
8 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

8.1 Tempo de vida útil

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

8.2 Classificação da obra de acordo com a sua importância

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

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

8.3 Classificação do Tipo de Terreno segundo a NP EN 1998

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

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

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

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

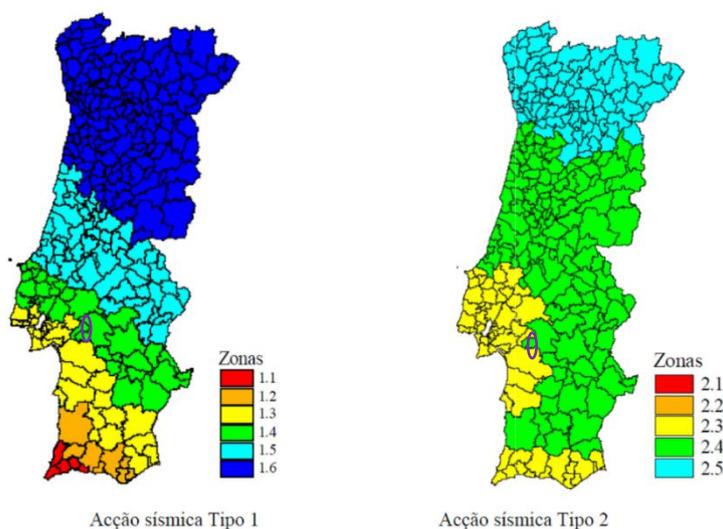


Figura 4 – Zonamento sísmico do território nacional de acordo com o Anexo Nacional NA da NPEN 1998-1:2010

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

Tabela 7 – Aceleração máxima de referência de projeto a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas

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

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

Tabela 8 – Tipos de Terreno segundo o EC8

Classe de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	NSPT	C_u (kPa)
A	Rocha ou formação geológica rochosa, que inclua, no máximo 5m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito densa, cascalho ou argila muito rija com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia de densidade média a elevada, de cascalho ou de argila dura, com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 – 50	70 – 250

Classe de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	NSPT	C_u (kPa)
D	Depósitos soltos de solos não coesivos (com ou sem ocorrência de algumas camadas coesivas brandas), ou de solos coesivos predominantemente de fraca a média consistência	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um nível aluvionar superficial com $V_s < 360$ m/s e espessura variando entre 5 e 20 m, sobrejacente a um nível mais rígido (com $V_s > 800$ m/s)	< 360		
S ₁	Depósitos consistindo ou contendo uma camada com pelo menos 10m de espessura – de argilas ou siltes brandos com elevado índice de plasticidade (IP > 40) e elevado teor em água	< 100 (indicativo)	-	10 – 20
S ₂	Depósitos de solos com potencial de liquefação, ou argilas sensíveis, ou outros perfis não incluídos nos tipos anteriores			

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

Tendo em conta as características e a sequências das unidades geológicas presentes na zona da Estação de Campolide/Amoreiras, considera-se que deverá ter o adotado o perfil correspondente ao Classe de Solo Tipo B.

8.4 Classe de inspeção

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

8.5 Classe de fiabilidade

A Classe de Fiabilidade é definida de acordo com o anexo nacional da NP EN 1990. Tendo em conta que a obra definitiva é da classe de consequência CC3, de acordo com o ponto B.3.2 do Anexo B, fixa-se a classe de fiabilidade RC3 para a obra.

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

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

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

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

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

8.6 Categoria geotécnica da obra associada às estruturas de contenção

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

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentada no quadro B.1 da NP EN 1990, o túnel em NATM faz parte integrante de uma infraestrutura cujo colapso representa “consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas,

sociais ou ambientais medianamente importantes” (CC3), considera-se ainda que o grau de complexidade do projeto geotécnico é médio. Assim, para uma classe de consequências CC3, para uma complexidade do projeto geotécnico médio, atribui-se a Categoria Geotécnica 3 (CG3), de acordo com o Quadro IV do Anexo Nacional da NP EN 1997-1:2010.

8.7 Critérios de Estanqueidade em Estruturas Subterrâneas

8.7.1 Estações subterrâneas

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

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

Esta exigência limita o influxo médio (espacial) diário de água a 0,1 litros/m² em troços com comprimento de referência de 10 m e a 0,05 litros/m² em troços com comprimento de referência de 100 m. Para aplicação do primeiro limite, os troços de 10 m deverão ser pontuais, com caráter esporádico.

Para a circunscrição dos eventuais defeitos do sistema de impermeabilização e dos trabalhos de reparação será efetuada a compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização. A área máxima de cada compartimento será de 360 m². A compartimentação transversal será conseguida pela solidarização de perfis extrudidos flexíveis à geomembrana impermeabilizante ao longo do perímetro das galerias. Para a eventual compartimentação longitudinal, em troços localizados, os perfis serão colocados segundo o eixo da galeria num alinhamento superior (abóbada) e em alinhamentos inferiores (juntas de betonagem no arranque dos hasteais). No poço principal aplicam-se os princípios acima enunciados relativamente à compartimentação do sistema de impermeabilização, com as devidas adaptações.

8.7.2 Requisitos legais de proteção de águas subterrâneas

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

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

9 SITUAÇÕES DE PROJETO

9.1 Persistentes

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

9.2 Transitórias

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

9.3 Acidentais

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

9.4 Sísmica

No dimensionamento da estrutura provisória, face ao seu reduzido período de viga útil, não serão consideradas as situações de projeto sísmicas.

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

10 PROJETO GEOTÉCNICO DO SUPORTE PRIMÁRIO

10.1 Metodologia de Cálculo

Com a vista à análise das tensões e deformações experimentadas pelo maciço ao longo das várias fases de execução da obra e as situações mais condicionantes para o dimensionamento estrutural, é realizada uma análise tensão deformação recorrendo a modelos numéricos bidimensionais, tendo sido utilizando o programa de cálculo automático Plaxis 2D.

Para a definição do modelo concebeu-se uma malha de elementos finitos, triangulares de quinze nós, tendo esta sido refinada a zona próxima da escavação. A modelação numérica foi efetuada considerando estado plano de deformação, com campo de tensões definido com base nos impulsos em repouso definidos do estudo geológico e geotécnico.

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

O comportamento mecânico das formações rochosas foi simulado por uma lei de comportamento elástico linear perfeitamente plástico, sendo a rotura controlada pelo critério de Mohr-Coulomb, sendo adotado o comportamento drenado para todos os materiais, admitindo todos os materiais como isotrópicos.

Já o comportamento mecânico das formações terrosas foi simulado por uma lei de comportamento não linear, que incorpora o endurecimento em função da história de tensões, sendo a rotura igualmente, controlada pelo critério de Mohr-Coulomb. Do mesmo modo, foi considerado o comportamento drenado para todos os materiais e admitido que todos os materiais são isotrópicos.

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

medidas de suporte primário preconizadas, de modo a reproduzir um faseamento construtivo previsto.

Um exemplo dos modelos de cálculo bidimensionais adotados para cada zona de escavação da estação encontra-se ilustrado na figura abaixo.

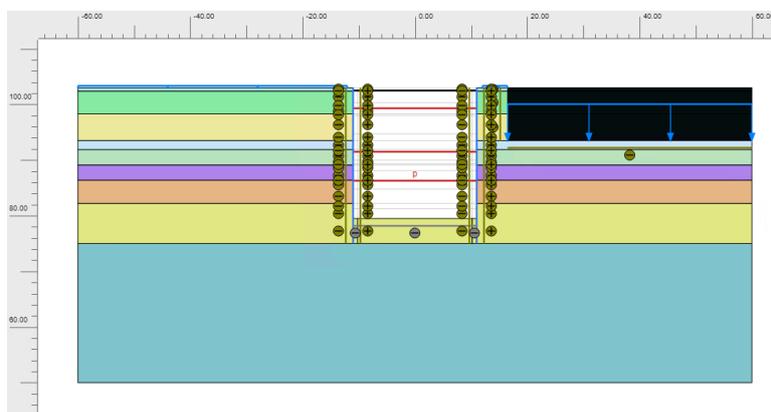


Figura 5 – Modelo de cálculo geotécnico – Plaxis 2D

No âmbito das análises numéricas, no que respeita às verificações de segurança e à determinação dos esforços de cálculo atuantes nos elementos estruturais a aplicação dos coeficientes parciais de segurança estabelecidos pelo EC7 será realizada através de ferramenta própria disponível no software utilizado (Design Approach).

10.2 Ações

As ações consideradas no projeto geotécnico das contenções provisórias foram definidas com base na regulamentação em vigor e no Normativo do Metropolitano. Encontram-se resumidas na Tabela 9.

Tabela 9 – Revestimento primário. Ações de dimensionamento

Ações	Valor/Observação
CARGAS PERMANENTES	–
Peso próprio	$\gamma_{\text{betão}} = 25 \text{ kN/m}^3$
AÇÕES DO SOLO	–
Peso de Terras	Carregamento resultante do peso de terras atuante em cada secção de cálculo. Adotaram-se os pesos específicos definidos na parametrização geotécnica (ver Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
Impulsos do solo	Adotaram-se os coeficientes de impulso horizontal definidos na parametrização geotécnica (ver Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
IMPULSOS DE ÁGUA	–
Impulsos hidrostáticos	$\gamma_{\text{água}} = 10 \text{ kN/m}^3$ Nível freático definido para cada secção de cálculo. Adotaram-se os níveis definidos nos estudos hidrogeológicos (ver Tomo I – Volume 6 – Estudo Geológico Geotécnico).
SOBRECARGAS À SUPERFÍCIE	–
Carga de ocupação à superfície	10 kN/m^2
Carregamento imposto por edifícios (quando aplicável)	12 kN/m^2 (por piso, incluindo o peso próprio)

10.3 Combinações de Ações

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

10.3.1 Estados Limite Últimos

Combinação fundamental geral:

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

Em que:

- E_d – valor de cálculo do efeito das ações;
- $\gamma_{G,j}$ – coeficiente parcial relativo à ação permanente j ;
- $G_{k,j}$ – valor característico da ação permanente j ;
- $\gamma_{Q,1}$ – coeficiente parcial relativo à ação variável de base de combinação 1;
- $Q_{k,1}$ – valor característico da ação variável de base de combinação 1;
- $\gamma_{Q,i}$ – coeficiente parcial relativo à ação variável i ;
- $\psi_{0,i}$ – coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$ – valor característico da ação variável acompanhante i .

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

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

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

Para a verificação da segurança aos estados limite serão considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações, de acordo com o estipulado nas normas NP EN1990 e NP EN1991 (Tabela 10) e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes estados limites (Tabela 11 e Tabela 12).

Tabela 10 - Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações

Ação		Símbolo	STR/GEO	
			A1	A2
Permanentes	Desfavorável	γ_G	1,35	1,00
	Favorável		1,00	1,00
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00

Tabela 11 - Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno

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

Tabela 12 - Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os estados limites últimos

Material	Símbolo	Situações persistentes e transitórias
Betão	γ_C	1,50
Aço para cambotas metálicas e pregagens expansivas	γ_S	1,15

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

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

Tabela 13 – Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.

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

Tabela 14 – Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno.

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

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

Tabela 15 – Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.

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

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

$$S_d \leq R_d$$

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

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

$$E_d \leq R_d$$

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

10.3.2 Estados Limite de Serviço

Combinação característica:

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

Em que:

E_d – valor de cálculo do efeito das ações;

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

$\psi_{2,i}$ – coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;

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

Os coeficientes de redução ψ adotados são os definidos no Tabela 16:

Tabela 16 – Revestimento primário. Coeficientes de redução de ações

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas	0,70	0,50	0,30

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

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

$$E_d \leq C_d$$

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

10.4 Verificação da Segurança

10.4.1 Descrição geral

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

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

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

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

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
	Escoras	Estado limite último de resistência à encurvadura por varejamento
	Vigas de coroamento e distribuição, em betão armado	Estado limite último de resistência à flexão
		Estado limite último de resistência ao corte
	Vigas de distribuição metálicas	Estado limite último de resistência à flexão
Estado limite último de resistência ao corte		
Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização (ELS)	Cortina de estacas	Deformação horizontal
		Deformação vertical
	Terreno envolvente	Assentamentos das estruturas localizadas na zona de influência da escavação

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 transverso atuante;

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

A armadura de esforço transverso 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 transverso constituída por estribos verticais.

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

onde:

θ – ângulo das bielas de betão com o eixo do elemento;

A_{sw} – área da armadura de esforço transverso;

s – espaçamento da armadura de esforço transverso;

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 transverso;

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 à encurvadura por varejamento das escoras

No que respeita aos perfis horizontais, do tipo HEB, de acordo com o Eurocódigo 3, a verificação da segurança ao estado limite último de resistência à encurvadura pode ser assegurado de acordo com a seguinte condição:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

onde:

N_{Sd} – Valor de cálculo do esforço axial atuante;

$N_{b,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência à encurvadura global.

A resistência à encurvadura global por varejamento é definida pela seguinte expressão:

sendo:

A_s – Área da secção transversal;

f_y – Tensão de cedência do aço;

γ_{M1} – Coeficiente parcial de segurança, considerado igual a 1,0;

χ - Fator de redução para o modo de encurvadura.

11 PROJETO DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS

11.1 Metodologia de Cálculo

Os esforços e deslocamentos atuantes foram avaliados recorrendo ao programa de cálculo *SAP2000 v24*, através de análises elásticas utilizando modelos de elementos de barra e casca (*shell*).

Cada modelo é definido com base a um único sistema de coordenadas globais. Os eixos globais ortogonais entre si foram designados por x, y e z. cada nó, barra e elementos de laje tem o seu próprio sistema de coordenadas local, eixos 1, 2 e 3.

Associaram-se pilares, vigas e lajes a elementos finitos de peça linear ou elementos finitos planos, sendo a cada elemento atribuídas as propriedades relativas às suas dimensões e materiais. Nos elementos que simulam as lajes, vigas e pilares foram aplicados os carregamentos correspondentes às ações descritas anteriormente, as ações foram combinadas e foram obtidos esforços e deformações.

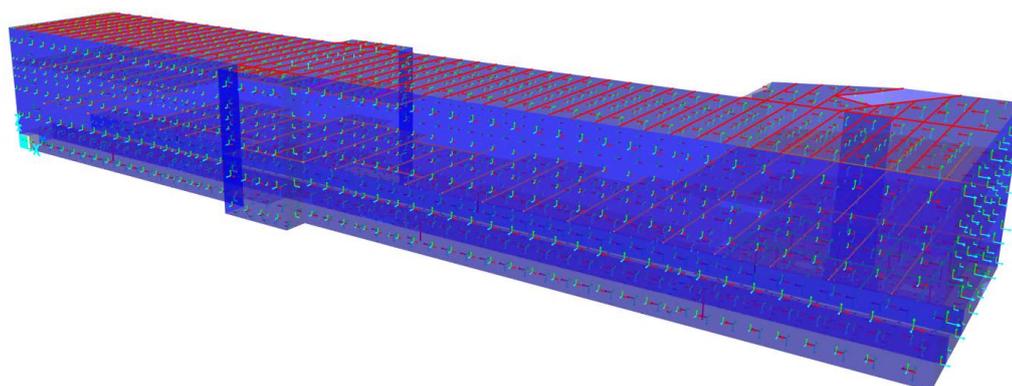


Figura 6 – Modelo tridimensional SAP 2000 v24

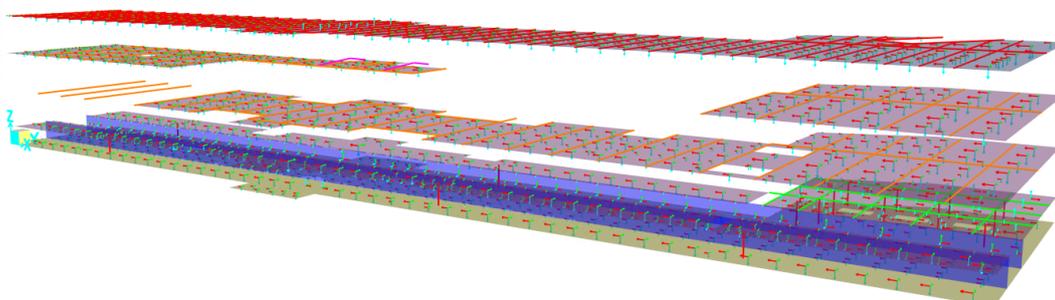


Figura 7 – Modelo tridimensional SAP 2000 v24 – Sem paredes

Todos os elementos foram modelados ao eixo. Foi considerada a contribuição da rigidez das paredes pela modelação das mesmas por elementos de *shell*. Todos os apoios foram considerados como simplesmente apoiados e as vigas modeladas desprezando a rigidez de torção.

É de salientar que de acordo com a convenção de sinais para os elementos de *shell* do programa de cálculo, SAP 2000 v24, os momentos positivos representam trações na face superior da laje e compressões na face inferior (apoios) e os momentos negativos representam trações na face inferior da laje e compressões na face superior (meio vão).

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_{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 a 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 impulso 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 à estação, o nível de água se situe à cota 85,00.

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/m²
- Escadas e elevadores 5 kN/m²

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/m²
- Zonas com transformadores 20 kN/m²

Sobrecarga de ocupação à superfície (SC_ML) = 50 kN/m², com redução de 10 kN/m² por cada metro de profundidade.

Sobrecarga de terraplano, (SC_Terr) 10 kN/m²

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 8 apresenta-se o carregamento vertical correspondente a uma unidade tripla MRM, correspondente a um material circulante ML 90, definido ANX_C4 – cargas MC ML

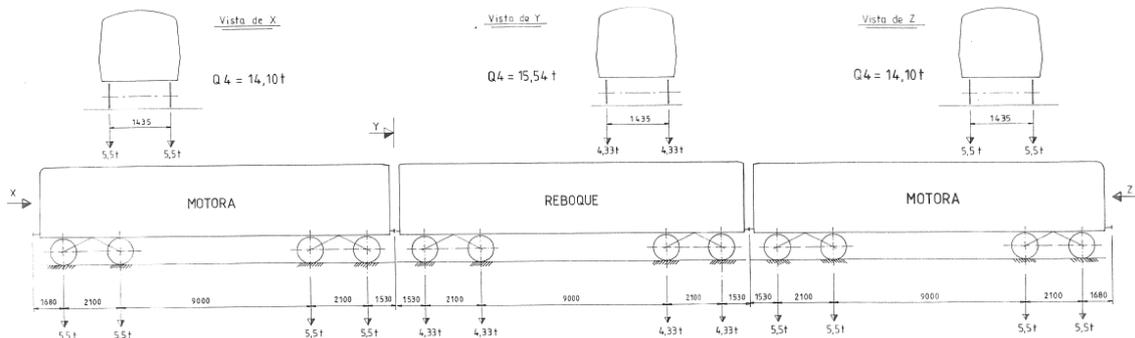


Figura 8 – Cargas transmitidas por uma formação MRM (extrato do ANX C4, ML 90)

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°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 estações) 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}^a (kN)	Force F_{dy}^a (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

^a x = track direction; y = perpendicular to track direction.

Figura 9 – Acção 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.

γ_{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;

γ_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;

ψ_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;

ψ_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.
- ψ_1 e ψ_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 (γ_F)			
AÇÕES		Situações Persistentes ou Transitórias	Situações Sísmicas
Ações Permanentes (γ_G)	Desfavoráveis	1,35	1,00
	Favoráveis	1,00	1,00
Ação Variáveis (γ_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 Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_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 Ψ_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 Ψ

COEFICIENTES DE COMBINAÇÃO Ψ

AÇÕES		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_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 (γ_M)		
MATERIAL	Situações Persistentes ou Transitórias	Situações Acidentais (Sísmicas/Impacto)
Betão (γ_C)	1,50	1,50
Aço em Amaduras Ordinárias (γ_s)	1,15	1,15
Elementos Estruturais Metálicos (γ_{MO})	1,00	1,00
Ligações Metálicas (γ_{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
- Inclínometro
- 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)
- 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 das escavações recorrendo a prismas topográficos;
- Medição de deslocamentos verticais e horizontais em edifícios, muros e contenções, através de prismas;

- 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

A avaliação da evolução do comportamento das contenções será realizada através do registo dos deslocamentos dos elementos da contenção (deslocamentos) e observação de eventuais fissurações ou deformações no elementos resistentes. Para tal serão criadas secções de medição de deslocamentos, onde serão instalados prismas nos diferentes níveis dos travamentos.

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 serão controladas pela observação sistemática dos caudais afluentes, não sendo expetável, 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			
Tiltímetro	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. Esta acções aplicam-se somente se forem ultrapassados os limites alarme.

14 AVALIAÇÃO DE DANOS

14.1 Enquadramento

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 Figura 10.

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 10 – Metodologia de avaliação de danos em interferências

14.2 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 fases 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, θ,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, simplificada, considerado como uma viga elástica. Estima-se o valor da razão de deflexão $DR_{max} = \Delta_{max}/L$ e da deformação horizontal média $\epsilon_h = \delta L/L$, onde Δ_{max} é a deflexão relativa entre dois pontos à distância L e δL 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, ϵ_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, ϵ_{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 Tabela 24. 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, ϵ_{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
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 Tabela 25.

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, não foram identificadas interferências categorizadas como património classificado ou em vias de classificação na zona de influência dos trabalhos a que se refere o presente relatório.

14.3 Medidas de mitigação

Após a realização da avaliação de danos em interferências, será efetuado um estudo das medidas de mitigação mais eficientes a adotar. O detalhe da informação disponível permitiu desenvolver os seguintes tipos de medidas de mitigação de assentamentos:

- Incremento da instrumentação e observação;
- Adoção de processos construtivos e soluções estruturais que induzam assentamentos reduzidos;
- Reforço e/ou recalçamento das fundações dos edifícios e/ou barreiras de minimização da propagação de deslocamentos.

Genericamente, foram desenvolvidos três níveis de medidas de mitigação (A, B e C), a serem aplicadas às interferências cuja avaliação de danos irá identificar a necessidade da sua implementação. A escolha do tipo de medida a aplicar terá em conta a análise da solução mais

eficiente, função das características estruturais da interferência, classificação patrimonial e profundidade de escavação realizada na sua zona de influência:

- Medida de mitigação Tipo A – Reforço de edifícios;
- Medida de mitigação Tipo B – Recalçamento de edifícios;
- Medida de mitigação Tipo C – Reforço dos edifícios e execução de barreira de minimização da propagação de deslocamentos.

Quando existentes, os detalhes das medidas de mitigação tipo A, B e C, serão apresentados em documento autónomo.

A adoção de medidas de reforço 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 reduzir os riscos humanos e materiais associados a estes movimentos. Consequentemente, foram estabelecidos dois níveis de instrumentação e observação (1 e 2), que se diferenciam, respetivamente, pela complexidade e precisão crescentes da instrumentação instalada e pela frequência de leitura a realizar:

- Instrumentação e observação Nível 1 – Monitorização recorrendo essencialmente a alvos/prismas;
- Instrumentação e observação Nível 2 – Monitorização recorrendo a alvos/prismas, clinómetros, fissurómetros e sismógrafos.

Os detalhes dos níveis de instrumentação 1 e 2, serão apresentados em documento específico e autónomo.

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 eletrodo 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 eletrodos 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.

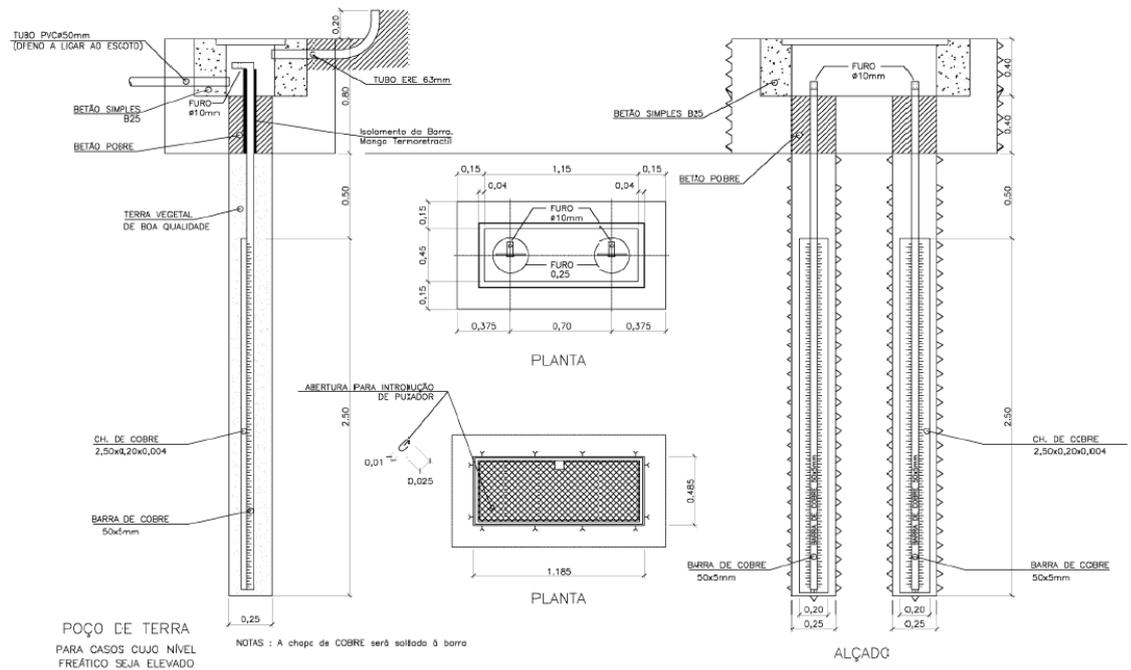
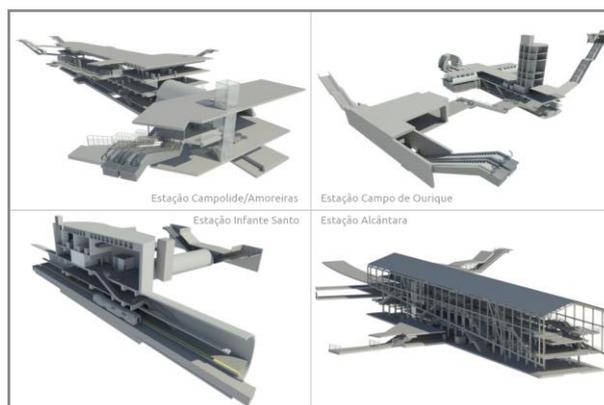


Figura 11 – Pormenores tipo dos poços de terra.

Os elétrodos de terra deverão assegurar uma resistência de terra sempre inferior a 1Ω , 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.

METRO DE LISBOA
LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA
EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO DO
PROLONGAMENTO DA LINHA
PROJETO DE EXECUÇÃO



TOMO V – ESTAÇÃO
VOLUME 1 – ESTAÇÃO CAMPOLIDE AMOREIRAS
NOTA DE CÁLCULO – ESTRUTURAS PROVISÓRIAS

Documento SAP:	LVSSA MSA AP STR EST CE NC 082001 0
----------------	-------------------------------------

	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	André Sousa		2024-10-04
Revisto	Rui Tomásio		2024-10-04
Verificado	Sandra Ferreira/ Gonçalo Mateus		2024-10-04
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		2024-10-04
Aprovado	Raúl Pistone		2024-10-04

Índice

1	OBJETIVO E ÂMBITO.....	4
2	REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE.....	4
3	SISTEMA DE UNIDADES.....	5
4	MATERIAIS.....	5
5	AÇÕES.....	7
5.1	Ações consideradas.....	7
5.2	Zonamento e Parametriação Geológico-Geotécnico.....	7
6	COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	9
6.1	Combinações de ações para os estados limite e abordagens de cálculo.....	9
7	CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	13
7.1	Verificação do Estado Limite Último de resistência à flexão de elementos de betão armado.....	13
7.2	Verificação do Estado Limite Último de resistência ao corte de elementos de betão armado.....	14
7.3	Verificação de Estado Limite Último de resistência à encurvadura por varejamento das escoras e das vigas de distribuição metálica.....	14
7.4	Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização da Contenção Periférica (ELS) 16	
7.4.1	Estado Limite Último de resistência à flexão de elementos.....	17
7.4.2	Estado Limite Último de resistência ao corte de elementos.....	17
7.4.3	Estado limite último de resistência à encurvadura por varejamento das escoras.....	18
8	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS.....	18
8.1	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA PROVISÓRIA.....	18
8.2	Modelos numéricos.....	19
8.3	Verificação do Estado Limite Último de resistência à flexão de elementos de betão armado.....	20
8.4	Verificação do Estado Limite Último de resistência ao corte de elementos de betão armado.....	20
8.5	Verificação de Estado Limite Último de resistência à encurvadura por varejamento das escoras e das vigas de distribuição metálica.....	21
8.6	Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização da Contenção Periférica (ELS) 23	

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Modelo de cálculo geotécnico – Plaxis 2D	19
Figura 2 – Malha de elementos finitos do modelo de cálculo – Plaxis 2D	20
Figura 3 – Deslocamentos horizontais na última fase de escavação – Modelo de cálculo	24
Figura 4 – Deslocamentos horizontais na fase de remoção do último nível de escoras – Modelo de cálculo	24

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Estruturas definitivas. Características dos materiais – Betão.....	5
Tabela 2 – Estruturas provisórias. Características dos Materiais – Aço estrutural.....	6
Tabela 3 – Estruturas provisórias. Recobrimentos nominais das armaduras.....	6
Tabela 4 – Ações de dimensionamento	7
Tabela 5 – Coeficientes de redução.....	10
Tabela 6 – Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.....	11
Tabela 7 – Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno	11
Tabela 8 – Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os estados limites últimos ...	11
Tabela 9 – Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.....	11
Tabela 10 – Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno. ...	12
Tabela 11 – Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.....	12
Tabela 12 – Combinações de ações consideradas nas verificações de segurança	13
Tabela 13 – Verificações de segurança associadas às contenções provisórias	16
Tabela 14 – Verificação de segurança ao estado limite último de resistência à flexão	20
Tabela 15 – Verificação de segurança ao estado limite último de resistência ao corte	21
Tabela 16 Propriedades e verificação de segurança ao ELU dos escoramentos ao nível do coroamento .	21
Tabela 17 Propriedades e verificação de segurança ao ELU dos escoramentos do 1º nível	22
Tabela 18 Propriedades e verificação de segurança ao ELU dos escoramentos do 2º nível	22
Tabela 19 Propriedades e verificação de segurança ao ELU da viga de distribuição do 1º nível.....	23

1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível do Projeto de Execução, da Nota de Cálculo da obra da Estação Campolide Amoreiras, e, é parte integrante do Volume 2 – Estação de Campolide Amoreiras contido no Tomo V – Estações.

A intervenção realiza-se no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara.

2 REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE

A regulamentação e a bibliografia técnica adotadas são as apresentadas abaixo:

- NP EN 1990 – Bases para projetos de estruturas (ECO);
- NP EN 1991 – Bases de projeto e ações em estruturas (EC1);
- NP EN 1992 – Projeto de Estruturas de Betão (EC2);
- NP EN 1993 – Projeto de Estruturas de Aço (EC3);
- NP EN 1994 – Projeto de Estruturas mistas Aço-Betão (EC4);
- NP EN 1997 – Projeto Geotécnico (EC7);
- NP EN 1998 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8);
- fib Model Code 2010 for Concrete Structures;
- Normas de Projeto de estruturas do Metropolitano de Lisboa.

Serão ainda consideradas as seguintes normas de execução:

- NP EN 206:2013+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 – Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Part 5: Testing of grouted anchors;
- EN 1536 – Execution of Special Geotechnical Works: Bored piles;
- EN 14490 – Execution of Special Geotechnical Works: Soil nailing;
- NP EN 197-1 – Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes;
- NP EN 197-2 – Cimento. Parte 2: Avaliação de conformidade;

- NP EN 13251 – Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização em obras de terraplenagem, fundações e estruturas de suporte;
- NP EN 13256 – Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a construção de túneis e obras 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 do betão projetado – Parte 5: Determinação da capacidade de absorção de energia de provetes de lajes reforçadas com fibras;
- NP EN 445 – Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio;
- NP EN 446 – Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Procedimentos para injeção;
- NP EN 447 – Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Especificações para caldas correntes.

3 SISTEMA DE UNIDADES

De uma forma geral, são adotadas as unidades do Sistema Internacional (SI). Nos casos em que tal não aconteça, são indicadas as unidades consideradas.

4 MATERIAIS

As características dos materiais adotados nas estruturas provisórias encontram-se apresentadas nas tabelas seguintes:

Tabela 1 – Estruturas definitivas. Características dos materiais – Betão

Materiais	Localização	Classe de resistência	Classe de exposição	cl. teor de cloretos	d_{max} (mm)	Classe de consistência
Betão (<i>in situ</i>)	Regularização	C12/15	X0(P)	CL 1,00	≤ 22	S3
	Betão projetado	C20/25	XC4(P)	CL 0,40	≤ 10	S5
	Estacas	C30/37	XC4(P)	CL 0,40	≤ 15	S4
	Vigas de coroamento e distribuição	C30/37	XC4(P)	CL 0,40	≤ 22	S3

Tabela 2 – Estruturas provisórias. Características dos Materiais – Aço estrutural

Materiais	Localização	Classe de resistência
Aço Estrutural	Armaduras ordinárias	A500 NR SD
	Malha eletrossoldada	A500 EL
	Estruturas metálicas (chapas, perfis, barras e anilhas)	S355 JR
	Parafusos / Pernos	Classe 8.8/10.9
	Porcas	Classe 8/10

NOTA: Os perfis e chapas laminadas a quente deverão estar de acordo com a norma NP EN 10025-2:2021. Os aços a utilizar nas estruturas metálicas terão de ser objeto de certificado de qualidade segundo a norma NP EN 10204:2009. Todos os parafusos, porcas e anilhas devem satisfazer ao especificado na norma NP EN 15048-1:2019. A execução das estruturas metálicas deverá seguir a norma NP EN 1090-1:2009+A1:2013.

Tabela 3 – Estruturas provisórias. Recobrimentos nominais das armaduras

Recobrimentos Nominais (*) (**)	
Elemento	Recobrimento nominal
Estacas	75 mm
Vigas de coroamento e distribuição	35 mm

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

5 AÇÕES

5.1 Ações consideradas

As ações consideradas são as apresentadas na Tabela 4.

Tabela 4 – Ações de dimensionamento

Ações	Valor/Observação
CARGAS PERMANENTES	–
Peso próprio	$\gamma_{\text{betão}} = 25 \text{ kN/m}^3$
AÇÕES DO SOLO	–
Impulsos do solo	Adotaram-se os coeficientes de impulso horizontal obtidos a partir da parametrização geotécnica apresentada no subcapítulo em baixo (ver Tomo II – Volume 2 – Estudo Geológico Geotécnico).
IMPULSOS DE ÁGUA	–
Impulsos hidrostáticos	$\gamma_{\text{água}} = 10 \text{ kN/m}^3$ Nível freático definido para cada secção de cálculo. Adotaram-se os níveis definidos nos estudos hidrogeológicos (ver Tomo II – Volume 2 – Estudo Geológico Geotécnico).
SOBRECARGAS À SUPERFÍCIE	–
Carga de ocupação à superfície (provisória)	10 kN/m ²

5.2 Zonamento e Parametrização Geológico-Geotécnico

Nesta fase de Anteprojeto e de acordo com as condições conhecidas para terrenos com características semelhantes foram estabelecidas soluções de suporte que terão de ser confirmadas e/ou desenvolvidas nas próximas fases de projeto, em função da interpretação dos resultados dos trabalhos de prospeção já concluídos e das campanhas do Programa de prospeção complementar a implementar.

Os condicionamentos Geológicos e Geotécnicos, são descritos no Volume 6 – Estudo Geológico-Geotécnico (LVSSA CBJ EP GEO 000 000 MD 020001 0) do Tomo I – Geral. Os trabalhos de prospeção complementares são propostos no Programa de reconhecimento complementar (Geológico-geotécnico, hidrogeológico e ambiental) (LVSSA CBJ EP GEO 000 000 MD 020002 0).

Apresenta-se na Figura 1, o excerto do perfil geológico-geotécnico do local.

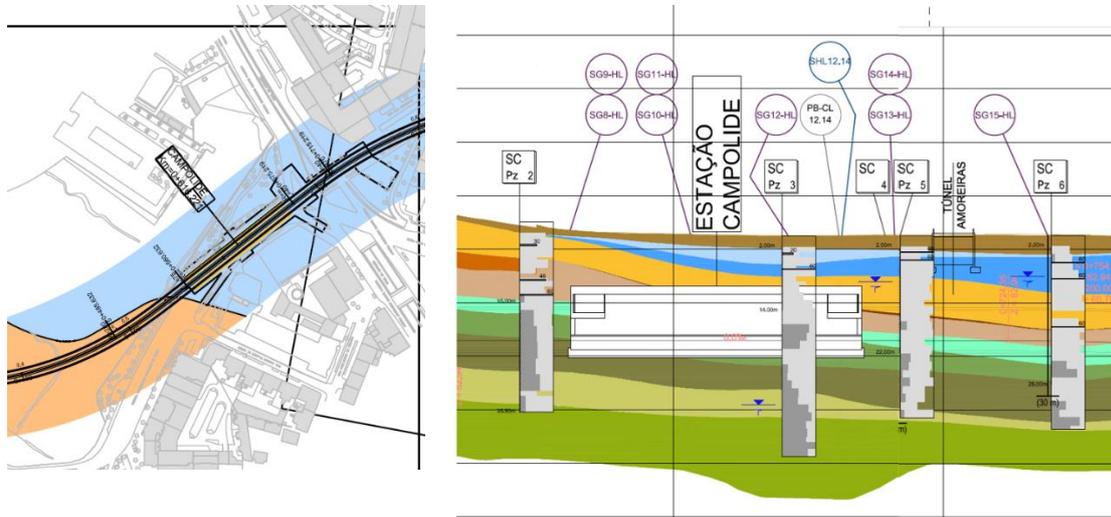


Figura 1 – Planta e perfil longitudinal – Geologia / Geotecnia
(Excerto dos desenhos LVSSA CBJ EP GEO LIN 000 DW 021000 0 e LVSSA CBJ EP GEO LIN 000 DW 021002 0 e LVSSA CBJ EP GEO LIN 000 DW 021004 0)

A Estação de Campolide Amoreiras está prevista ser construída, com a sua soleira a uma profundidade média de cerca de 23 m, sob uma cobertura superficial de materiais de aterro, o meio envolvente é caracterizado por um maciço sequencialmente constituído do topo para a base por materiais miocénicos da “Formação dos Prazeres”, predominantemente argilas e margas, materiais da oligocénicos da “Formação de Benfica”, essencialmente por areias finas siltosas e silto-argilosas, CVL- “Complexo Vulcânico de Lisboa”, nesta zona principalmente correspondente a tufos e passagens de basalto decomposto. Abaixo desta unidade ocorrem calcários da Formação da Bica, nomeadamente a unidade Cc1a, essencialmente correspondente a argilas margosas, Cc1b (calcário nodular) e Cc1c (calcário semi-cristalino a cristalino com rudistas), sendo nestas duas últimas unidades que fica posicionada a soleira da estação. Cc1c a norte e Cc1b a sul. Na continuidade para sul da sequência geológica descrita, a Obra Especial 2 (OE2), junto ao túnel do Marquês, sob a cobertura de materiais de aterro, interessa materiais miocénicos da “Formação dos Prazeres” e oligocénicos da “Formação de Benfica”.

Tendo em conta a possível existência de níveis de água suspensos, considera-se para efeito de cálculo que na zona envolvente à estação de Amoreiras Campolide e à Obra especial OE2, o nível de água se situe à cota 85,00.

Tabela 1 – Valores característicos dos parâmetros a adotar na presente fase do estudo para as várias formações ocorrentes

Unidade	γ^d (kN/m ³)	γ_{sat}^d (kN/m ³)	c_u^d (kPa)	E_u^d (MPa)	c^d (kPa)	ϕ^d (°)	E^d (MPa)	K_0	k^d (m/s)	v	σ_c (MPa) [rocha]	E' (GPa) [rocha]
ATERRO, A	18	20	---	---	0	28	10	0,5	10 ⁻⁶	0,35	---	---
ALUVIÃO, a(ar)	19	21	---	---	0	34	50	0,5	10 ⁻⁵	0,30	---	---
ALUVIÃO, a(ag)	17	19	20	20	0	25	10	0,5	10 ⁻⁸	0,46	---	---
ALUVIÃO, a(cg)	20	22	---	---	0	35	75	0,5	10 ⁻⁴	0,30	---	---
MIOCÉNICO, M(a)a-NSPT > 50	22	23	350	100	10	33	60	1,0	10 ⁻⁸	0,33	---	---
MIOCÉNICO, M(a)b-NSPT < 50	21	22	180	40	5	28	20	1,0	10 ⁻⁸	0,38	---	---
MIOCÉNICO M(cal)	24	24	---	---	100	34	400	0,8	10 ⁻⁵	0,25	---	---
OLIGOCÉNICO, O	20	22	400	150	25	30	75	1,2	10 ⁻⁷	0,30	---	---
BASALTO, B	26	26	---	---	200	40	2000	0,8	10 ⁻⁷	0,26	20	12
BASALTO, BWS/W4/S	21	23	---	---	50	35	250	0,7	10 ⁻⁶	0,28	---	---
TUFOS, T	20	21	---	---	60	35	120	1,0	10 ⁻⁷	0,27	---	---
CALCÁRIO, Cc1a	23	23	---	---	50	32	60	0,8	10 ⁻⁷	0,23	---	---
CALCÁRIO, Cc1b	24	24	---	---	90	38	325	0,8	10 ⁻⁷	0,21	9	3
CALCÁRIO, Cc1c	25	25	---	---	300	42	4000	0,8	10 ⁻⁶	0,21	50	27,5
CALCÁRIO, Cc1d	24	24	---	---	120	40	1250	0,8	10 ⁻⁷	0,21	12	6
CALCÁRIO-DE-CANEÇAS	23	23	---	---	80	35	400	0,8	10 ⁻⁷	0,25	5	1,5

6 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

6.1 Combinações de ações para os estados limite e abordagens de cálculo

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

Combinação fundamental geral:

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

Em que:

- E_d – valor de cálculo do efeito das ações;
- $\gamma_{G,j}$ – coeficiente parcial relativo à ação permanente j ;
- $G_{k,j}$ – valor característico da ação permanente j ;

- $\gamma_{Q,1}$ – coeficiente parcial relativo à ação variável de base de combinação 1;
- $Q_{k,1}$ – valor característico da ação variável de base de combinação 1;
- $\gamma_{Q,i}$ – coeficiente parcial relativo à ação variável i;
- $\psi_{0,i}$ – coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$ – valor característico da ação variável acompanhante i.

Combinação característica:

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

Em que:

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

Os coeficientes de redução ψ adotados são os definidos no Tabela 5:

Tabela 5 – Coeficientes de redução

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas	0,70	0,50	0,30

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

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

- Combinação 1: A1 "+" M1 "+" R1(caso geral)
- Combinação 2: A2 "+" M2 "+" R1(caso geral)

Para a verificação da segurança aos estados limite serão considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações, de acordo com o estipulado nas normas NP EN1990 e NP EN1991 (Tabela 6) e aos materiais, segundo os regulamentos correspondentes a cada um destes estados limites (Tabela 7 e Tabela 8).

Tabela 6 – Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações

Ação		Símbolo	STR/GEO	
			A1	A2
Permanentes	Desfavorável	γ_G	1,35	1,00
	Favorável		1,00	1,00
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00

Tabela 7 – Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno

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

Tabela 8 – Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os estados limites últimos

Material	Símbolo	Situações persistentes e transitórias
Betão	γ_C	1,50
Aço para cambotas metálicas e pregagens expansivas	γ_S	1,15

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

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

Tabela 9 – Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.

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

Tabela 10 – Coeficientes parciais de segurança utilizados na minoração das propriedades do terreno.

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

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

Tabela 11 – Coeficientes parciais de segurança utilizados nas ações.

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

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

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

$$S_d \leq R_d$$

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

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

$$E_d \leq R_d$$

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

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

$$E_d \leq C_d$$

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

7 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

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

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

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

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

Tabela 12 – Combinações de ações consideradas nas verificações de segurança

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

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

Nesta fase de estudo consideraram-se relevantes as verificações da segurança aos estados limites dos elementos estruturais indicados na Tabela 13.

7.1 Verificação do Estado Limite Último de resistência à flexão de elementos de betão armado

Apresenta-se em seguida em forma de tabela a verificação ao estado limite respetivo.

Tabela 14 – Verificação de segurança ao estado limite último de resistência à flexão

Elemento	Msd [kNm]	b [m]	h [m]	As,nec [cm ²]	As, adotada [cm ²]
Viga de coroamento	875	1,00	0,80	27,37	31,42 (10 Ø 20/face)
Estacas Ø600 dos acessos 1,2 e 4 //1,3m	156	Ø0.6		22,80	25,13 (8 Ø 20)
Estacas Ø800 do corpo da estação e acesso 5 //1,5m	924	Ø0.8		102,15	112,56 (14 Ø 32)

Conforme apresentado na tabela, considera-se verificada a segurança no que diz respeito ao estado limite último em análise.

7.2 Verificação do Estado Limite Último de resistência ao corte de elementos de betão armado

Apresenta-se em seguida em forma de tabela a verificação ao estado limite respetivo.

Tabela 15 – Verificação de segurança ao estado limite último de resistência ao corte

Elemento	Vsd [kNm]	b [m]	h [m]	z cotg [m]	As,nec [cm ²]	As, adotada [cm ²]
Viga de coroamento	500	0,8	1,00	1,48	9,77	11,30 ($\phi 12 // 0,20$)
Estacas $\phi 600$ dos acessos 1,2 e 4 //1,3m	170	$\phi 0.6$		-	9,23	10,47 ($\phi 10 // 0,15$)
Estacas $\phi 800$ do corpo da estação e acesso 5 //1,5m	756	$\phi 0.8$		-	12,10	18,10 ($\phi 12 // 0,125$)

Conforme apresentado na tabela, considera-se verificada a segurança no que diz respeito ao estado limite último em análise.

7.3 Verificação de Estado Limite Último de resistência à encurvadura por varejamento das escoras e das vigas de distribuição metálica

Apresenta-se, de seguida, em formato de tabela a verificação do estado limite último para os perfis metálicos mais relevantes:

Tabela 16 Propriedades e verificação de segurança ao ELU dos escoramentos ao nível do coroamento

Propriedades da Secção e da Estrutura				
Secção e Material		Tipo de encurvadura	L0 [m]	c [-]
Perfis	2xHE 360 B	Em torno do eixo y	19.50	0.290
Classe da Secção	1	Em torno do eixo z	19.50	0.322
f _y [MPa]	355	Por flexão-torção	19.50	0.404

Verificação da Segurança segundo a EN 1993-1-1					
Equações	N _{Ed} [F]	M _{y,Ed} [FL]	M _{z,Ed} [FL]	Verificação	
EN 1993-1-1 (6.61)	0.33	0.52	0.00	0.85 ≤ 1	Verifica
EN 1993-1-1 (6.62)	0.29	0.40	0.00	0.69 ≤ 1	Verifica

Tabela 17 Propriedades e verificação de segurança ao ELU dos escoramentos do 1º nível

Propriedades da Secção e da Estrutura				
Secção e Material		Tipo de encurvadura	L0 [m]	c [-]
Perfis	2xHE 800 B	Em torno do eixo y	19.50	0.593
Classe da Secção	1	Em torno do eixo z	14.00	0.383
f _y [MPa]	355	Por flexão-torção	14.00	1.000

Verificação da Segurança segundo a EN 1993-1-1					
Equações	N _{Ed} [F]	M _{y,Ed} [FL]	M _{z,Ed} [FL]	Verificação	
EN 1993-1-1 (6.61)	0.58	0.11	0.00	0.68 ≤ 1	Verifica
EN 1993-1-1 (6.62)	0.89	0.07	0.00	0.96 ≤ 1	Verifica

Tabela 18 Propriedades e verificação de segurança ao ELU dos escoramentos do 2º nível

Propriedades da Secção e da Estrutura				
Secção e Material		Tipo de encurvadura	L0 [m]	c [-]
Perfis	2xHE 600 B	Em torno do eixo y	19.50	0.460
Classe da Secção	1	Em torno do eixo z	14.00	0.419
f _y [MPa]	355	Por flexão-torção	14.00	1.000

Verificação da Segurança segundo a EN 1993-1-1					
Equações	N _{Ed} [F]	M _{y,Ed} [FL]	M _{z,Ed} [FL]	Verificação	
EN 1993-1-1 (6.61)	0.68	0.16	0.00	0.84 ≤ 1	Verifica
EN 1993-1-1 (6.62)	0.75	0.09	0.00	0.84 ≤ 1	Verifica

Tabela 19 Propriedades e verificação de segurança ao ELU da viga de distribuição do 1º nível

Propriedades da Secção e da Estrutura				
Secção e Material		Tipo de encurvadura	L0 [m]	c [-]
Perfis	2xHE 340 B	Em torno do eixo y	0.01	1.000
Classe da Secção	1	Em torno do eixo z	0.01	1.000
f _y [MPa]	355	Por flexão-torção	0.01	1.000