

Tabela 17 – revestimento primário. 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.

A verificação da segurança aos estados limites dos elementos de betão armado e elementos metálicos encontra-se resumida na *Error! Reference source not found.* e será efetuada de acordo com as disposições da NP EN 1992-1, NP EN 1993-1 e NP EN 1997-1.

Tabela 18 – Verificações de segurança associadas às contenções provisórias

	Tipo de verificação	
Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)	Cortina de estacas	Estado limite último de resistência à flexão
		Estado limite último de resistência ao corte
	Cambotas	Estado limite último de resistência em flexão composta
		Estado limite último de resistência ao corte
	Vigas de coroamento e distribuição, em betão armado	Estado limite último de resistência à flexão
		Estado limite último de resistência ao corte
	Betão Projetado	Estado limite último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas (poço e túnel)
		Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas (poço e túnel)
		Estado limite último de resistência à tração
	Pregagens	Estado limite último de resistência ao corte
Deformação horizontal das paredes do poço		
Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização (ELS)	Poço e Túnel	Deslocamentos e convergências da secção do túnel
		Assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação
	Terreno envolvente	

## 10.4.2 Estado Limite Último de resistência à flexão de elementos

De acordo com o Eurocódigo 2, a verificação ao Estado Limite Último de resistência à flexão foi assegurada através da seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$$

onde:

$M_{Ed}$  valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{Rd}$  valor de cálculo da resistência máxima do elemento estrutural.

## 10.4.3 Estado Limite Último de resistência ao corte de elementos

De acordo com o Eurocódigo 2, no âmbito da verificação do Estado Limite Último de resistência ao esforço transversal, deverá satisfazer-se a seguinte condição:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$$

Em que:

$V_{Ed}$  valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{Rd,S}$  valor de cálculo do esforço transversal que pode ser suportado por um elemento com armadura específica de esforço transversal;

A armadura de esforço transversal é calculada de forma a satisfazer  $V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$ . De entre os métodos de cálculo disponíveis optou-se por se seguir o disposto no método das bielas de inclinação variável, para elementos com armadura de esforço transversal constituída por estribos verticais.

$$V_{Rd,S} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times b \times f_{ywd} \times \cot \theta$$

onde:

$\theta$  – ângulo das bielas de betão com o eixo do elemento;

$A_{sw}$  – área da armadura de esforço transversal;

$s$  – espaçamento da armadura de esforço transversal;

$z$  – para um elemento de altura constante, representa o binário das forças interiores correspondente ao momento fletor máximo no elemento que está a ser considerado. Usualmente pode recorrer-se ao valor aproximado  $z=0,9d$ .

$f_{ywd}$  – valor de cálculo da tensão de cedência da armadura de esforço transversal;

Da aplicação desta expressão resultam, para verificação da condição  $V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$ , as áreas de armadura transversal a adotar nos elementos de betão armado.

## 10.4.4 Estado limite último de resistência em flexão composta do revestimento em betão projetado reforçado com fibras metálicas

Com referido no ponto **Error! Reference source not found.** foram desenvolvidos modelos o objetivo de aferir os esforços aos quais os diversos elementos que constituem o suporte primário do túnel e do poço estarão sujeitos durante as várias etapas de construção.

No dimensionamento estrutural do suporte primário em betão projetado foi considerada a contribuição resultante da inclusão de fibras metálicas. 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 electrossoldada 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):

$$\sigma_{1d} = 1.0 \cdot f_{cm} \cdot \max \{1.6m - d; 1.0\} \cdot (\sigma_{ctm} \text{ used})$$

$$= 0.5 \cdot \sigma_{2d} \quad (\sigma_{ctm} \text{ not used})$$

$$\sigma_{2d} = \alpha_{sys} \cdot \alpha_{char} \cdot \kappa_h \cdot \alpha_{R1} \cdot f_{R1,m} / \gamma_{ct}^f$$

$$\sigma_{3d} = \alpha_{sys} \cdot \alpha_{char} \cdot \kappa_h \cdot \alpha_{R3} \cdot f_{R3,m} / \gamma_{ct}^f$$

$\sigma_{2d}$	is the design value of the steel fiber reinforced concrete in tension, based on $f_{R1,m}$
$\sigma_{3d}$	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 12 e Figura 13 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.

<b>Concrete</b>			
concrete acc. EN 206-1	C30/37		
$f_{ck}$	30	[N/mm <sup>2</sup> ]	(EN 1992-1-1)
$f_{ctm} / f_{ctk,0.05}$	2,9 / 2,0	[N/mm <sup>2</sup> ]	(EN 1992-1-1)
$\alpha_{cc}$	0,85	[-]	
$\eta$	0,95	[-]	
<b>Reinforcement Concept</b>			
	Top Reinforcement		
<b>Fibre Reinforcement</b>			
fibre type	Dramix 4D 65/60BG		(EN 14889-1: System '1' - Structural Use)
$f_{R1,m}$	4,30	[N/mm <sup>2</sup> ]	(residual flexural strength at CMOD <sub>1</sub> according to EN 14651)
$f_{R3,m}$	5,29	[N/mm <sup>2</sup> ]	(residual flexural strength at CMOD <sub>3</sub> according to EN 14651)
<b>Conventional Reinforcement</b>			
yield strength $f_{yk}$	500	[N/mm <sup>2</sup> ]	
E-modulus	200.000	[N/mm <sup>2</sup> ]	

Figura 12 – Parâmetros de modelação da contribuição das fibras metálicas (segundo Bekeart Moment Capacity) (1/2)

## Moment Capacity

Concrete		
$\eta \cdot f_{cd}$	16,2	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{cu}$	3,5	[‰]
$\lambda$	0,80	[-]
Steel Fibre Reinforcement		
$f_{Rt1,m}$	4,30	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{R\beta,m}$	5,29	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\kappa_{char}$	0,90	[-]
$f_{Rt1,d}$	1,03	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{R\beta,d}$	1,24	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{fu}$	25	[‰]
Steel Reinforcement		
$f_{yd}$	435	[N/mm <sup>2</sup> ]
$E_s$	200000	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{su}$	25	[‰]

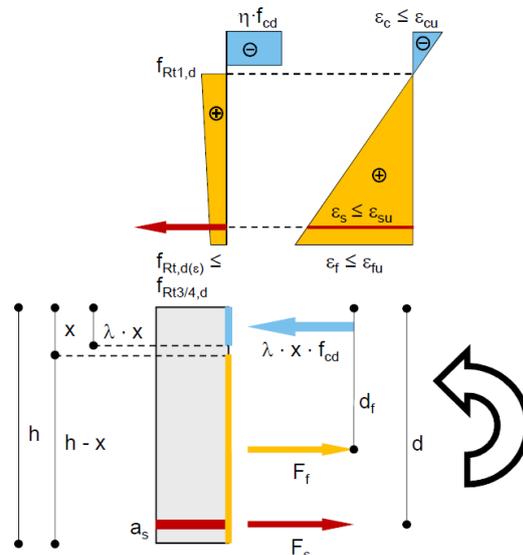


Figura 13 – Parâmetros de modelação da contribuição das fibras metálicas (segundo Bekeart Moment Capacity) (2/2)

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

## 10.4.5 Estado limite último de resistência ao esforço transversal/corte do revestimento em betão projetado

A verificação do ELU de resistência ao esforço transversal/corte para o betão projetado terá assim de verificar as seguintes condições:

Em compressão:

$$N_{Ed} \leq (f_{cd} \times A) - \left( \frac{9 \times V_{Ed}^2}{4 \times f_{cd} \times A} \right)$$

Em tração:

$$N_{Ed} \leq (f_{ctm} \times A) - \left( \frac{9 \times V_{Ed}^2}{4 \times f_{ctd} \times A} \right)$$

Para o esforço transversal/corte combinado com esforço axial:

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left[ 100 \cdot \rho_1 \cdot \left( 1 + 7.5 \cdot \frac{f_{Fmk}}{f_{ctk}} \right) \cdot f_{ck} \right]^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d$$

Em que:

$A$  – Área da secção transversal de betão projetado

$I$  – Momento de inércia da secção

$f_{cd}$  – Resistência à compressão uniaxial do betão de projeto

$f_{ctd}$  – Resistência à tração do betão de projeto

$f_{Ftuk}$  – valor característico da tensão residual para uma abertura de fendas  $w_u=1,5\text{mm}$ , em MPa, determinado a partir da equação seguinte:

$$f_{Ftuk} = f_{Ftsk} - \frac{w_u}{CMOD3} \cdot (f_{Ftsk} - 0,5 \times f_{r3k} + 0,2 \times f_{r1k})$$

Em que:

$CMOD3 = 2,5 \text{ mm}$ ;

$f_{Ftsk}$  = valor característico da tensão residual em estado limite de serviço, sendo o seu valor obtido a partir da expressão

$$f_{Ftsk} = 0,45 \times f_{r1k}$$

A variável  $f_{ctk}$ , representa o valor característico da resistência à tração do betão.

O valor de  $V_{Rd}$  resistente será o maior entre  $V_{Rd,F}$  e  $V_{Rd,Fmin}$ , calculado a partir da seguinte expressão:

$$V_{Rd,Fmin} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Em que:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

## 10.4.6 Estado limite último de resistência em flexão composta das cambotas

A verificação do ELU de resistência em flexão composta das cambotas foi realizada com base nos esforços extraídos a partir do modelo de cálculo.

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

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

Em flexão composta:

$$M_{Ed} \leq M_{max} = \pm (2 \times f_{yd}) \times \frac{I}{t}$$

Em que:

$N_{max}$  – Esforço axial máximo de compressão na cambota

$N_{min}$  – Esforço axial máximo de tracção na cambota

$A$  – Área da secção transversal da cambota

$I$  – Momento de inércia da secção

$f_{yd}$  – Tensão de cedência da cambota metálica

## 11 PROJETO DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS

À semelhança do realizado para as estruturas provisórias, para o dimensionamento das estruturas definitivas, foram utilizadas metodologias de cálculo distintas para os poços de ventilação e o túnel de ligação, seguindo o exposto nos subcapítulos seguintes.

### 11.1.1 Revestimento definitivo do poço de ventilação

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

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

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

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

## 11.2 Ações

### 11.2.1 Ações permanentes

#### 11.2.1.1 Peso próprio (PP)

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

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

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

#### 11.2.1.2 Restantes cargas permanentes (RCP)

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

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

Revestimentos (inclui enchimentos, betonilhas e acabamentos):

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

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

Paredes divisórias não estruturais

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

Equipamentos fixos

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

#### 11.2.1.3 Fluência e Retração (Ret)

Os efeitos de retração e fluência do betão são ações ao longo do tempo consideradas permanentes. As extensões devidas à retração e os coeficientes de fluência foram consideradas de acordo com o estipulado na regulamentação europeia, NP EN1992-1-1 para uma idade de 10 000 dias após o início da construção.

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

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

#### 11.2.1.4 Impulso de Terras (It)

Foram considerados os impulsos de terreno, calculados tendo em conta as características geomecânicas dos maciços interessados (de acordo com o zonamento geotécnico apresentado).

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

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

## 11.2.1.5 Impulso Hidrostático ( $I_w$ )

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

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

Tendo em conta a possível existência de níveis de água suspensos, considera-se para efeito de cálculo que na zona envolvente ao PV215, o nível de água se situe à cota 55,00.

Tendo em conta a possível existência de níveis de água suspensos, considera-se para efeito de cálculo que na zona envolvente ao PV217, o nível de água se situe à cota 11,50.

## 11.2.2 Ações Variáveis

### 11.2.2.1 Sobrecargas de utilização (SC)

Sobrecarga geral (SC\_GER)

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

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

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

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

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

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

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

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

Na Figura 14 apresenta-se o carregamento vertical correspondente a uma unidade tripla MRM, correspondente a um material circulante ML 90, definido ANX\_C4 – cargas MC ML

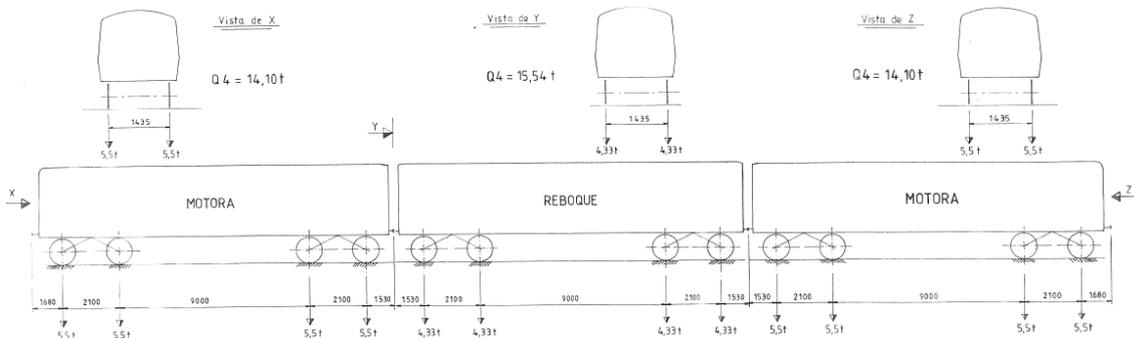


Figura 14 – Cargas transmitidas por uma formação MRM (extrato do ANX C4, ML 90)

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

### 11.2.2.2 Variação Uniforme da Temperatura (DTu)

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

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

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

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

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

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

### 11.2.3 Ação Sísmica

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

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

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

da EN 1998-1. No caso da definição da ação sísmica a uma profundidade correspondente a um firme rochoso sísmico é considerado o tipo de terreno A.

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

A metodologia de análise incorpora as seguintes fases:

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

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

- Consideração dos esforços de origem sísmica nas combinações de ações para situações de projeto sísmicas.

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

## 11.2.4 Ações Acidentais

### 11.2.5 Incêndio

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

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

Estes critérios são cumpridos adotando-se as disposições prescritas no EN 1992 1-2, no qual são apresentados valores tabelados (capítulo 5) que indicam as dimensões mínimas para elementos estruturais bem como os recobrimentos mínimos das armaduras.

No que se refere aos recobrimentos, os valores mínimos apresentados no quadro do capítulo 5 da EN 1992 1-2 são em geral inferiores aos mínimos necessários para garantir os requisitos de durabilidade.

Na

Tabela 6 acima, está representado o valor do recobrimento adotado com vista a garantir o requisito de durabilidade e de resistência ao fogo.

## 11.2.6 Movimentos das Fundações

Na verificação da segurança associada às componentes do movimento das fundações dos edifícios e infraestruturas adjacentes, em particular as respeitantes aos assentamentos totais e relativos (diferenciais) e ainda às rotações relativas das fundações, foram seguidas as disposições prescritas na NP EN 1997-1.

O estudo será desenvolvido em projeto específico, apresentado no Tomo I – Geral, Volume 17 – Interferências ao longo da linha, da fase de Projeto de Execução.

## 11.2.7 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 perto da ferrovia operacional que são permanentemente ocupadas ou temporariamente ocupadas por pessoas. Nesta categoria, e de acordo com a Tabela 4.4 da mesma norma, as forças de descarregamentos são nulas para estruturas a mais de 5 metros do centro do carril mais próximo e de 4000kN na direção longitudinal e 1500 na direção transversal se localizadas entre 3 e 5m do centro do carril.

Distance "d" from structural elements to the centreline of the nearest track (m)	Force $F_{dx}$ <sup>a</sup> (kN)	Force $F_{dy}$ <sup>a</sup> (kN)
Structural elements: $d < 3$ m	To be specified for the individual project. Further information is set out in Annex B	To be specified for the individual project. Further information is set out in Annex B
For continuous walls and wall type structures: $3$ m $\leq d \leq 5$ m	4 000	1 500
$d > 5$ m	0	0

<sup>a</sup> x = track direction; y = perpendicular to track direction.

Figura 15 – Ação descarrilamento. Tabela 4.4 da EN1991-1-7:2006

Estas forças são independentes entre si, aplicadas a uma altura de 1,8m, e podem ser reduzidas em 50% para velocidade de tráfego rodoviário menor que 50km/h.

## 11.3 Combinações de Ações

### 11.3.1 Combinação de Ações para os Estados Limites Últimos (ELU)

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

#### Combinações fundamentais:

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

Em geral

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

Em que:

$S_{Gik}$  – esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;

$S_{Q1k}$  – esforço resultante da ação variável base tomada com o seu valor característico;

$S_{Qjk}$  – esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.

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

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

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

### Combinações acidentais:

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

Em que:

$S_d$  – Esforço de cálculo;

$S_{Q,1}$  – Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

$S_{Fa}$  – Esforço resultante de uma ação de acidente, tomada com o seu valor característico;

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

### Combinações Sísmicas:

No caso da ação variável de base ser a ação sísmica, cujos valores de cálculo dos esforços são designados por  $S_{Ed}$ , tem-se:

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

Em que:

$S_d$  – Esforço de cálculo;

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

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

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

### Combinação Característica de ações:

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

**Combinação Frequente:**

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

**Combinação Quase Permanente:**

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

Em que:

- $S_{Gik}$  – esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;
- $S_{Q1k}$  – esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;
- $S_{Qjk}$  – esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.
- $\psi_1$  e  $\psi_2$  – Valores reduzidos da ação variável  $j$ .

### 11.3.3 Coeficientes Parciais das Ações

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

Tabela 19 – Coeficientes parciais das ações para estados limites últimos STR

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

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

Tabela 20 – Coeficientes de combinação  $\Psi$

COEFICIENTES DE COMBINAÇÃO $\Psi$
-----------------------------------

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

## 11.3.4 Coeficientes Parciais dos Materiais

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

Tabela 21 – Coeficientes parciais dos materiais para estados limites últimos STR.

COEFICIENTES PARCIAIS DOS MATERIAIS PARA ESTADOS LIMITE ÚLTIMO ( $\gamma_M$ )		
MATERIAL	Situações Persistentes ou Transitórias	Situações Acidentais (Sísmicas/Impacto)
Betão ( $\gamma_C$ )	1,50	1,50
Aço em Amaduras Ordinárias ( $\gamma_s$ )	1,15	1,15
Elementos Estruturais Metálicos ( $\gamma_{M0}$ )	1,00	1,00
Ligações Metálicas ( $\gamma_{M2}$ )	1,25	1,25

## 11.4 Critérios de Verificação da Segurança

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

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

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

Sendo:

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

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

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

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

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

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

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

Para os elementos de betão armado foram realizadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condicionantes:

- Estado limite último de resistência à flexão;
- Estado limite último de resistência a flexão composta (quando relevante);
- Estado limite último de resistência ao esforço transversal
- Estado limite último de resistência ao punçoamento;
- Estado limite último de descompressão para os elementos pré-esforçados.

Para os elementos metálicos foram realizadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condicionantes:

- Estado limite último de resistência à flexão;
- Estado limite último de resistência à encurvadura por varejamento;
- Estado limite último de resistência à encurvadura por flexão torção;
- Estado limite último de resistência ao esforço transversal

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

$$S_d \leq S_r$$

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

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

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

### 11.4.3 Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS)

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

- Limitação das tensões de compressão no betão:
  - $\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}$  (combinação característica)
  - $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$  (combinação quase-permanente)
  - $\sigma_s \leq 0.8 f_{yk}$  (combinação característica, cargas aplicadas) – armadura
  - $\sigma_s \leq 1.0 f_{yk}$  (combinação característica, deformações impostas) – armadura
- Controle da fendilhação para os elementos de betão armado:
  - Abertura de fendas: limita-se a abertura de fendas a  $w_k = 0,3$  mm para a combinação quase-permanente.
  - Garante-se a adoção de armaduras mínimas para os efeitos provocados por deformações impedidas de retração.
  - Garante-se a adoção de armadura de alma nas faces laterais em vigas com altura superior a 1m.

- Limitação de deformação em elementos horizontais (lajes e vigas)
  - $\delta_{\max} \leq L/250$  - Flecha total, combinação quase-permanente
  - $\delta_{\max} \leq L/500$  - Flecha ativa, combinação quase-permanente
- Controle de vibração
  - Pavimentos, controle da frequência própria vertical –  $f_{\text{vertical}} \geq 5\text{Hz}$
  - Todos os pavimentos da estação devem cumprir os critérios de conforto definidos na publicação “HIVOSS – Vibrações em Pavimentos – recomendações Técnicas de projeto”.

## 11.4.4 Verificação da Resistência ao fogo

A verificação da segurança em elementos de betão armado é garantida mediante a especificação de recobrimentos iguais ou superiores aos valores tabelados para as diferentes classes de resistência ao fogo na NP-EN 1992-1-2.

Em estruturas metálicas a resistência ao fogo é garantida mediante a utilização de um esquema de pintura que garanta a classe de resistência ao fogo necessária.

Estabelece-se uma classe de resistência ao fogo R120 para a estação e galerias de acesso.

## 12 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

### 12.1 Junta de contração

Serão previstas juntas de contração em zonas de transição de comportamento estrutural da estrutura, de forma a evitar efeitos localizados que poderão ser nefastos para o comportamento das zonas da estrutura, nomeadamente na ligação aos acessos e à OE2.

### 12.2 Estanqueidade

A aplicação do sistema de impermeabilização descrito no ponto 7.3 acima garantirá a estanqueidade da estação.

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

## 13 PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

### 13.1 Enquadramento

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

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

O sistema de monitorização será robusto e capaz de garantir a durabilidade adequada, sendo constituído por instrumentos de provada confiabilidade e de uso corrente em obras similares.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- Prisma topográfico (edifícios)
- Prisma topográfico (contenções)
- Prisma topográfico (pavimentos)
- Extensómetro multiponto
- Inclínómetro
- Piezómetro tipo Casagrande (a executar no âmbito da obra, para além dos a realizar no âmbito da campanha de prospeção)
- Fissurómetro (edifícios)
- Prisma topográfico para medição de deslocamentos e de convergência (no intradorso do suporte primário)
- Sismógrafo (edifícios)
- Níveis líquidos (edifícios – obra de recalçamento)
- Clinómetro (edifícios)
- Extensómetro de corda vibrante (estruturas enterradas)

## 13.2 Grandezas a medir

De um modo geral as grandezas a medir serão:

- Medições de deslocamentos e de convergências no interior dos túneis NATM da Estação de Infante Santo recorrendo a prismas topográficos;

- Medição de deslocamentos verticais e horizontais em edifícios, muros e contenções, através de prismas;
- Medição de deslocamentos verticais e distorções em edifícios, através de níveis líquidos;
- Medição da inclinação dos edifícios recorrendo a clinómetros;
- Medição da abertura de fendas, utilizando fissurómetros;
- Medições de deslocamentos verticais internos do maciço e à superfície, com extensómetros multiponto;
- Medição de deslocamentos horizontais através de inclinómetros;
- Medições de deslocamentos utilizando prismas topográficos no pavimento;
- Medições piezométricas de água recorrendo a piezómetros;
- Medição de vibrações induzidas recorrendo a sismógrafos.

### 13.3 Escavações dos poços de ventilação

A avaliação da evolução do comportamento da contenção dos poços de ventilação será realizada através do registo dos deslocamentos (deslocamentos e convergências) e observação de eventuais fissurações no suporte. Para tal serão criadas secções de medição de deslocamentos nas quais serão instalados prismas nas paredes dos poços e inclinómetros no tardo das mesmas.

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

As ações relacionadas com a presença e escoamento de água nas escavações subterrâneas serão controladas pela observação sistemática dos caudais afluentes, não sendo expeável, situações relevantes na maior parte da extensão da obra.

### 13.4 Edificações

Para a observação das edificações próximas às obras será implementado um sistema de monitorização composto por:

- Prismas topográficos para o controlo dos deslocamentos verticais e horizontais das estruturas;
- Sismógrafos para o controlo das vibrações induzidas pela execução das obras;
- Clinómetros. para o controlo das inclinações;
- Fissurómetros para o controlo de eventuais fissuras presentes nas edificações.

A adoção de medidas de instrumentação e observação permitirá em fase de obra observar os movimentos ocorridos em interferências e, se necessário, tomar medidas de minimização dos movimentos das estruturas e conseqüentemente reduzir os riscos humanos e materiais associados a estes movimentos. Assim sendo, foram estabelecidos dois níveis de instrumentação e observação (I e II), que se diferenciam, respetivamente, pela complexidade crescente dos dispositivos instalados, pela maior quantidade de instrumentos e por limites de alerta, referência e de alarme mais restritivos:

- Instrumentação e observação Nível I – Monitorização recorrendo essencialmente a prismas;
- Instrumentação e observação Nível II – Monitorização recorrendo prismas, clinómetros, fissurómetros e sismógrafos.

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

## 13.5 Frequência de leituras

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

A frequência das leituras a adaptar na fase de construção são as que constam Tabela 22.

Tabela 22 – Frequência de leituras de dispositivos de monitorização

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

## 13.6 Critérios de alerta, referência e alarme

Os valores associados aos limites de alerta, referência e alarme são estipulados em função dos resultados obtidos nos cálculos do projeto. São definidos, por cada parâmetro medido, como:

### Limite de alerta

Cenário correspondente a um primeiro estágio, onde os valores medidos nos sistemas de monitorização correspondem a 80% dos valores definidos pelo projeto.

### Limite de referência

Cenário correspondente a um segundo estágio, onde os valores medidos nos sistemas de monitorização correspondem aos valores definidos pelo projeto (100%).

### Limite de alarme

Cenário correspondente a um terceiro estágio, onde os valores medidos nos sistemas de monitorização correspondem a 130% dos valores definidos pelo projeto.

Os critérios propostos para os deslocamentos, deverão também ser aferidos com base na variação da taxa de deformação (velocidade).

## 13.7 Plano de contingência

O plano de contingência servirá para definir as ações concretas a realizar e os responsáveis pelas mesmas, sempre que os limites de alerta, referência e alarme forem ultrapassados.

Para as situações em que poderá ser necessário a implementação de medidas concretas para reduzir um possível cenário de risco, serão incluídas uma lista de medidas orientadoras a considerar. Estas ações aplicam-se somente se forem ultrapassados os limites alarme.

## 14 AVALIAÇÃO DE DANOS

A avaliação de danos em interferências ao longo do traçado, assim como a definição de critérios de danos em estruturas ou infra-estruturas situadas na vizinhança da obra, encontram-se definidas no Volume 17.

A avaliação de danos será realizada de acordo com metodologia patenteada no Programa Preliminar, encontrando-se a sua articulação com o processo de análise, ilustrada na **Error! Reference source not found.**

Para otimizar o processo de avaliação de danos será utilizado o programa de cálculo automático Oasys Xdisp Pro, que permite estimar os parâmetros de deformação geométrica nos diversos tipos de interferência com base no cálculo de assentamentos através de formulações empíricas ou através de elementos finitos (importados de modelos de tensão-deformação). O programa também permite o cálculo da categoria de dano para edifícios segundo Boscardin e Cording 1989 e Burland 1995.

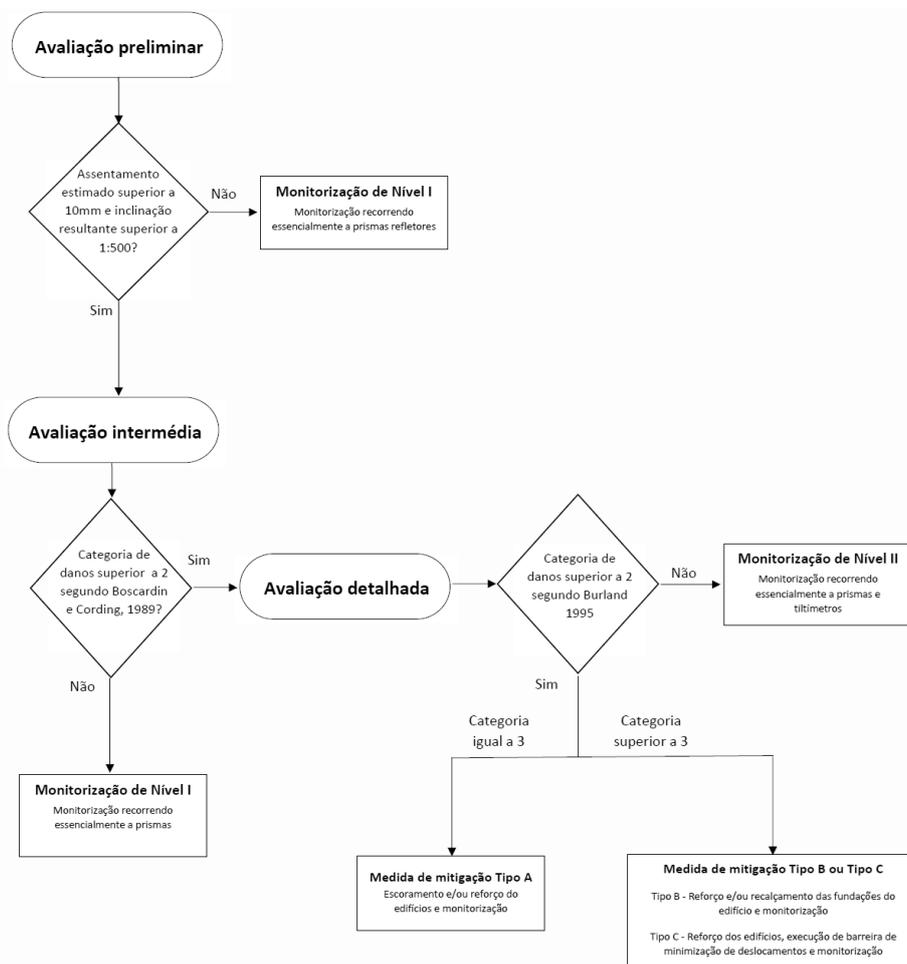


Figura 16 – Metodologia de avaliação de danos em interferências

## 14.1 Metodologia de avaliação de danos em edifícios

A classificação de danos em edifícios seguirá a metodologia indicada no Caderno de Encargos para a avaliação de danos. Esta considera as categorias de dano definidas por Burland (1995), seguindo uma metodologia que consiste na realização das seguintes três fase de avaliação:

### Fase 1 – Avaliação preliminar

Nesta fase procede-se à estimativa dos assentamentos ao longo do traçado dos túneis nas zonas confinantes com este devido à sua escavação, sem ter em consideração a presença dos edifícios, designadamente, em termos de rigidez.

Sob o edifício será determinado o valor do assentamento vertical máximo,  $sv,max$ , e a rotação máxima,  $\theta,max$ . Se o valor do assentamento vertical máximo for inferior a 10 mm e a rotação máxima inferior a 1/500 Rankin (1988), os danos serão desprezáveis a ligeiros, pelo que se considera a solução de projeto adequada, não sendo necessário prosseguir para as fases seguintes.

### Fase 2 – Avaliação intermédia

Nesta fase admite-se que o edifício acompanha a deformação do terreno calculada na fase anterior e que pode ser, simplificadamente, considerado como uma viga elástica. Estima-se o

valor da razão de deflexão  $DR_{max} = \Delta_{max}/L$  e da deformação horizontal média  $\varepsilon_h = \delta L/L$ , onde  $\Delta_{max}$  é a deflexão relativa entre dois pontos à distância  $L$  e  $\delta L$  é a variação deste comprimento. Com base no modelo de viga elástica calculam-se as extensões máximas de tração induzidas por flexão e por corte devido a deformações de deflexão, às quais se devem adicionar as deformações horizontais do terreno,  $\varepsilon_h$ . A categoria de danos é, então, avaliada por comparação dos valores obtidos com os valores obtidos com os da Tabela 23. Se a categoria de danos for superior a 2, será necessário prosseguir para a terceira fase.

Tabela 23 – Valores da deformação de tração limite em função da categoria de danos (Boscardin e Cording, 1989)

Categoria de danos	Grau normal de severidade	Valor limite da deformação de tração, $\varepsilon_{lim}$ (%)
0	Desprezável	0-0,05
1	Muito ligeiro	0,05-0,075
2	Ligeiro	0,075-0,15
3	Moderado	0,15-0,3
4 e 5	Severo a muito severo	>0,3

Em situações onde a altura (H) e o comprimento (L) do edifício sejam significativamente diferentes, esta fase de apreciação deverá considerar explicitamente a razão H/L e a concavidade da deformada do terreno, recorrendo às curvas de interação entre a deflexão e a deformação horizontal média, propostas por Burland (1995).

### Fase 3 – Avaliação detalhada

Nesta fase deverá ser considerada a interação entre o terreno e o edifício, pelo que será necessário modelar o edifício e a construção do túnel e ter em conta a sua orientação em relação ao edifício, o seu tipo de fundações, a continuidade estrutural dos diferentes corpos do edifício e o estado do edifício prévio à escavação.

Com base na modelação efetuada serão estimadas as extensões máximas de tração. A categoria de danos é, então, avaliada por comparação dos valores obtidos com os da **Error! Reference source not found.** Se a categoria de danos for superior a 2, será necessário conceber e validar, com base no modelo numérico desenvolvido, medidas de mitigação de danos de modo a garantir que estes sejam ligeiros (categoria 2).

Tabela 24 – Valores de deformação de tração limite em função da categoria de danos (Burland, 1995)

Categoria de danos	Grau de severidade	Valor limite da deformação de tração, $\varepsilon_{lim}$ (%)	Descrição dos danos característicos	Abertura aproximada das fendas (mm)
0	Desprezável	0 - 0,05	Fissuras capilares	<0,1
1	Muito ligeiro	0,05 - 0,075	Finas fissuras facilmente reparáveis numa decoração. Danos geralmente limitados aos acabamentos de paredes interiores. Algumas fissuras em alvenarias exteriores de tijolo ou de pedra detetadas em inspeção detalhada.	<1

Categoria de danos	Grau de severidade	Valor limite da deformação de tração, $\epsilon_{lim}$ (%)	Descrição dos danos característicos	Abertura aproximada das fendas (mm)
2	Ligeiro	0,075 - 0,15	Fissuras de fácil preenchimento. As fissuras recorrentes podem ser mascaradas por revestimentos adequados. As fissuras podem ser externamente visíveis e pode ser necessário algum tratamento para garantir a sua estanqueidade. Portas e janelas ligeiramente empenadas.	<5
3	Moderado	0,15 - 0,30	Fissuras podem requerer algum avivamento e reparação. Reparação da alvenaria exterior e possivelmente uma pequena parte da alvenaria pode ter que ser substituída. Portas e janelas empenadas. Fracturação de tubagens. Falta de proteção contra intempéries.	5 a 15 ou várias fissuras > 3
4	Severo	>0,30	Trabalhos de reparação extensos que envolvem a abertura e a substituição de secções de paredes, especialmente em portas e janelas. Caixilhos de janelas ou de portas distorcidos. Piso visivelmente inclinado. Paredes visivelmente inclinadas ou salientes. Alguma perda de sustentação em vigas. Tubagens interrompidas.	15 a 25 mas depende do número de fissuras
5	Muito severo	>0,30	Requer grandes reparações envolvendo reconstrução parcial ou completa. As vigas perdem o apoio. As paredes inclinam-se muito e exigem escoramento. As janelas partem por distorção. Perigo de instabilidade.	Geralmente > 25 mm mas depende do número de fissuras

A avaliação de danos em edifícios classificados como património de elevado valor cultural e histórico, incluirá um fator de agravamento da categoria de dano em função da suscetibilidade do edifício para tolerar os assentamentos sem apresentar danos relevantes.

O agravamento da categoria de dano (0-5) é realizado através da soma de uma pontuação (0-2), obtida segundo a **Error! Reference source not found.**

Tabela 25 – Fator de agravamento da categoria de dano para edifícios classificados

Pontuação	Critério	
	Suscetibilidade do edifício a assentamentos e interação com edifícios adjacentes	Suscetibilidade de elementos arquitetónicos no edifício (estatuária, revestimentos, etc.)

0	Edifícios em alvenaria em que foi utilizada argamassa de cal e que não se encontram ladeados por outros edifícios. Com fachadas uniformes sem grandes aberturas particulares.	Sem elementos arquitetónicos particularmente sensíveis
1	Edifícios com estrutura sensível ou edifícios com ladeados por outros edifícios com estruturas modernas com rigidez estrutural muito superior, com uma ou mais aberturas com dimensões significativas.	Acabamentos frágeis (e.g. estatuária, revestimentos em pedra com juntas estreitas, que são suscetíveis a pequenos deslocamentos e difíceis de reparar)
2	Edifícios que pela sua constituição tendem a concentrar todos os deslocamentos num só elemento estrutural.	Acabamentos que se forem danificados terão um forte impacto no património histórico e cultural associado ao edifício (e.g. fendas em pintura a fresco)

Com base numa consulta realizada ao Atlas do Património Classificado e em Vias de Classificação da Direção Geral do Património Cultural (DGPC) a 27 de Maio de 2024, foi identificado o “Aquaduto das Águas Livres, seus aferentes e correlacionados”, o “Palácio Fiúza” e a “Zona Geral de Proteção: Ponte 25 de Abril” na zona de influência dos trabalhos de escavação dos poços de ventilação.

## 15 REDE DE TERRAS

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

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

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

A rede de terras será constituída pelos subsistemas que compõe a SET, existindo na estação poços de terra para os sistemas 30 kV, BT e 750 Vcc.

Nos desenhos de arquitetura encontram-se localizados os poços de terra.

Atendendo ao elevado nível freático da zona, os poços terra serão executados, na sua totalidade, com a instalação do elétrodo de terra, na fase de Toscos. Assim, teremos:

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

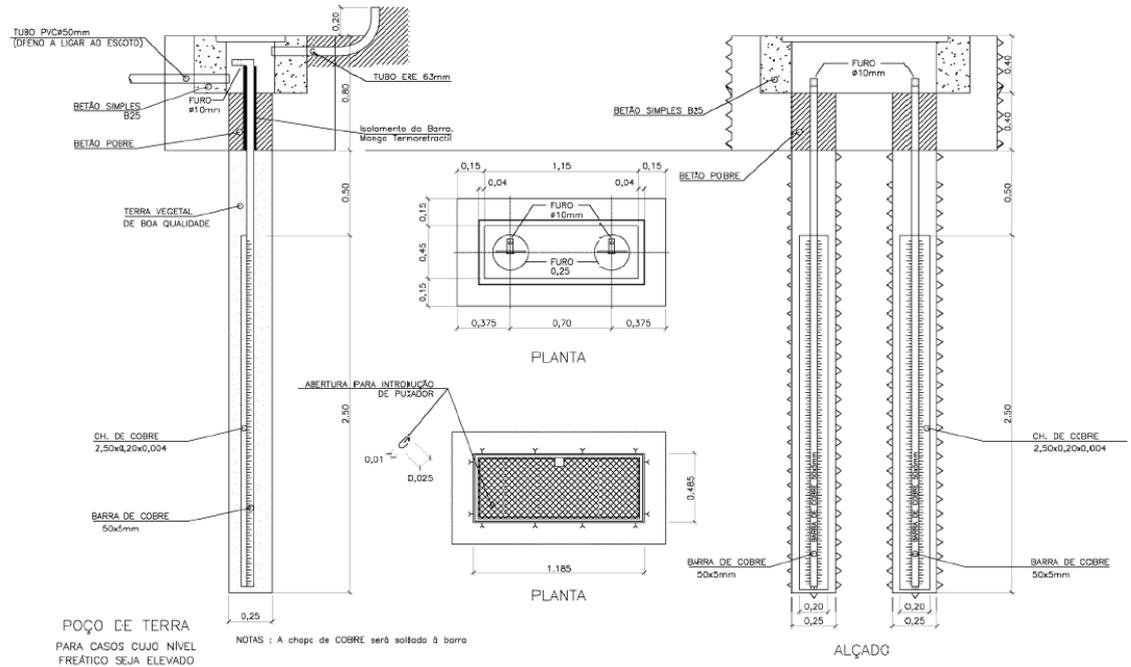


Figura 17 – Pormenores tipo dos poços de terra.

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

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