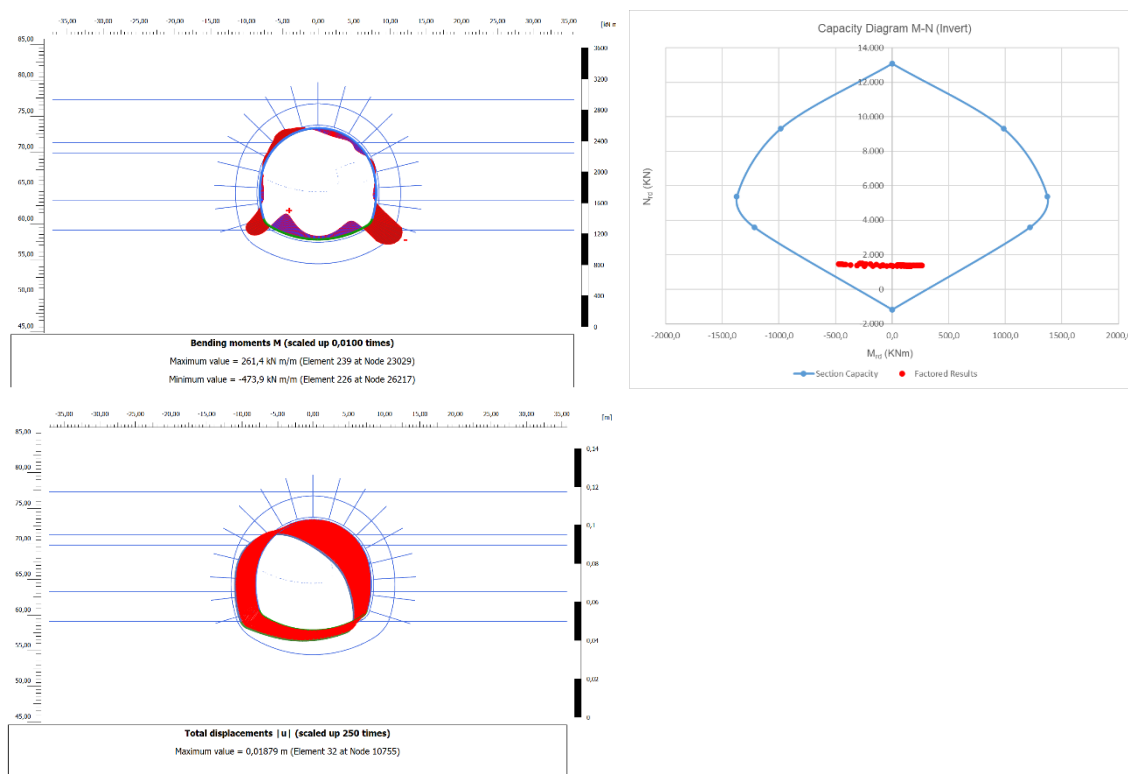
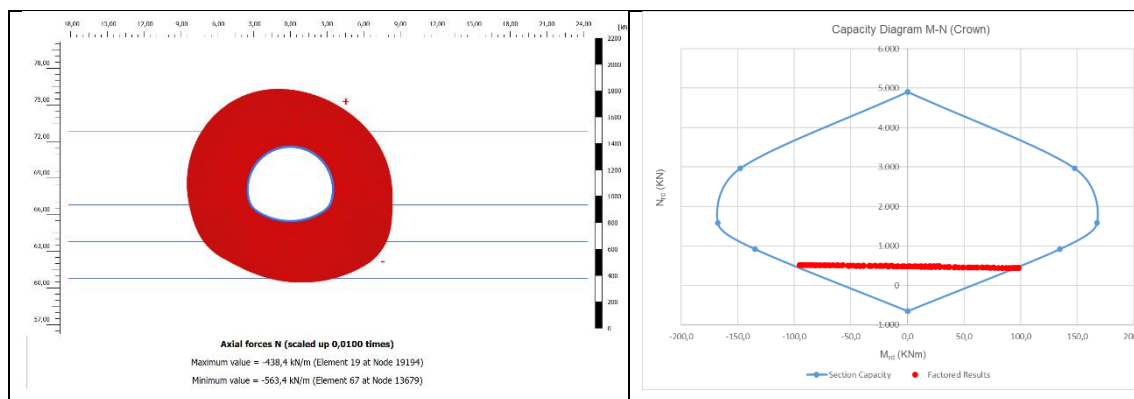
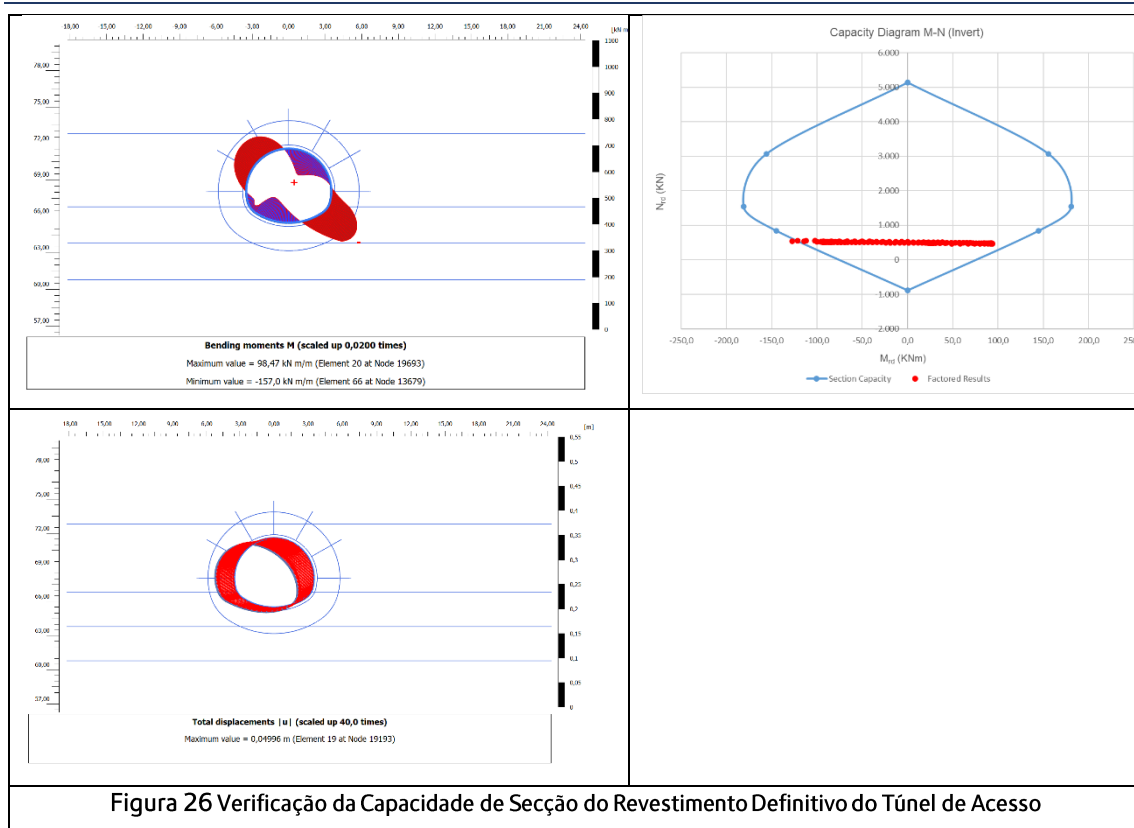


Figura 25 Verificação da Capacidade de Secção do Revestimento Definitivo do Túnel 2

Como se pode verificar nas figuras anteriores, com a aplicação da armadura  $\varnothing 16/150$  para o coroamento, as paredes laterais e o “invert” definitivo, as espessuras selecionadas do revestimento definitivo (50cm para a abóbada e 70cm para o “invert”) são suficientes para o Túnel da Estação e para o Túnel Transversal 2 em condições sísmicas.





Como se pode verificar nas figuras anteriores, com a aplicação da armadura  $\varnothing 12/150$  para o coroamento, as paredes laterais e da armadura  $\varnothing 14/150$  para o “invert” definitivo, a espessura selecionada do revestimento definitivo (25cm) é suficiente para o túnel de acesso em condições sísmicas.

## 9.7.2 Incêndio

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

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

Estes critérios são satisfeitos adotando as disposições prescritas na norma EN 1992 1-2, na qual são apresentados valores tabelados (capítulo 5) que indicam as dimensões mínimas dos elementos estruturais, bem como os recobrimentos mínimos das armaduras.

No que respeita aos revestimentos, os valores mínimos apresentados no Tabela do capítulo 5 da norma EN 1992 1-2 são geralmente inferiores ao mínimo necessário para garantir os requisitos de durabilidade.

Na Tabela 7 acima, está representado o valor do revestimento adotado para garantir o requisito de durabilidade e resistência ao fogo.



### 9.7.3 Descarrilamento

De acordo com a Parte 7 do Eurocódigo 1 (EN 1991-1-7:2006), as estruturas expostas a cargas de descarrilamento podem ser classificadas como classe A - estruturas próximas da linha férrea em funcionamento, ocupadas permanentemente ou temporariamente por pessoas. Nesta categoria, e de acordo com a Tabela 4.4 da mesma norma, as forças de descarga são nulas para estruturas situadas a mais de 5 metros do centro do carril mais próximo e de 4000kN na direção longitudinal e 1500 na direção transversal se situadas entre 3 e 5m do centro do carril.

Distância "d" dos elementos estruturais ao eixo da via mais próxima (m)	Força Fdx (kN)	Força Fdy (kN)
Elementos estruturais: d<3m	A especificar para cada projeto individual.  Para mais informações, consultar o Anexo B	A especificar para cada projeto individual.  Para mais informações, consultar o Anexo B
Para paredes contínuas e estruturas do tipo parede: 3m ≤ d ≤ 5m	4000	1500
d ≥ 5m	0	0
direção da via; perpendicular à direção da via		

Tabela 14 Ação de Descarrilamento. Tabela 4.4 da EN1991-1-7:2006

Estas forças são independentes umas das outras, aplicadas a uma altura de 1,8 m, e podem ser reduzidas em 50% para velocidades de tráfego rodoviário inferiores a 50 km/h.

## 9.8 Combinações de Cargas

Para a verificação da segurança em relação aos diferentes estados limites, devem ser consideradas as combinações de cargas cuja atividade simultânea é credível e que produzem os efeitos mais adversos na estrutura.

### 9.8.1 Estados Limites Últimos (ELU)

As combinações de ações são baseadas nas regras definidas na NP EN 1990. São consideradas as seguintes combinações de ações:

#### a) Combinações Fundamentais:

Para a verificação da segurança em relação aos estados limites de resistência últimos, 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 se aplica o seguinte:

$S_{Gik}$  - Esforços resultantes de ações permanentes considerados com os seus valores característicos;

$S_{Q1k}$  - Esforço resultante da ação da variável de base tomada com o seu valor característico;

$S_{Qjk}$  - Esforços resultantes das restantes ações variáveis realizadas 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 o valor de 1,0, caso contrário;

$\gamma_Q$  - Coeficiente de segurança a aplicar às ações variáveis que assume o valor de 1,50 ações variáveis quando têm efeitos desfavoráveis, ou valor nulo caso contrário;

$\psi$  - Redução do valor da ação variável  $i$ .

#### b) 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 se aplica o seguinte:

$S_d$  - 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 acidental, tomado 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 sobrevivência após uma situação de acidente).

#### c) Combinações Sísmicas:

No caso da variável base ser a ação sísmica, cujos valores de esforço de cálculo são designados por  $S_{Ed}$ , temos:

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

Em que se aplica o seguinte:

$S_d$  - Esforço de cálculo;

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

### 9.8.2 Estados Últimos de Serviço (ELS)

Para verificar a segurança do estado limite de utilização, as combinações a considerar são as seguintes

#### Combinação de Características

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

#### Combinação Frequente:

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

**Combinação Quase Permanente:**

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

Em que se aplica o seguinte:

- $S_{Gik}$  - Esforços resultantes de ações permanentes considerados 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 realizadas com os seus valores característicos.
- $\psi_1$  e  $\psi_2$  - Valores reduzidos da participação variável  $j$ .

### 9.8.3 Fatores de Carga

Para determinar o valor de cálculo dos efeitos das ações das combinações de cálculo para avaliar a segurança para os Estados Limites, as ações são majoradas pelos coeficientes parciais das ações apresentados nos Tabelas seguintes e que estão de acordo com o Anexo A1 da Norma NP EN1990.

COEFICIENTES PARCIAIS DAS AÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITES Str ( $\gamma_F$ )			
AÇÕES:		Combinação Persistente ou Transitória:	Combinação Sísmica
Acções Permanentes ( $\gamma_G$ )	Desfavorável	1.35	1.00
	Favorável	1.00	1.00
Acções Variáveis ( $\gamma_Q$ )	Desfavorável	1.50	1.00
	Favorável	0	0
Sísmica	Desfavorável	-	1.00
	Favorável	-	-

Tabela 15 Coeficientes Parciais das Ações para os Estados Limites últimos

Para determinar o valor de cálculo dos efeitos das ações das Combinações Característica, Freqüente e Quase-Permanente para avaliação da segurança ao Estado Limite de Serviço, as ações foram afetadas pelos coeficientes  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  apresentados na Tabela seguinte e que estão de acordo com o Anexo A1 da Norma EN 1990. Na mesma tabela, são apresentados os coeficientes  $\psi_E$  para determinar os efeitos da inércia da estrutura no cálculo da ação sísmica, determinados de acordo com a Norma NP EN1998-1, item 4.2.4.

COEFICIENTES DE COMBINAÇÃO $\psi$					
AÇÕES		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_E$
Acções Variáveis	Sobrecarga Zona 1 (C)	0,70	0,70	0,60	0,60

	Sobrecarga Zona 2 (C)	0,70	0,70	0,60	0,60
	Sobrecarga Zona 3 (E)	1,00	0,90	0,80	0,80

Tabela 16 Coeficientes de Combinação  $\Psi$

## 9.8.4 Fatores de Segurança de Materiais

Os materiais foram reduzidos pelos coeficientes indicados na tabela seguinte e que está de acordo com as normas NP EN1992-1 e NP EN1993-1.

COEFICIENTES PARCIAIS DOS MATERIAIS PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO ( $\gamma_M$ )		
MATERIAL	Situações Persistentes ou Transitórias:	Situações Acidentais (Sismos/Impactos)
Betão ( $\gamma_c$ )	1.50	1.50
Barras de reforço ( $\gamma_s$ )	1.15	1.15
Elementos estruturais em aço ( $\gamma_{M0}$ )	1.00	1.00
Ligações de aço ( $\gamma_{M2}$ )	1.25	1.25

Tabela 17 Coeficientes Parciais dos Materiais para o Estado Limite Último

## 9.9 Verificação de Segurança

### 9.9.1 Verificação de Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)

Os critérios de dimensionamento de estruturas de betão armado e de estruturas metálicas são os estabelecidos na regulamentação nacional aplicável, nomeadamente nas normas NP EN1992, NP EN 1993 e NP EN 1998. O dimensionamento e a verificação estrutural dos vários elementos e secções foram efetuados tendo em conta as normas estruturais referidas.

Para a verificação da segurança para os estados limites últimos de resistência, são considerados os valores dos coeficientes parciais de segurança, relacionados com as ações e os materiais.

Para os elementos de betão armado, foram efetuadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condições:

- Estado limite último da resistência à flexão.
- Estado limite último da resistência à flexão do composta (quando relevante).
- Estado limite último de resistência ao cisalhamento.
- Estado limite último de resistência ao punçoamento.

Para as estruturas de aço, foram efetuadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condições:

- Estado limite último da resistência à flexão.
- Estado limite último de resistência à encurvadura por flexão torcional.
- Estado limite último de resistência ao cisalhamento.

A verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos (ELU) foi efetuada 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. Na verificação da segurança estrutural para a ação do fogo, são considerados os seguintes critérios:

1. Manter a função de suporte de carga durante pelo menos 120 minutos;
2. Limitar a propagação do fogo (chamas, gases quentes, calor excessivo).

### 9.9.2 Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELU)

A verificação da segurança para os estados limite de utilização foi efetuada de acordo com as disposições das normas NP EN1991, NP EN 1992 e NP EN1993. Foram efetuadas as seguintes verificações:

- Limitação das tensões de compressão no betão armado;
- Controlo da fissuração em elementos de betão armado.
  - Limitado a  $w_k = 0,3$  mm para a combinação quase-permanente;
  - A adoção de uma armadura mínima para os efeitos causados pelas deformações impedidas pela retração;
  - A adoção de armaduras de alma nas faces laterais em vigas com altura superior a 1 m.
- Controlo das deformações em elementos de betão armado:
  - Limitação da deformação da laje e da viga a  $l/250$  para a combinação de ações quase permanentes.
  - Limitação da deformação dos elementos estruturais suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura ou ao equipamento, a  $l/500$  para a combinação de ações quase permanentes.

---

## 10 PLANO DE MONITORIZAÇÃO

### 10.1 Introdução

A utilização de instrumentação e observação permitirá prever o controlo sistemático dos trabalhos através de um plano de monitorização dos parâmetros que influenciam o desenvolvimento do projeto, de forma a verificar os pressupostos do projeto e, sempre que necessário, adaptá-lo antecipadamente de modo a garantir, sem comprometer a segurança, o cumprimento dos prazos previstos, a gestão de eventos acidentais e imprevistos no contexto geológico-geotécnico em que o projeto se desenvolve. Em função dos resultados obtidos, a monitorização permitirá o controlo e a adaptação atempada das soluções, com efeito benéfico na minimização do risco geotécnico da obra.

Importa ainda referir que a metodologia adotada no desenvolvimento deste estudo segue os princípios atuais aplicados neste tipo de intervenção.

O sistema de monitorização deve ser robusto para garantir uma durabilidade adequada e deve consistir em instrumentos de fiabilidade comprovada que estejam atualmente a ser utilizados em projetos semelhantes.

Todos os instrumentos terão de ser adequadamente protegidos para evitar que sejam danificados durante a execução dos trabalhos.

A realização de leituras topográficas requer a utilização de elementos de referência adequados, localizados na área do projeto que não serão afetados durante os trabalhos e a uma distância tal que o erro de leitura associado seja marginal.

A instalação da instrumentação é de importância estratégica para o correto desempenho do sistema de monitorização, em particular para os instrumentos que, uma vez instalados, não poderão ser acedidos posteriormente.

A instalação deve garantir a máxima fiabilidade e o êxito das operações.

As técnicas e procedimentos de instalação devem estar sempre de acordo com as instruções dos fabricantes dos instrumentos.

Toda a instrumentação deve ser instalada com bastante antecedência em relação ao início dos trabalhos, de modo a obter leituras de referência adequadas.

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

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

De acordo com o enquadramento acima referido, o sistema de observação será definido para as diferentes obras que compõem o projeto, podendo ser instalados os seguintes instrumentos

- Prisma topográfico/marcadores para edifícios, carris e pavimentos
- Extensómetros multiponto.
- Indicador “turning & banking”.
- Piezómetro de Casagrande (a realizar no âmbito da obra).
- Fissurómetro (edifícios).
- Prisma de convergência.
- Sismógrafo (edifícios).
- Tiltmetro (edifícios).
- Extensómetros vibratórios para estruturas subterrâneas.

- Sensores de nível de líquido.

Os sistemas de monitorização recomendados vão ao encontro das diferentes fases de construção do Projeto. Assim, em alguns casos a monitorização limita-se ao período de construção e noutros casos estende-se ao período de serviço.

## 10.2 Parâmetros Monitorizados

Em geral, as quantidades a controlar serão as seguintes

- Medições das convergências no interior do túnel e dos túneis das estações com recurso a prismas topográficos/marcadores;
- Medição da inclinação de edifícios através de tiltímetros;
- Medição da abertura de fissuras, utilizando medidores de fissurómetros;
- Medições dos deslocamentos verticais internos da superfície do solo, com extensómetros multiponto;
- Medição de deslocamentos horizontais através de inclinómetros;
- Medições de assentamento utilizando prisma topográficos/marcadores com nivelamento preciso;
- Medições piezométricas da água com piezómetros;
- Medição das vibrações induzidas com sismógrafos;
- Medições de deslocamentos axiais utilizando extensómetros.
- Medição de forças aplicadas utilizando células de carga.

## 10.3 Escavações Mineiras

A avaliação da evolução do comportamento das obras subterrâneas será efetuada através do registo dos deslocamentos da casca de betão projetado (convergências) e da observação de eventuais fissuras no suporte primário. Para o efeito, serão criadas secções de medição de convergências, onde serão instalados pontos de convergência na abóbada e na bancada.

De um modo geral, no que respeita às grandezas a monitorizar, as mais relevantes são as relacionadas com a libertação do estado de tensão, a presença e o fluxo de água e as vibrações devidas ao processo de escavação.

As ações relacionadas com a presença e escoamento de água nas escavações subterrâneas serão controladas pela observação sistemática dos caudais, ainda que não se preveja que tais observações sejam feitas neste caso concreto, com base na informação disponível dos piezómetros instalados. Quando necessário, é dado particular relevo aos furos de drenagem longitudinais efetuados antes da escavação, que permitirão também estimar as condições hidrogeológicas do terreno a escavar.

## 10.4 Edifícios

Para a monitorização dos edifícios próximos do projeto, será implementado um sistema de monitorização composto por:

- Prismas topográficos/marcadores para edifícios, carris e pavimentos
- Sensores de nível de líquido para controlo de pequenas deslocações verticais (alta precisão)

- Sismógrafos para o controlo das vibrações induzidas pela execução de obras
- Tiltímetros para controlo da inclinação
- Fissurómetros para controlar as fissuras existentes nos edifícios.

A adoção de medidas de instrumentação e observação permitirá à fase de obra observar os movimentos que ocorrem nas interferências e, se necessário, tomar medidas para minimizar os movimentos das estruturas e consequentemente reduzir os riscos humanos e materiais associados a esses movimentos. Assim, serão estabelecidos dois níveis de instrumentação e observação (I e II), que se diferenciam, respetivamente, pela complexidade crescente da instrumentação instalada e pela frequência de leitura a efetuar.

- Instrumentação e observação Nível I – Monitorização utilizando essencialmente prismas refletores;
- Instrumentação e observação Nível II – Monitorização com recurso a alvos refletores e prismas e também a inclinómetros, níveis de líquidos, fissurómetros e sismómetros.

Note-se que os sismógrafos devem ser instalados o mais próximo possível das fundações dos edifícios e que os medidores de fissuras devem ser instalados apenas em caso de presença de fissuras.

## 10.5 Frequência de Monitorização

As leituras iniciais (zeragem) devem ser efetuadas de acordo com as indicações referidas nos pontos anteriores e sempre antes do início dos trabalhos de escavação.

A frequência das leituras a adaptar na fase de construção e de exploração é apresentada a título indicativo no Tabela seguinte.

Tipo de Instrumento	Frequência de Controlo das Escavações Subterrâneas			
	Distância da Escavação			
	< 20m	20 - 60m	60 - 100m	> 100m
Prismas Topográficos / Marcadores	6 gravações por dia	A cada 2 dias	Semanal	Quinzenalmente até ser inferior a 2mm.mês
Tiltímetro	Duas vezes por semana			
Piezómetro elétrico	6 gravações por dia	A cada 2 dias		
Piezómetro de Casagrande	Semanal	Semanal		
Fissurómetro	Duas vezes por semana			
Sismógrafo	Cada hora			
Convergências	Diário	A cada 2 dias		
Extensómetros	Diário			
Sensores de Nível de Líquido	6 gravações por dia			
Inclinómetro	Semanal			
Inspecções visuais	Diário			

Tabela 18 Frequência de Controlo



## 10.6 Níveis de Aviso, Referência e Alarme

O estabelecimento dos níveis de alerta e alarme para os parâmetros acima referidos visa limitar os danos a uma determinada categoria, uma vez que quando o valor definido para o nível de alerta for atingido, será obrigatório analisar a evolução das deformações, de forma a poder tratar atempadamente a aplicação de medidas para estabilizar os deslocamentos registados (inclinómetros, alvos, marcas e fissurómetros) ou as tensões/forças registadas (células de carga) quando o nível de alarme for atingido.

Os valores associados a estes limites serão definidos em função dos resultados obtidos nos cálculos da fase de projeto de execução. Serão definidos, para cada parâmetro medido, como:

### Nível de Aviso

Cenário correspondente a uma primeira fase, em que os valores medidos nos sistemas de monitorização correspondem a 80% dos valores definidos pelo projeto.

### Nível de Referência

Cenário correspondente a uma primeira fase, em que os valores medidos nos sistemas de monitorização correspondem a 100% dos valores definidos pelo projeto.

### Nível de Alarme

Cenário em que a evolução dos valores medidos apresenta uma aceleração/variação acentuada no tempo, sendo muito superior aos valores de projeto.

O sistema de alerta basear-se-á igualmente nos seguintes critérios:

- evolução das curvas de deslocamento ao longo do tempo, com base na análise da evolução da mesma grandeza medida através de diferentes instrumentos – fissurómetros, prismas de precisão, marcas de nivelamento, inclinómetros e células de carga;
- comparação entre os resultados obtidos nas diferentes secções de observação;
- interpretação das deformações em função das características geológico-geotécnicas dos terrenos.

O nível de alerta proposto para os deslocamentos também deve ser medido com base na variação da taxa de deformação (velocidade) e valores superiores a 0,5mm/dia podem ser considerados como o primeiro nível de alerta.

A necessidade de aplicação do plano de contingência e das ações deve ser verificada, caso as quantidades medidas através do plano de instrumentação ultrapassem os valores de alarme, não compatíveis com a segurança da obra e das estruturas adjacentes.

Registo e Controlo de Alterações

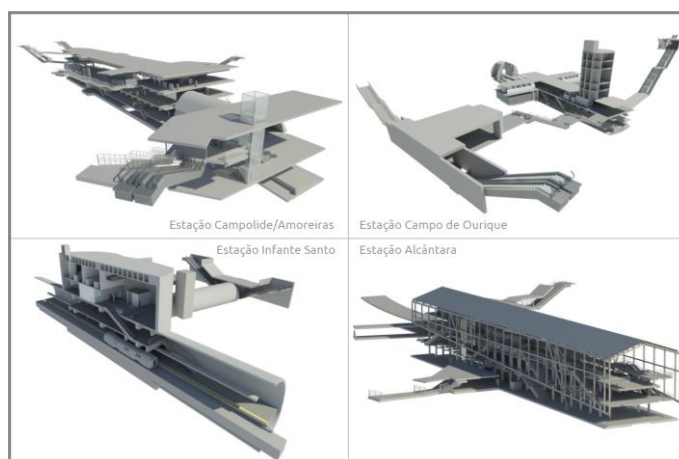
Revisão	Dados	Descrição
0	2024-09-27	Emissão inicial

# METRO DE LISBOA

## PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA

### EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO

#### PROJETO DE EXECUÇÃO



### TOMO V

## VOLUME 2 – ESTAÇÃO CAMPO DE OURIQUE – 02 ESTRUTURAS

### NOTA DE CÁLCULO – ESTRUTURAS EXTERNAS

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR EST CO NC 083001 0
----------------	-------------------------------------

	Nome	Assinatura	Dados
Elaborado	Christos Biliaris P. Kontothanasis		2024-09-27
Revisto	Afonso Marques		2024-09-27
Verificado	Sergio Notarianni		2024-09-27
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		
Aprovado	Raúl Pistone		

## ÍNDICE

1	OBJECTIVO E ÂMBITO.....	5
2	CÓDIGOS E NORMAS DE CONCEÇÃO.....	5
3	DADOS DE ENTRADA.....	6
3.1	Desenhos e Documentos.....	6
4	DESCRIÇÃO DA ESTAÇÃO.....	7
5	CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS.....	9
6	MATERIAIS.....	13
6.1	Estruturas Definitivas.....	13
7	CONCEÇÃO ESTRUTURAL.....	15
7.1	Vida Útil do Projeto.....	15
7.2	Classificação dos Projetos de Acordo com a sua Importância.....	15
7.3	Classificação do Tipo de Solo.....	15
7.4	Classe de Inspeção.....	17
7.5	Classe de Fiabilidade.....	17
7.6	Categoria Geotécnica.....	18
7.7	Estanquidade das Estruturas Subterrâneas.....	18
7.7.1	Estações Subterrâneas.....	18
7.7.2	Requisitos Legais de Proteção das Águas Subterrâneas.....	19
8	CONCEÇÃO ESTRUTURAL DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS.....	20
8.1	Estrutura Definitiva Exterior.....	20
8.2	Estrutura Definitiva Interior.....	23
8.3	Metodologia de Cálculo.....	26
8.4	Ações.....	28
8.4.1	Ações Permanentes.....	28
8.4.1.1	Peso Próprio (PP).....	28
8.4.1.2	Tensão no Solo.....	28
8.4.1.3	Forças Hidrostáticas.....	29
8.4.1.4	Restante Carga Permanente (RCP).....	29
8.4.1.4.1	Paredes e Divisórias não Estruturais.....	30
8.4.1.5	Escadas Rolantes.....	30
8.4.2	Ações Variáveis.....	30

8.4.2.1	Sobrecarga de Utilização (SC) .....	30
8.4.2.2	Sobrecarga Ferroviária (SF).....	32
8.4.2.3	Varição Uniforme da Temperatura .....	32
8.5	Retração e Fluência.....	33
8.6	Mapas Genéricos de Cargas.....	34
8.6.1	Piso da Plataforma .....	34
8.6.2	Piso do Átrio .....	35
8.6.3	Pisos Superiores +75,82 +79,06 +85,54 +88,78.....	36
8.7	Ações Acidentais .....	37
8.7.1	Ação Sísmica.....	37
8.7.2	Incêndio .....	41
8.7.3	Descarrilamento.....	42
8.8	Combinações de Cargas.....	42
8.8.1	Estados Limites Últimos (ELU).....	42
8.8.2	Estado Limite de Serviço (ELS) .....	43
8.8.3	Fatores de Carga.....	44
8.8.4	Fatores de segurança de Materiais .....	45
8.9	Verificação de Segurança.....	45
8.9.1	Verificação de Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU).....	45
8.9.2	Verificação de Segurança aos Estados Limites de Serviço .....	46
8.9.3	Saída de resultados.....	47

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Unidades Geotécnicas Reconhecidas no Local do Projeto .....	9
Tabela 2	Profundidades das Unidades Geotécnicas .....	10
Tabela 3	Valores Característicos dos Parâmetros Geotécnicos .....	11
Tabela 4	Estruturas Definitivas. Características do Material.....	13
Tabela 5.	Estruturas de Aço. Características dos Materiais .....	13
Tabela 6	Estruturas Definitivas. Recobrimentos Nominais das Armaduras.....	14
Tabela 7	Aceleração Máxima de Referência de Projeto agR (m/s <sup>2</sup> ) nas Várias Zonas Sísmicas .....	16
Tabela 8	Tipos de Solo por EC8 .....	17
Tabela 9	Tipos de Solo por Parâmetros de Solo .....	17
Tabela 10.	Cargas.....	31
Tabela 11	Quantificação da Ação Sísmica .....	38
Tabela 12	Ação de Descarrilamento. Tabela 4.4 da EN1991-1-7:2006.....	42
Tabela 13	Coefficientes Parciais das Ações para os Estados Limites Últimos .....	44
Tabela 14	Coefficientes de Combinação $\Psi$ .....	45
Tabela 15	Coefficientes Parciais dos Materiais para o Estado Limite Último.....	45

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Localização da Estação de Campo de Ourique.....	8
Figura 2 Zonamento Sísmico do Território Nacional de Acordo com o Anexo Nacional NA da NP EN 1998-1:2010.....	16
Figura 3. Vista em Planta 3D da Estação .....	20
Figura 4. Secção Longitudinal da Estação .....	21
Figura 5. Secção Transversal do Túnel .....	21
Figura 6. Secção Transversal do Túnel 2 .....	22
Figura 7 Vista em planta do Poço.....	22
Figura 8. Secção Transversal da Entrada .....	23
Figura 9. Planta Do Cais .....	24
Figura 10. Planta do Piso do Átrio .....	24
Figura 11 . Secção Transversal ao Túnel do Cais na Zona do Poço Principal .....	25
Figura 12. Modelo 3D Exportado do Scia Engineer .....	27
Figura 13. Modelo 3D Exportado do Scia Engineer .....	27
Figura 14 Distribuição da Carga no Solo para Túneis Minados (Beton - Kalender 2014) .....	29
Figura 15 Cargas Transmitidas por uma Formação MRM (extrato ANX_C4, ML 90).....	32
Figura 16 Cargas no Piso da Plataforma.....	34
Figura 17 Sobrecargas.....	35
Figura 18 RCP no Piso do Átrio.....	35
Figura 19 Sobrecargas no Piso do Átrio.....	36
Figura 20 RCP nos Pisos Superiores .....	36
Figura 21 Sobrecargas nos Pisos Superiores.....	36
Figura 22 Verificação da Capacidade de Secção do Revestimento Definitivo do Túnel da Estação .....	39
Figura 23 Verificação da Capacidade de Secção do Revestimento Definitivo do Túnel 2.....	40
Figura 24 Verificação da Capacidade de Secção do Revestimento Definitivo do Túnel de Acesso .....	41

## 1 OBJECTIVO E ÂMBITO

A Estação de Campo de Ourique faz parte do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara do Metropolitano de Lisboa. A estação é constituída por uma estrutura subterrânea com 117,4m de comprimento interior, 18,8m de largura interior máxima e 15,7m de altura interior máxima, com cerca de 15 metros de cobertura.

Este documento descreve os principais pressupostos de projeto e a metodologia a considerar durante o desenvolvimento do Anteprojeto e, numa fase posterior, do Projeto de Execução das Estruturas Finais da Estação de Campo de Ourique.

## 2 CÓDIGOS E NORMAS DE CONCEÇÃO

O projeto será desenvolvido com base nos seguintes códigos de projeto:

- NP EN 1990 – Bases para o Projeto de Estruturas (EC0);
- NP EN 1991 – 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 de Aço e Betão (EC4);
- NP EN 1997 – Projeto Geotécnico (EC7);
- NP EN 1998 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8);
- Código Modelo FIB para Estruturas de Betão 2010
- Normas de Projeto de Estruturas do Metropolitano de Lisboa.

Serão igualmente consideradas as seguintes normas de execução:

- NP EN 206:2013+A1:2017 – Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade.
- NP EN 13670-1 – Execução de estruturas de betão. Parte 1 – Regras Gerais.
- NP EN 14199 – Execução de obras geotécnicas especiais. Microestacas.
- NP EN 1537 – Execução de obras geotécnicas especiais. Ancoragens.
- EN ISO 22447-5 – Investigação e ensaios geotécnicos – Ensaio de estruturas geotécnicas – Parte 5: Ensaio de ancoragens betumadas.
- EN 1536 – Execução de Obras Geotécnicas Especiais. Estacas escavadas.
- EN 14490 – Execução de Obras Geotécnicas Especiais. Pregagem do solo.
- NP EN 197-1 – Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos comuns.
- NP EN 197-2 – Cimento. Parte 2: Avaliação e verificação da regularidade do desempenho.
- NP EN 13251 – Geotêxteis e produtos relacionados com geotêxteis – Características requeridas para uso em terraplenagens, fundações e estruturas de suporte.
- NP EN 13256 – Geotêxteis e produtos relacionados com geotêxteis – Características requeridas para uso na construção de túneis e estruturas subterrâneas.
- NP EN 14487-1 – Betão projetado – Parte 1: Definições, especificações e conformidade.

- NP EN 14487-2 – Betão projetado – Parte 2: Execução.
- NP EN 14889-1 – Fibras para betão – Parte 1: Fibras de aço – Definições, especificações e conformidade.
- NP EN 14488-5 – Ensaio em 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 armadura de pré-esforço – Métodos de ensaio.
- NP EN 446 – Caldas de injeção para armadura de pré-esforço – Procedimentos de injeção.
- NP EN 447 – Caldas de injeção para armadura de pré-esforço – Requisitos básicos.

### 3 DADOS DE ENTRADA

Os desenhos e documentos considerados como dados de entrada associados ao trabalho foram os seguintes

#### 3.1 Desenhos e Documentos

O presente relatório baseia-se nos seguintes documentos e respetivos desenhos, fornecidos pelo Metropolitano de Lisboa:

1. Estação Campo De Ourique, Arquitetura, Memória Descritiva E Justificativa, LVSSA ML PP ARQ EST ECO MD 063001 0, 2022-08-10,
2. Estação Campo De Ourique, Memória Descritiva E Justificativa, LVSSA ML PP STR EST ECO MD 083000 A, 2022-11-16,

bem como aos documentos seguintes e aos desenhos que os acompanham, apresentados no âmbito do projeto de concurso:

3. VOLUME 3 – Estações – Campo De Ourique Memória Descritiva E Justificativa, Suporte. Primário E Faseamento Construtivo, LVSSA CBJ EP STR EST ECO MD 083000 0, 2023-06-23,
4. VOLUME 3 – Estações – Estação Campo De Ourique Memória Descritiva E Justificativa, LVSSA CBJ EP STR EST ECO MD 083001 0, 2023-06-23,
5. VOLUME 3 – Estações – Estação Campo De Ourique Nota De Cálculo – Estruturas Externas, LVSSA CBJ EP STR EST ECO NC 083001 0, 2023-06-23,
6. VOLUME 3 – Estações Nota De Cálculo – Estruturas Internas Da Estação De Campo De Ourique, LVSSA CBJ EP STR EST ECO NC 083002 0, 2023-06-23,
7. Memória Descritiva e Justificativa do Método Construtivo e Faseamento da Obra, PROC. N.º 125/2022 DLO/ML.



---

## 4 DESCRIÇÃO DA ESTAÇÃO

A estação de Campo de Ourique situa-se no Jardim da Parada, entre a Rua 4 de Infantaria e a Rua Tomás da Anunciação.

Devido às restrições de espaço à superfície, esta estação será construída numa galeria totalmente subterrânea, devido à necessidade de interferência mínima com a superfície e os edifícios circundantes.

A estação é constituída por um poço de acesso com 14,0m de diâmetro interior definitivo, o túnel principal (Túnel da Plataforma) com 117,4m de comprimento interior, 18,8m de largura interior máxima e 15,7m de altura interior máxima, e um túnel transversal com cerca de 57,0m de comprimento interior, 15,8m de largura interior máxima e 14,9m de altura interior máxima. Estão ainda previstos dois túneis de acesso com 7,0m de largura interior máxima e 6,1m de altura interior máxima.

O poço de acesso situa-se na esquina entre a Rua Almeida e Sousa e a Rua Tomás da Anunciação.

A Estação de Campo de Ourique encontra-se sob o Jardim Teófilo de Braga, sendo que a cobertura sobre o Túnel varia aproximadamente entre 15m e 18m.

A construção da estação subterrânea será efetuada segundo o método NATM. O túnel da plataforma será escavado a partir do poço.

Os túneis de acesso serão executados a partir do Túnel Principal, no sentido ascendente, até ao nível do último lanço de escadas. A partir desta cota, os trabalhos serão executados à superfície pelo método "cut& cover" através de um poço aberto, provisoriamente retido por um muro de estacas.

Uma vez que o diâmetro do poço é inferior à largura do túnel, são inicialmente considerados alargamentos laterais do túnel, preenchidos com betão, para funcionarem como pilares e colunas de reforço do poço, que serão reavaliados durante a fase de projeto pormenorizado.

A figura seguinte mostra a localização da Estação de Campo de Ourique.

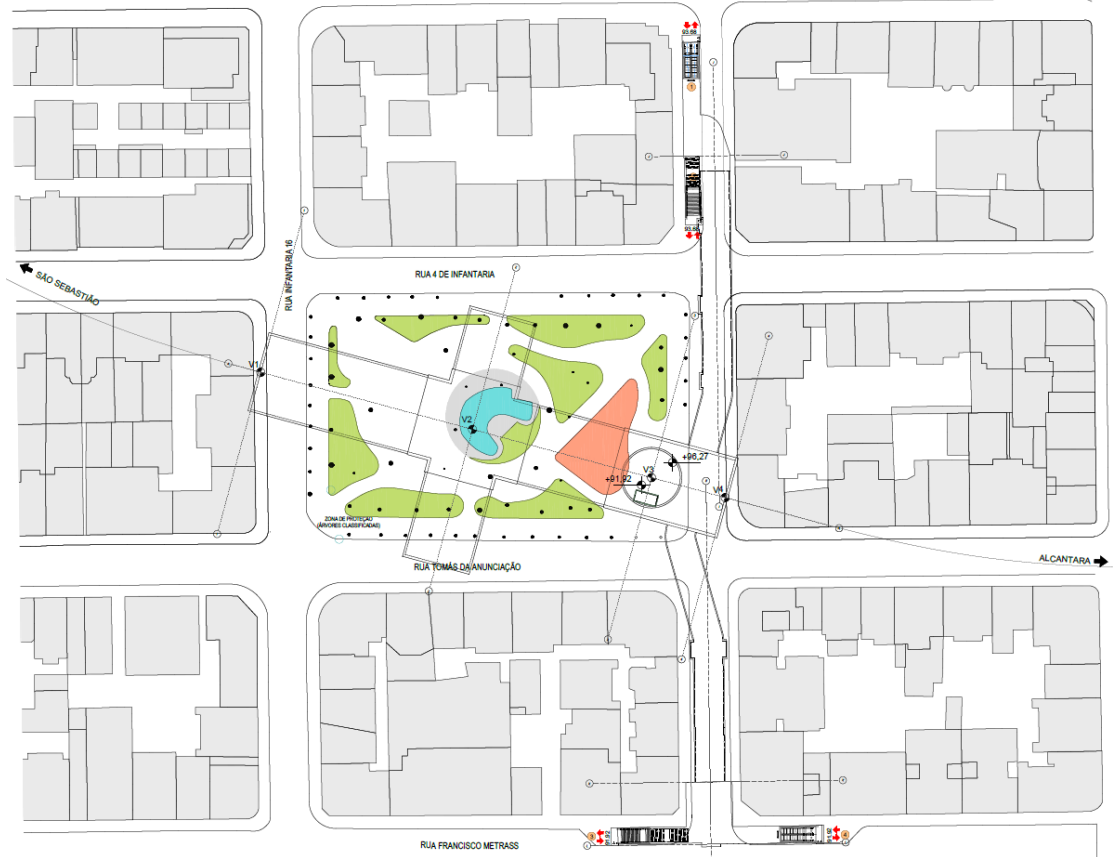


Figura 1 - Localização da Estação de Campo de Ourique

## 5 CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

Os resultados disponíveis da investigação geotécnica efetuada foram avaliados e posteriormente foi desenvolvido um modelo geotécnico preliminar adequado à elaboração dos estudos geotécnicos preliminares da estação de Campo de Ourique. De acordo com os dados geotécnicos obtidos com base na investigação geotécnica relativa (sondagens SC14-pz, SC15-pz, SC16, SC17-pz e SC18-pz), as formações no local do projeto são constituídas por argilas silto-arenosas rígidas a muito rígidas, sobrepostas a uma camada de argilas e margas siltosas, duras a muito duras. Nos estratos mais profundos, encontra-se a formação de basalto moderadamente a fortemente fracturado com abundantes veios de calcite. Na base do local do projeto encontra-se a formação calcária cristalina, que apresenta um grande grau de diferenciação em termos do seu grau de meteorização e desintegração.

De um modo geral, a estratigrafia encontrada na área geral da estação proposta de Campo de Ourique é categorizada em unidades geotécnicas distintas, conforme apresentado na Tabela abaixo.

Tabela 1 Unidades Geotécnicas Reconhecidas no Local do Projeto

Unidade Geotécnica	Descrição
At	Camada betuminosa assente em aterro argiloso-siltoso, ligeiramente arenoso, com fragmentos de calcário, cinzento acastanhado.
M(ag)b	Argila silto-arenosa rígida a muito rígida ( $15 < N_{SPT} < 30$ ), com concreções carbonatadas, cinzenta acastanhada e cinzenta-esverdeada.
M(ag)a	Argilas e margas duras a muito duras ( $N_{SPT} > 30$ ), com fragmentos basálticos.
$\beta_{W5;W4/5}$	Basalto, com abundantes veios de calcite, fortemente fraturado, moderadamente a fortemente desgastado, caracterizado pelo Índice de Resistência Geológica, $GSI=20-35$ .
$\beta$	Basalto, com abundantes veios de calcite, moderadamente fraturado, ligeira a moderadamente alterado, caracterizado pelo Índice de Resistência Geológica, $GSI=35-55$ .
Cc1a	Argila margosa e/ou marga argilosa esbranquiçada a amarelada
Cc1b	Calcário cristalino, fortemente desintegrado, moderadamente a fortemente desgastado, caracterizado pelo Índice de Resistência Geológica, $GSI=10-20$ .
Cc1d	Calcário cristalino, moderadamente desintegrado, moderadamente a fortemente meteorizado, caracterizado pelo Índice de Resistência Geológica, $GSI=20-40$ .
Cc1c	Calcário cristalino, ligeira a moderadamente desintegrado, moderadamente desgastado, caracterizado pelo Índice de Resistência Geológica, $GSI=40-55$ .

As profundidades a que as unidades geotécnicas estabelecidas acima mencionadas são encontradas em cada furo de sondagem na área geral do local do projeto são apresentadas na tabela seguinte.

Tabela 2 Profundidades das Unidades Geotécnicas

Furo de Sondagem	Profundidade (m)								
	At	M(ag)b	M(ag)a	$\beta_{W5;W4/5}$	$\beta$	Cc1a	Cc1b	Cc1d	Cc1c
SC14-pz	0.0 - 1.5	1.5 - 10.5		10.5 - 13.5		-	16.5 - 21.0 25.0 - 34.5	13.5 - 16.5	21.0 - 25.0 34.5 - 48.0
SC15-pz	0.0 - 2.0		2.0 - 13.6	13.6 - 24.0		-	29.5 - 37.5 45.4 - 48.0	24.0 - 29.5	37.5 - 45.4
SC16	0.0 - 3.0	3.0 - 8.5	8.5 - 19.5	19.5 - 25.5		25.5 - 28.5	31.5 - 45.0	28.5 - 31.5	45.0 - 47.26
SC17-pz	0.0 - 2.0	2.0 - 7.5	7.5 - 17.3	17.3 - 21.0	21.0 - 28.5	28.5 - 31.5		31.5 - 42.0 45.6 - 49.0	42.0 - 45.6 49.0 - 50.0
SC18-pz	0.0 - 2.9	2.9 - 5.0	5.0 - 6.5	6.5 - 15.0			21.0 - 22.5 29.0 - 33.2	15.0 - 21.0 22.5 - 29.0 33.2 - 45.0	

De notar que, com base nos dados disponíveis das cinco (5) sondagens executadas nas imediações da Estação de Campo de Ourique, a formação Cc1a (i.e. "Argila marga e/ou marga argilosa esbranquiçada a amarelada"), reconhecida com base nos dados de toda a campanha de investigação geotécnica, foi identificada apenas em zonas muito limitadas das sondagens SC16 & SC17-pz, sem resultados laboratoriais suficientes para a estimativa de parâmetros de uma Unidade Geotécnica distinta (CC1a). Assim, como abordagem conservadora e devido à semelhança esperada em termos de comportamento geomecânico global, aos materiais a estas profundidades foram atribuídos os parâmetros geotécnicos adotados para a Unidade Geotécnica M(ag)a (Argilas e margas duras a muito duras (NSPT >30), com fragmentos basálticos).

Com base na avaliação preliminar e no tratamento estatístico dos dados disponíveis provenientes dos trabalhos de investigação geotécnica executados in situ e em laboratório, são propostas gamas preliminares dos parâmetros de projeto geotécnico para cada unidade geotécnica, tal como se apresenta na tabela seguinte. Observa-se que para as unidades geotécnicas de rocha são fornecidos dois conjuntos de parâmetros de projeto, um que corresponde a um fator de perturbação,  $D$ , de 0,30 e outro que corresponde a um fator de perturbação de 0,0. De acordo com Hoek e Brown (2019), enquanto uma escavação de túnel cuidadosamente projetada e executada é alcançada, o valor mais alto do fator de perturbação ( $D = 0.30$ ) pode ser aplicado apenas a uma zona que se estende por 2-3 m em torno da escavação do túnel.

Na tabela seguinte são resumidos os valores característicos selecionados dos parâmetros de conceção geotécnica.

Tabela 3 Valores Característicos dos Parâmetros Geotécnicos

Parâmetro	Gama de Valores de Projeto												
	At	M(ag)b	M(ag)a	$\beta_{W5;W4/5}$		$\beta$		Cc1b		Cc1d		Cc1c	
				D=0.0	D=0.3	D=0.0	D=0.3	D=0.0	D=0.3	D=0.0	D=0.3	D=0.0	D=0.3
Peso unitário, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18	19	20	23		23		22		23		24	
Coesão efectiva, $c'$ (kPa)	2	8	20	60	50	110	90	55	45	130	90	210	150
Ângulo de fricção efetivo, $\phi'$ (°)	28	28	30	47	44	52	47	38	32	46	42	50	48
Resistência ao cisalhamento não drenada, $c_u$ (kPa)	-	70	300	-		-		-		-		-	
Resistência à compressão uniaxial, $\sigma_{ci}$ (MPa)	-	-	-	7.5		7.5		15		25		25	
GSI	-	-	-	20-35		35-55		10-20		20-40		40-55	
Módulo de elasticidade, $E$ (MPa)	8	15	45	-		-		-		-		-	
Módulo de elasticidade do maciço rochoso, $E_m$ (MPa)	-	-	-	200	150	600	350	270	220	1100	600	2500	1500
Rácio de Poisson, $\nu$	0.35	0.35	0.30	0.25		0.25		0.20		0.20		0.20	
Coefficiente de pressão da terra em repouso, $K_0$	0.5	0.5	0.7	0.7		0.7		0.8		0.8		0.8	
Módulo do edómetro, $E_s$ (MPa)	12	24	60	-		-		-		-		-	

\*Nota: O valor mais elevado do fator de perturbação ( $D = 0.30$ ) pode ser aplicado a uma zona que se estende por 2-3 m à volta da escavação do túnel, de acordo com Hoek e Brown (2019).

---

As águas subterrâneas foram registadas a profundidades que variam entre 40,2m e 46,8m da superfície do solo, o que corresponde a uma profundidade superior a 5m abaixo do “invert” do túnel da plataforma.

Note-se que os valores de dimensionamento acima tabelados para os parâmetros geotécnicos das várias unidades geotécnicas reconhecidas se baseiam, em geral, numa abordagem conservadora, pertinente para a presente fase de Estudo Prévio do projeto. Os valores dos parâmetros geotécnicos adotados serão reavaliados no âmbito da fase de Projeto de Execução, com base nos resultados do programa de investigação geotécnica adicional que será realizado nas imediações da Estação de Campo de Ourique.

## 6 MATERIAIS

### 6.1 Estruturas Definitivas

As propriedades características dos materiais adotados no projeto são apresentadas nas tabelas seguintes.

Tabela 4 Estruturas Definitivas. Características do Material

Materiais	Localização	Classe de Resistência	Classe de Exposição	Teor Máximo de Cloretos	dmax (mm)	Classe de Consistência
<b>Betão</b>	Regularização	C12/15	X0	CL 1.00	25	S3
	Estrutura interior em ambiente seco (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37	XC1	CL 0,40	20 25	S4
	Estrutura interior em zonas húmidas – zonas com sanitários (lajes, vigas, pilares, escadas e paredes)	C30/37	XC3	CL 0,40	20 25	S4
	Estrutura exterior (revestimento definitivo das galerias, paredes de contenção periféricas, laje de fundo do poço principal, laje de cobertura e elementos expostos às intempéries)	C30/37	XC4	CL 0,40	25	S3
	Enchimento	C20/25	XC0	CL 1.00	25	S3

**Notas:**

As betonilhas de enchimento a executar para o assentamento dos revestimentos de pavimentos e para a formação de penderes nas lajes interiores devem ter um peso específico máximo de 15 kN/m<sup>3</sup>.

Tabela 5. Estruturas de Aço. Características dos Materiais

Materiais	Localização	Classe de Resistência
<b>Aço Estrutural</b>	Armadura comum	A500 NR SD
	Malha electrossoldada	A500 EL
	Estruturas metálicas (chapas, perfis, barras e anilhas)	S355 JR
	Parafusos / Pernos	Classe 8.8/10.9
	Porcas	Classe 8/10

Tabela 6 Estruturas Definitivas. Recobrimentos Nominais das Armaduras

A classe de desempenho dos elementos de betão armado é EXC3, de acordo com a EN 1090-2.

Recobrimentos Nominais (*) (**)		
	Elemento	Recobrimento nominal em mm
<b>Recobrimento a Garantir de Acordo com os Requisitos de Resistência ao Fogo e Durabilidade dos Materiais Considerados Vida Útil de Projeto: 100 anos Estabilidade ao Fogo: R120</b>	lajes elevadas e escadas	40 mm
	Paredes interiores	40 mm
	Pilares e vigas	45 mm
	Revestimento definitivo das galerias	45 mm
	Laje do furo do poço principal	45 mm
	Lajes de cobertura enterradas	45 mm
	Paredes de contenção definitivos	50 mm

(\*) – Recobrimento Mínimo + Margem de cálculo para tolerâncias de execução = Recobrimento nominal.

(\*\*) – Em elementos inferiores a 0,25 m, o recobrimento é reduzido em 0,005 m, devendo ser garantidos os recobrimentos mínimos definidos na norma EN 10080.