

Figura 1 - Localização da Estação de Campo de Ourique

5 CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

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

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

Tabela 1 Unidades Geotécnicas Reconhecidas no Local do Projeto

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

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

Tabela 2 Profundidades das Unidades Geotécnicas

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

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

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

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

Tabela 3 Valores Característicos dos Parâmetros Geotécnicos

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

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

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

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

6 MATERIAIS

6.1 Estruturas Finais

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

Tabela 4 Estruturas Definitivas. Características do Material

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

Notas:

As betonilhas de enchimento a executar para a colocação de revestimentos de pavimentos e para a formação de pendentos nas lajes interiores devem ter um peso específico máximo de 15 kN/m³.

Tabela 5. Estruturas de Aço. Características dos Materiais

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

Tabela 6 Estruturas Definitivas. Recobrimentos Nominais das Armaduras

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

Recobrimentos Nominais (*) (**)		
<p>As coberturas devem ser garantidas de acordo com os requisitos de resistência ao fogo e durabilidade dos materiais considerados</p> <p>Vida útil de projeto: 100 anos</p> <p>Estabilidade ao fogo: R120</p>	Elemento	Recobrimento Nominal
	Lajes elevadas e escadas	40 mm
	Paredes interiores	40 mm
	Pilares e vigas	45 mm
	Revestimento definitivo das galerias	45 mm
	Laje do furo do poço principal	45 mm
	Lajes de cobertura enterradas	45 mm
	Paredes de contenção definitivas	50 mm

(*) - Recobrimento mínimo + margem de cálculo para tolerâncias de execução = recobrimento nominal.

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

7 CONCEÇÃO ESTRUTURAL

7.1 Vida Útil do Projecto

Tendo em conta o recomendado no ponto 2.3 do Anexo Nacional da NP EN 1990, a estrutura é classificada na categoria de vida útil de projeto 5, o que corresponde a uma vida útil de projeto indicativa de 100 anos.

7.2 Classificação dos Projetos de Acordo com a sua Importância

A classificação do projeto em função da sua importância é efetuada de acordo com o especificado no Anexo Nacional da EN 1990.

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentadas na tabela B.1 da EN 1990, as estações e poços de ventilação são parte integrante de uma infraestrutura cujo colapso representa "Consequências elevadas para a perda de vidas humanas, ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito grandes", pelo que são classificadas como sendo da classe de consequências CC3.

7.3 Classificação do Tipo de Solo

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

- Sismicidade interplaca - associada à fronteira das placas euro-asiática e africana, gerada na zona de fratura Açores-Gibraltar, com registo de sismos de elevada magnitude (1755 e 1969);
- Sismicidade intraplaca - associada a movimentos ao longo de estruturas ressonantes no interior da placa euro-asiática, resultantes da acumulação de tensões e desenvolvimento de deformações, dando origem a sismos de magnitudes moderadas (1909).

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

De acordo com o disposto na NP EN 1998-1: 2010 (EC8) e respetivo Anexo Nacional NA, devido à afetação simultânea do território com perturbações dinâmicas com origem interplaca e intraplaca, a área em análise localiza-se nas Zonas Sísmicas classificadas como 1.3 e 2.3, para a Ação Sísmica Tipo 1 e Ação Sísmica Tipo 2, respetivamente.

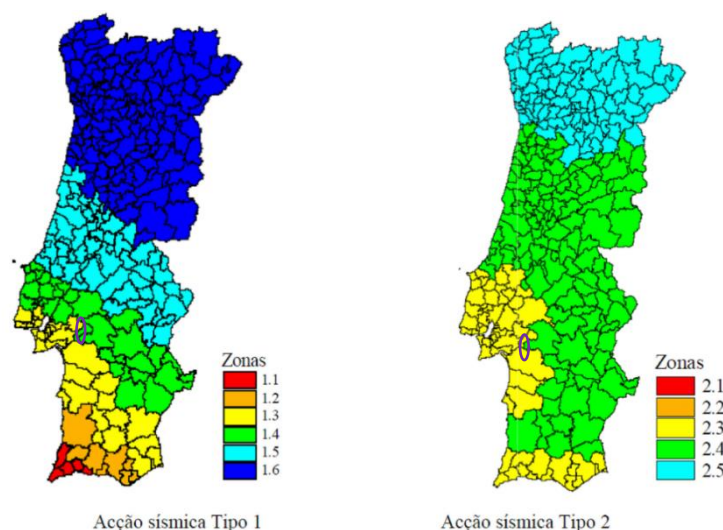


Figura 2 Zonamento Sísmico do Território Nacional de Acordo com o Anexo Nacional NA da NP EN 1998-1:2010

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

Ação Sísmica de Tipo 1 (distância)		Ação Sísmica de Tipo 2 (próximo)	
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	---	---

Tabela 7 Aceleração Máxima de Referência de Projeto a_{gR} (m/s²) nas Várias Zonas Sísmicas

De acordo com este zonamento sísmico, os valores máximos de aceleração de referência a considerar na obra, a_{gR} , correspondentes a um período de retorno de 475 anos, são 1,5 m/s² (Zona Sísmica 1.3 e Ação Sísmica Tipo 1) e 1,7 m/s² (Zona Sísmica 2.3 e Ação Sísmica Tipo 2). De modo a ter em conta a influência das condições locais do terreno na ação sísmica, o EC8 considera os tipos de terreno indicados no Tabela seguinte, para definir os espectros de resposta elástica a utilizar em cada zona sísmica.

Relativamente ao tipo de solo, a EC8 recomenda a seguinte classificação.

Tipo de Solo	Descrição
A	Rocha ou outra formação geológica semelhante à rocha, incluindo, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície.
B	Depósitos de areia muito densa, cascalho ou argila muito rígida, com pelo menos várias dezenas de metros de espessura, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.

Tipo de Solo	Descrição
C	Depósitos profundos de areia densa ou medianamente densa, cascalho ou argila rígida com espessura de várias dezenas a muitas centenas de metros.
D	Depósitos de solo solto a médio sem coesão (com ou sem algumas camadas coesivas moles), ou de solo coesivo predominantemente mole a firme.
E	Perfil de solo constituído por uma camada de aluvião superficial com valores de v_s do tipo C ou D e espessura variável entre cerca de 5 m e 20 m, subjacente a material mais rígido com $v_s > 800$ m/s.
S ₁	Depósitos constituídos, ou contendo uma camada com pelo menos 10 m de espessura, de argilas moles/siltos com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e elevado teor de água.
S ₂	Depósitos de solos liquefactíveis, de argilas sensíveis ou de qualquer outro perfil de solo não incluído nos tipos A - E ou S ₁ .

Tabela 8 Tipos de Solo por EC8

Cada tipo de solo é assim definido de forma mais rigorosa e a sua classificação pode ser baseada na velocidade da onda de cisalhamento, $v_{s,30}$, ou / e na contagem de golpes do ensaio de penetração padrão, N_{SPT} , ou / e na resistência ao cisalhamento não drenada, c_u , conforme apresentado na tabela abaixo.

Tipo de Solo	Parâmetros		
	$v_{s,30}$ (m/seg)	N_{SPT} (sopros/30cm)	c_u (kPa)
A	> 800	-	-
B	360 - 800	> 50	> 250
C	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	< 180	< 15	< 70

Tabela 9 Tipos de Solo por Parâmetros de Solo

Com base no que precede, e tendo em conta que a espessura do material mais fraco é superior a 5 m, o solo é classificado como sendo do tipo B.

7.4 Classe de Inspeção

De acordo com o Tabela G.1 do Anexo G, da norma NP EN 13670 - 1, as estruturas de betão do projeto são classificadas como Classe de Inspeção 3.

7.5 Classe de Fiabilidade

A Classe de Fiabilidade é definida de acordo com o anexo nacional da NP EN 1990. Tendo em conta que o trabalho definitivo é da classe de consequência CC3, de acordo com a cláusula B.3.2 do Anexo B, a classe de fiabilidade RC3 é atribuída ao projeto.

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 os erros de conceção e de construção da estrutura, bem como os erros humanos grosseiros;
- e) outras medidas relacionadas com as seguintes questões de conceção:
- Requisitos gerais
 - O grau de robustez (integridade estrutural);
 - Durabilidade, incluindo a escolha do tempo de vida do projeto;
 - A extensão e a qualidade dos estudos preliminares do solo e as possíveis influências ambientais;
 - O rigor dos modelos mecânicos utilizados;
 - Disposições construtivas.

Adicionalmente, tendo em conta a fixação da vida útil do projeto em 100 anos, o plano complementar de prospeção geológico-geotécnica 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, como a adoção de sistemas de impermeabilização, conjugadas com as especificações técnicas que integram as Cláusulas Técnicas do Caderno de Encargos, a classe de fiabilidade RC3 é igualmente garantida no que respeita ao cumprimento das medidas indicadas na alínea e) supra.

7.6 Categoria Geotécnica

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

Tendo em conta a definição das classes de consequências apresentadas na tabela B.1 da NP EN 1990, a Estação ECO é parte integrante de uma infraestrutura cujo colapso representa "consequências elevadas em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais importantes" (CC3), considera-se também que o grau de complexidade do projeto geotécnico é elevado. Assim, para uma classe de consequências CC2, para uma complexidade de projeto geotécnico média, é atribuída à Estação ECO a Categoria Geotécnica 3 (CG3).

7.7 Estanquidade das Estruturas Subterrâneas

7.7.1 Estações Subterrâneas

Os critérios de desempenho de fugas em estações subterrâneas correspondem à classe 2 das Specifications for Tunnelling (BTS, 2010), complementadas pelas recomendações da STUVA (Studiengesellschaft für TUnnel und VerkehrsAnlagen – Research Association for Tunnels and Traffic Facilities) (Haack, 1991(2)) para a mesma classe.

O sistema de impermeabilização garante que a superfície interior permanece essencialmente seca, permitindo apenas manchas ocasionais de humidade e pequenos pontos de humidade

isolados. O contacto manual seco com o remendo não deve detetar água à superfície. De igual modo, um papel colocado sobre o remendo não deve ficar descolorido devido à absorção de água. Este requisito limita o afluxo médio (espacial) diário de água a 0,1 litros/m² em secções com um comprimento de referência de 10 m e a 0,05 litros/m² em secções com um comprimento de referência de 100m. Para a aplicação do primeiro limite, as secções de 10 m devem ser periódicas. A fim de limitar os defeitos do sistema de impermeabilização e os trabalhos de reparação, será efetuada uma compartimentação transversal e, se necessário, longitudinal do sistema de impermeabilização. A área máxima de cada compartimento será de 360m². A compartimentação transversal será efetuada através da solidarização de perfis flexíveis extrudidos à membrana de impermeabilização ao longo do perímetro dos túneis. 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 betão no início dos varões). No poço principal, serão também aplicados os princípios acima enunciados relativamente à compartimentação do sistema de impermeabilização com as necessárias adaptações.

7.7.2 Requisitos Legais de Proteção das Águas Subterrâneas

Como regra geral, a Lei de Proteção da Água exige que os níveis de água subsuperficiais sejam mantidos e que as águas subterrâneas não sejam contaminadas; uma consequência direta do cumprimento dos requisitos acima mencionados é que o rebaixamento permanente do lençol freático não é permitido sempre que possível.

Assim, qualquer desvio de águas subterrâneas deve ser limitado ao período de construção e os volumes desviados devem ser limitados, a fim de garantir a recuperação total do nível inicial das águas subterrâneas.

8 CONCEÇÃO ESTRUTURAL DE ESTRUTURAS DEFINITIVAS

8.1 Estruturas Definitivas Exteriores

O revestimento definitivo externo da Estação Principal é construído após a execução das estruturas de apoio primário. Os apoios primários são construídos na fase de escavação e destinam-se à sustentação provisória do túnel.

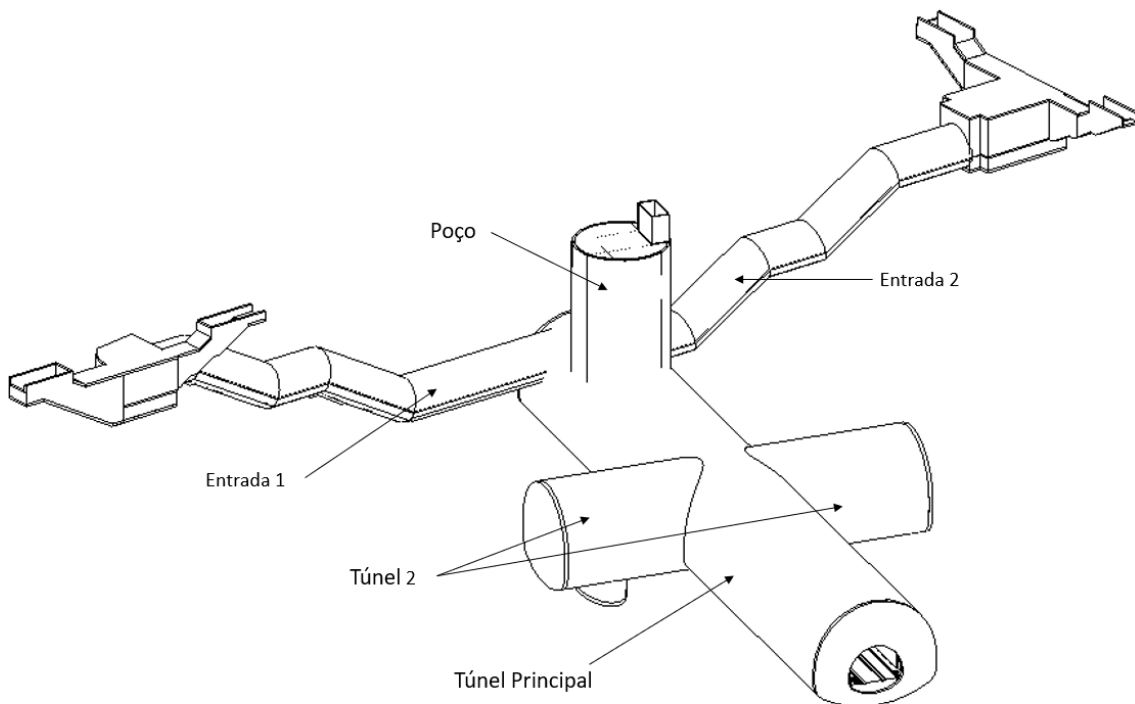


Figura 3. Vista 3D da estação

O revestimento definitivo do Túnel Principal é constituído por uma secção com 0.50m de espessura no coroamento e 0.70m de espessura no “invert”. Nas intersecções do Túnel Principal com o Túnel 2 (Túneis Transversais) e com o Poço, é efetuado um aumento local de espessura de 0,20m no revestimento definitiva.

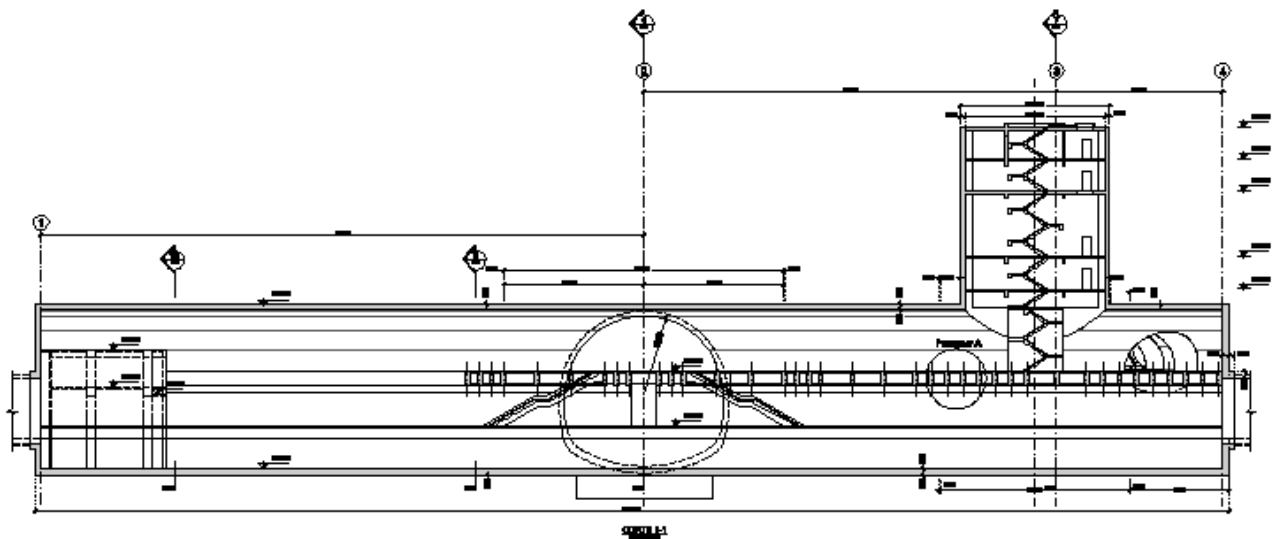


Figura 4. Secção Longitudinal da Estação

A secção transversal do túnel principal é apresentada na figura seguinte.

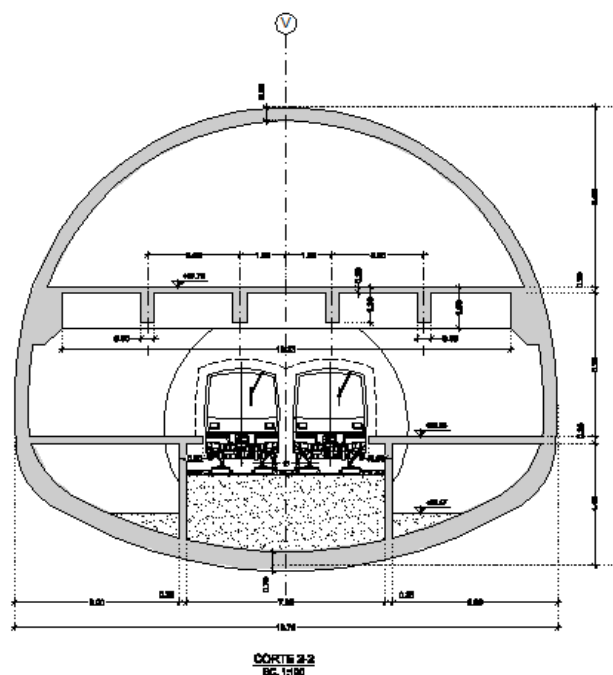


Figura 5. Secção Transversal do Túnel

O revestimento definitivo do Túnel 2 (Túneis Transversais) consiste numa secção com 0,50m de espessura no coroamento e 0,70m de espessura no “invert”. Na intersecção do túnel 2 com o túnel principal, é efetuado um aumento de espessura local de 0,20m. A secção transversal do túnel 2 é apresentada na figura seguinte.

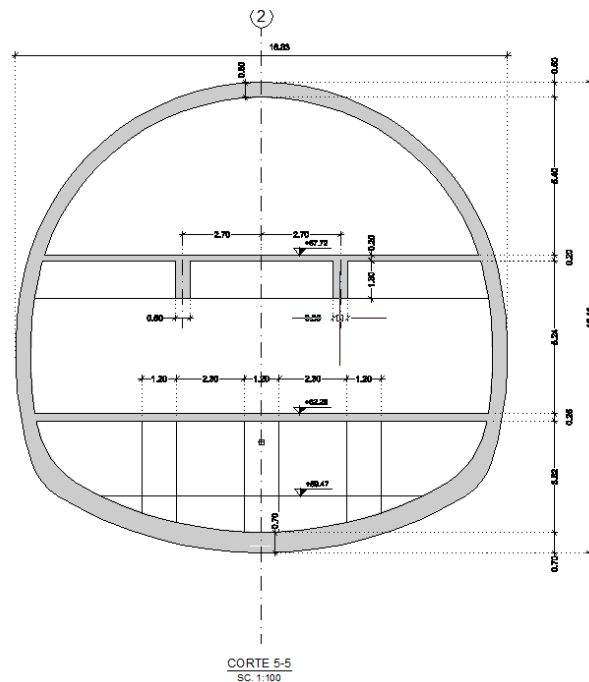


Figura 6. Secção Transversal do Túnel 2

O revestimento definitivo do Poço é constituído por uma secção circular em anel com 14m de diâmetro interior e 0,20m de espessura. Na intersecção do Poço com o Túnel Principal é efetuado um aumento de espessura de 0,20m, suportado pelas paredes interiores e pelo anel circular do revestimento definitiva. A secção do poço é apresentada na figura seguinte.

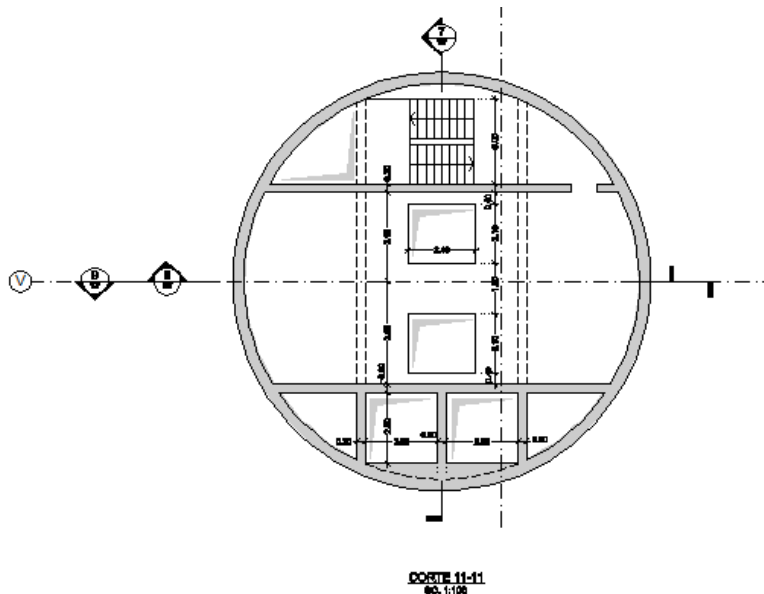


Figura 7 Secção Transversal do Poço Principal

O revestimento definitivo das entradas na zona NATM é constituído por uma secção circular de 0,25 m de espessura. A secção das entradas é apresentada na figura seguinte.

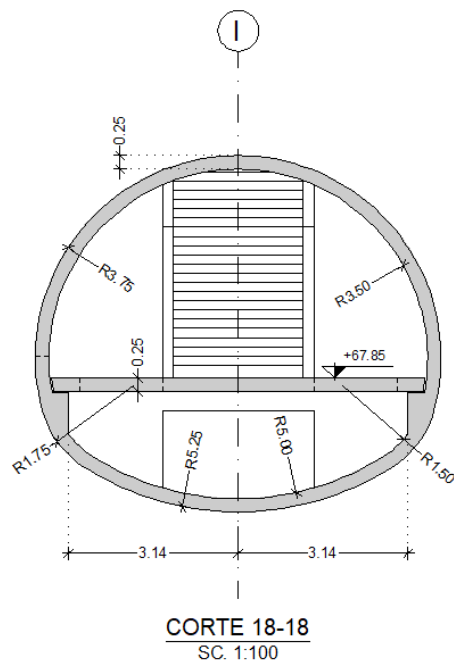


Figura 8. Secção Transversal da Entrada

8.2 Estrutura Definitiva Interior

A estrutura definitiva interior do túnel principal e do túnel 2 (túneis transversais) são constituídas pelo piso da plataforma e do átrio.

O Piso do Cais é constituído por uma extensa laje de 0,25 m de espessura suportada por paredes (paredes da subplataforma) de 0,25 m de espessura. As paredes da plataforma inferior são ligadas no revestimento definitivo da estação principal. Na extremidade norte do túnel principal existem ainda duas salas, de cada lado da linha. A vista em planta do piso da plataforma é apresentada na figura seguinte.

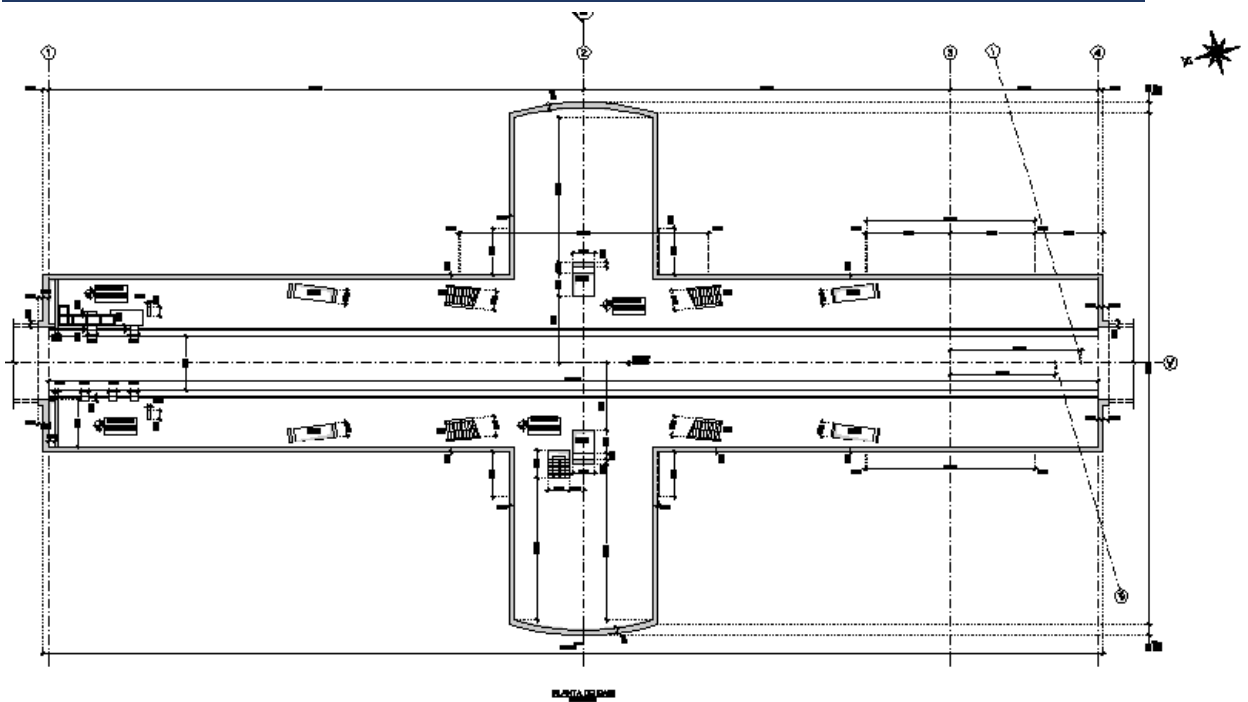


Figura 9. Planta do Piso do Cais

O piso do átrio é constituído por uma laje extensa de 0,20 m de espessura suportada por vigas de 0,50 m * 1,50 m. O vão entre as vigas é variável. A vista em planta do piso do átrio é apresentada na figura seguinte.

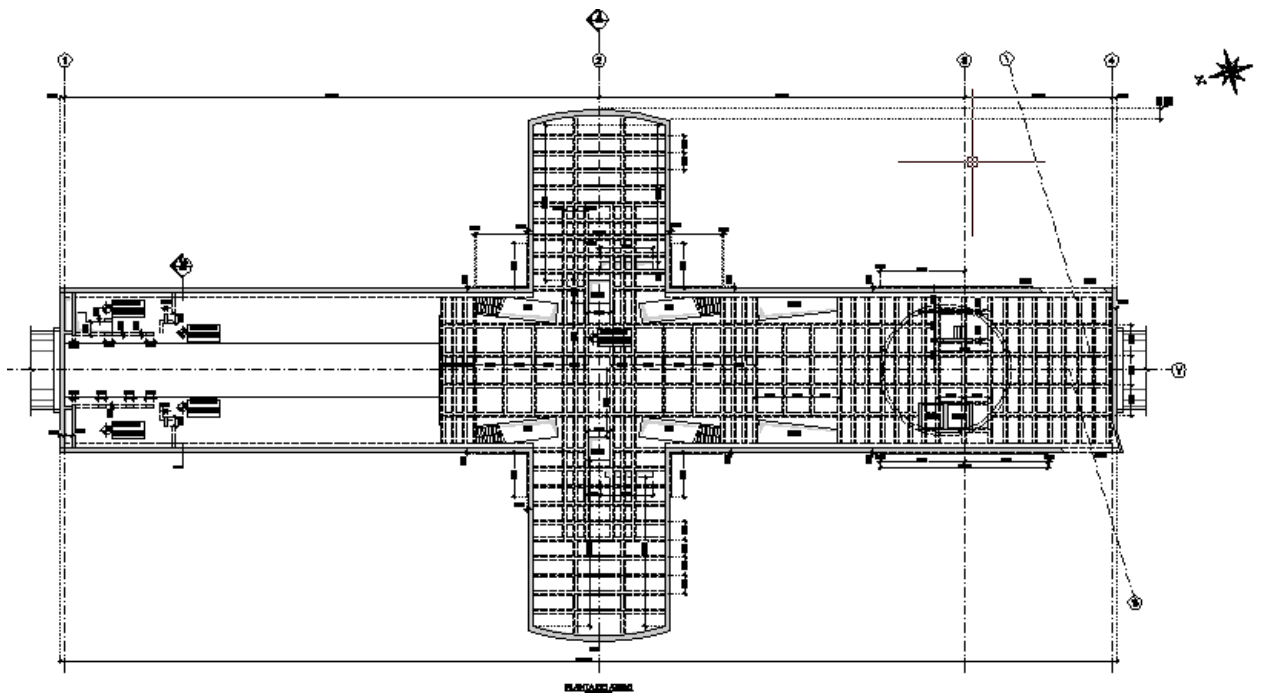


Figura 10. Planta do Piso do Átrio

As estruturas interiores do Poço são constituídas por quatro pisos interiores acima do coroamento do Túnel Principal e uma laje ao nível do solo. As lajes dos quatro pisos interiores têm o mesmo sistema estrutural, 0,20m de espessura, e são suportadas por vigas de 0,30m * 0,60m. A laje ao nível do solo tem uma espessura de 0.20m. A secção do poço é apresentada na figura abaixo.

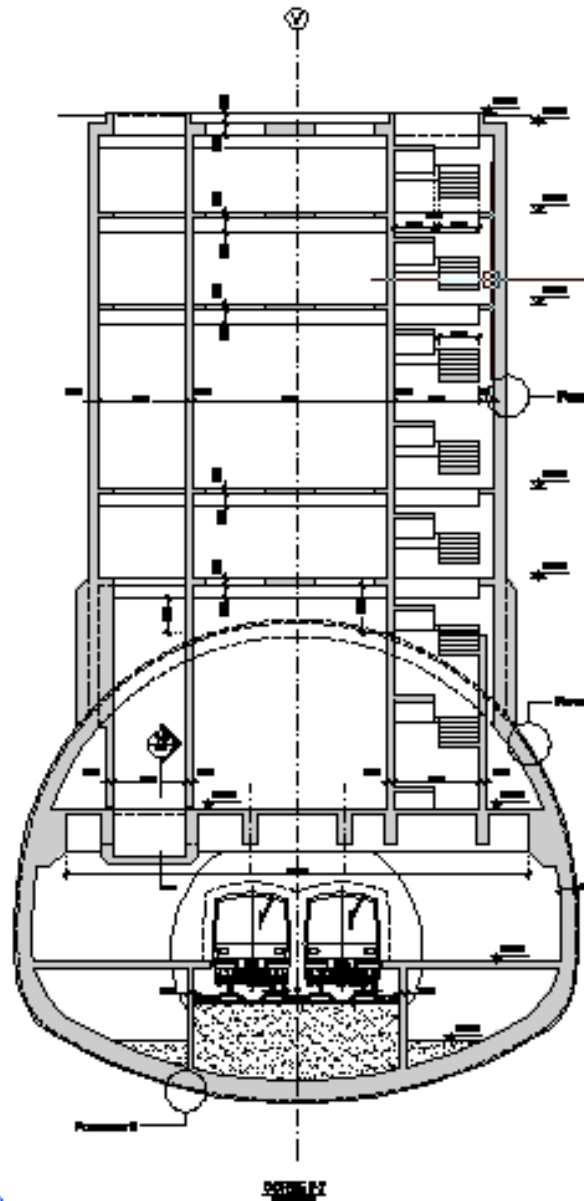


Figura 11 . Secção do Poço

8.3 Metodologia de Cálculo

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

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

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

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

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

Em que R representa o raio do túnel definitivo.

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

Os modelos de cálculo adotados são ilustrados nas figuras seguintes.

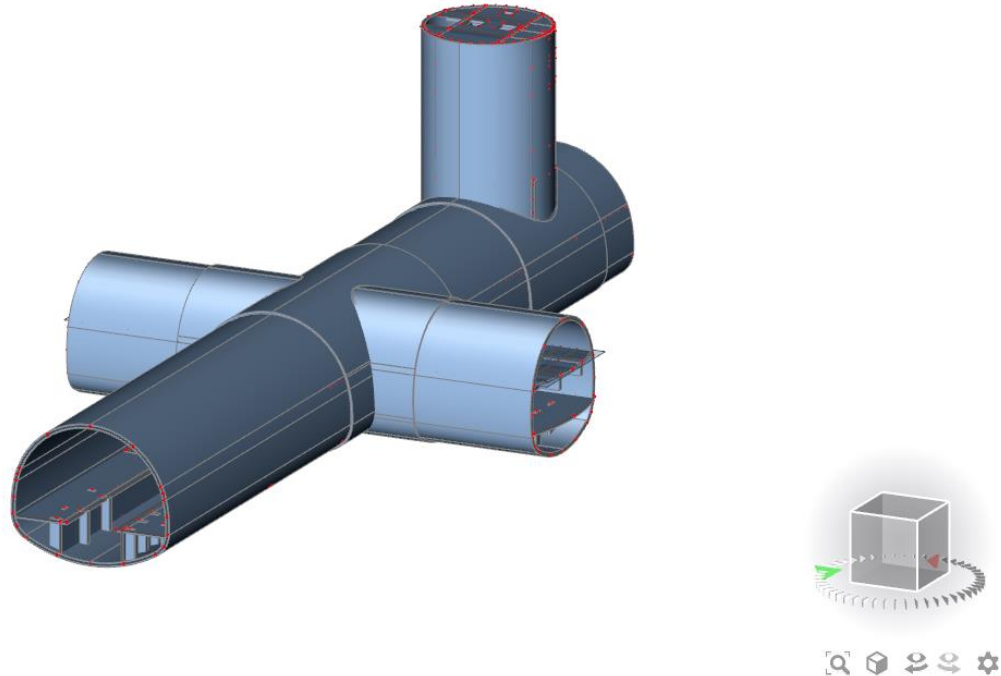


Figura 12. Modelo 3D Exportado do Scia Engineer

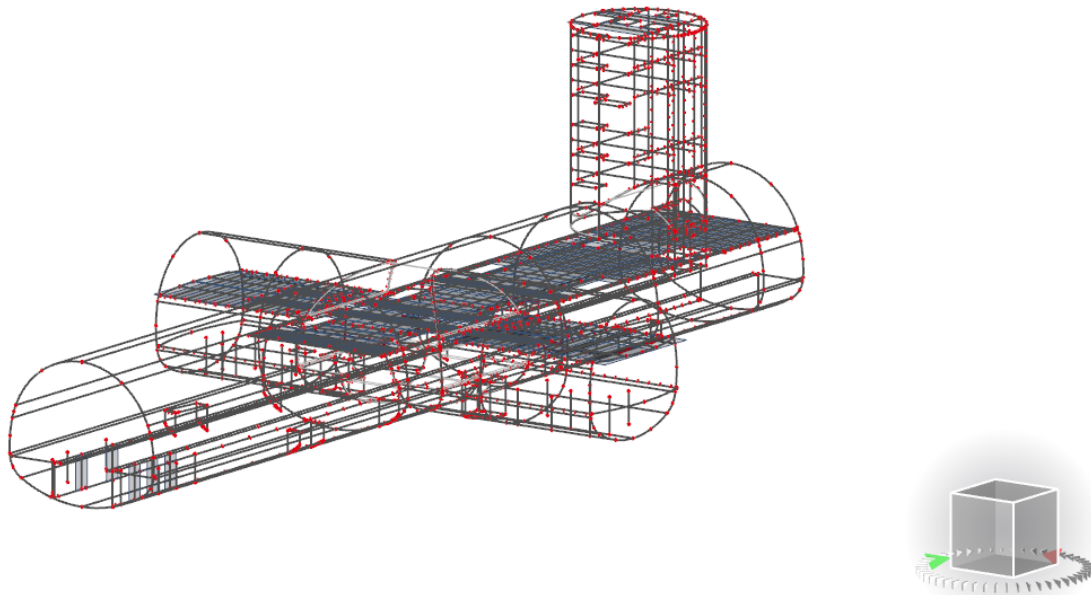


Figura 13. Modelo 3D Exportado do Scia Engineer

8.4 Ações

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

8.4.1 Ações permanentes

8.4.1.1 Peso Próprio (PP)

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

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

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

8.4.1.2 Tensão no Solo

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

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

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

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

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

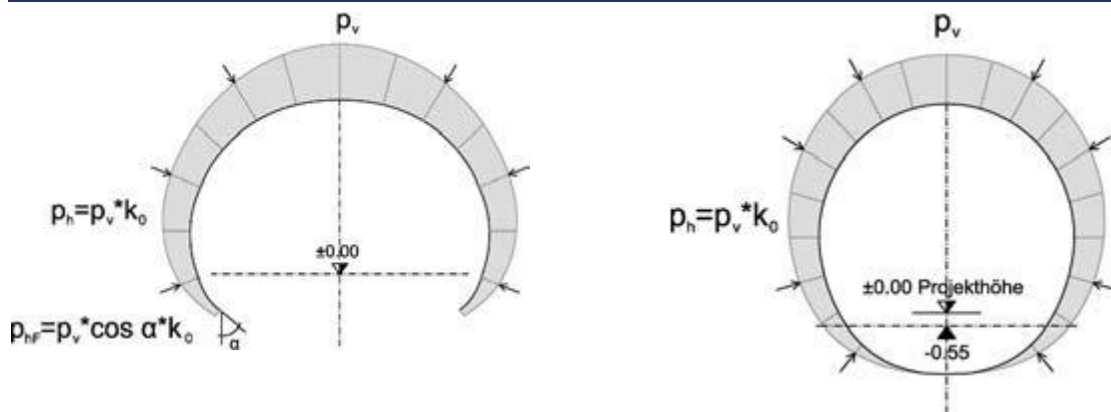


Figura 14 Distribuição da Carga no Solo para Túneis Minados (Beton – Kalender 2014)

8.4.1.3 Forças Hidrostáticas

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

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

8.4.1.4 Restante Carga Permanente (RCP)

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

▪ Zona 1 – Circulação Pública

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

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

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

▪ Zona 2 – Espaços de Apoio à Exploração

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

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

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

▪ **Zona 3 – Instalações Técnicas**

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

- Tetos sem acabamento;

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

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

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

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

8.4.1.4.1 Paredes e Divisórias não Estruturais

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

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

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

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

8.4.1.5 Escadas Rolantes

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

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

8.4.2 Ações Variáveis

8.4.2.1 Sobrecarga de Utilização (SC)

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

▪ **Zona 1 – Circulação Pública**

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

em átrios de entrada de estações de comboios) o valor de sobrecarga adotado é de 5,0kN/m².

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

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

As sobrecargas consideradas para estes espaços foram as descritas no ponto anterior relativas aos espaços de circulação e permanência de público e acessos, 5,0kN/m².

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

▪ **Zona 3 – INSTALAÇÕES TÉCNICAS**

De acordo com as Normas de Projeto Estrutural do Metropolitano de Lisboa, as sobrecargas nas salas de equipamento devem ser definidas em função dos transformadores a colocar. No entanto, em caso de falta de elementos, as mesmas Normas referem que poderá ser considerada uma sobrecarga de 10,0kN/m². Assim, a área das instalações técnicas foi subdividida em área de instalações técnicas comuns e salas com equipamentos pesados (salas SET, PST, sala de ventilação), para as quais foram estimadas cargas mais elevadas.

Em áreas técnicas comuns:

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

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

Tabela 10. Cargas

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

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

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

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

8.4.2.2 Sobrecarga Ferroviária (SF)

Sobrecarga Ferroviária (SF): Cargas do comboio transmitidas pelo material circulante, conforme definido no Anexo ANX_C4 – Cargas MC ML. O material circulante na linha do Metropolitano é constituído por unidades triplas compostas por 2 motores (M) e um reboque (R) com formação MRM. Os veículos podem ser constituídos por 2 unidades triplas, com formação MRM-MRM.

A figura seguinte mostra a carga vertical correspondente a uma unidade MRM tripla, correspondente a um material circulante ML 90, definida ANX_C4 – cargas MC ML

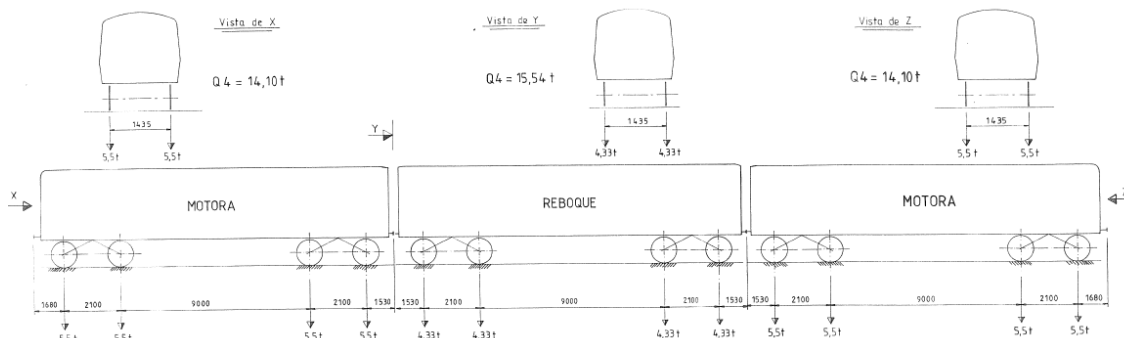


Figura 15 Cargas Transmitidas por uma Formação MRM (extrato ANX_C4, ML 90)

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

8.4.2.3 Variação Uniforme da Temperatura (DT_u)

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

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

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

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

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

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

8.5 Retração e Fluência

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

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

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

Onde:

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

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

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

Onde:

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

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

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

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

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

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

Onde φ_0 é o valor de referência do coeficiente de referência e $\beta_c(t, t_0)$ é o coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento. Ambos os coeficientes foram estimados de acordo com o Anexo B da norma.

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

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

8.6 Mapas Genéricos de Cargas

8.6.1 Piso do Cais

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

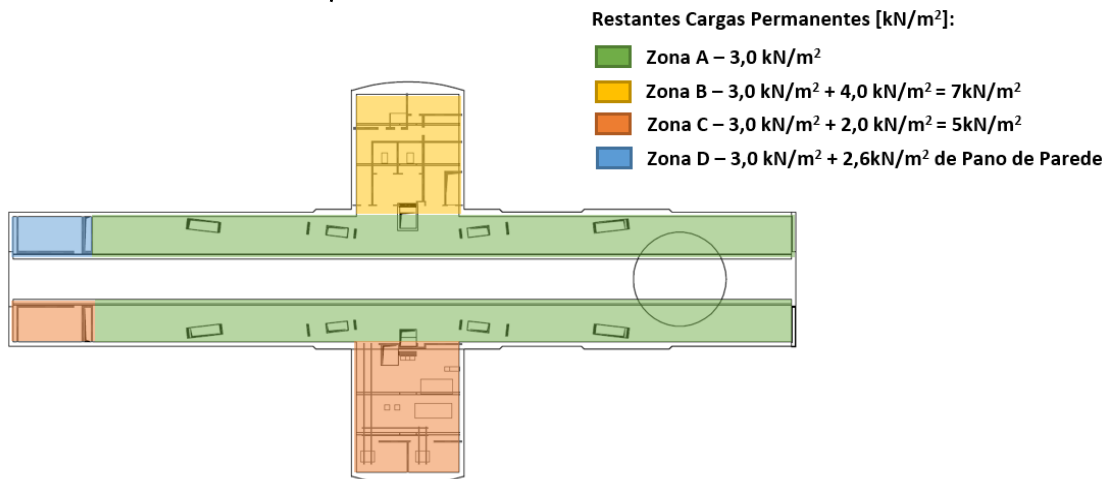


Figura 16 Cargas no Piso do Cais

- As sobrecargas estão resumidas na figura seguinte
 - Escadas rolantes (5,0kN/m²): 25kN/m

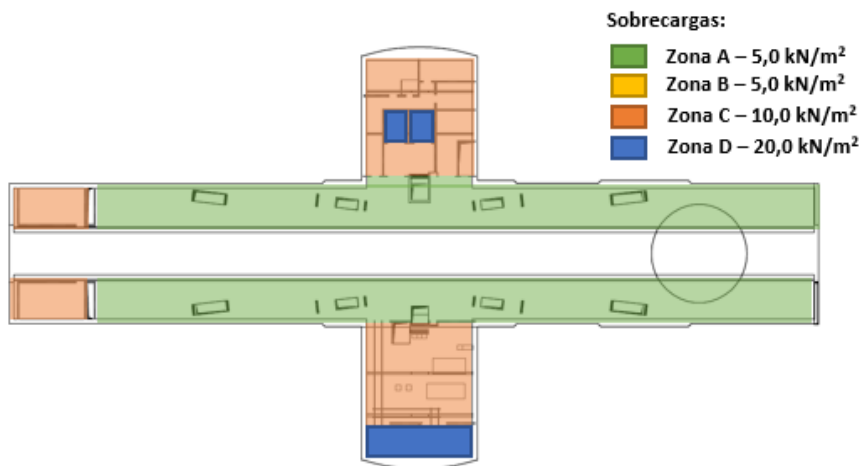


Figura 17 Sobrecargas

8.6.2 Piso do Átrio

- As restantes cargas permanentes estão resumidas na figura seguinte:
 - Escadas rolantes: 94kN/m
 - Caixa de escada (0,25 x 25 + 3 = 9,25kN/m²): 71kN/m
 - Laje do poço do elevador: 6,25 kN/m²
 - Escadas de betão (0,3 x 25 + 3 = 7,5kN/m²) = 42kN/m.

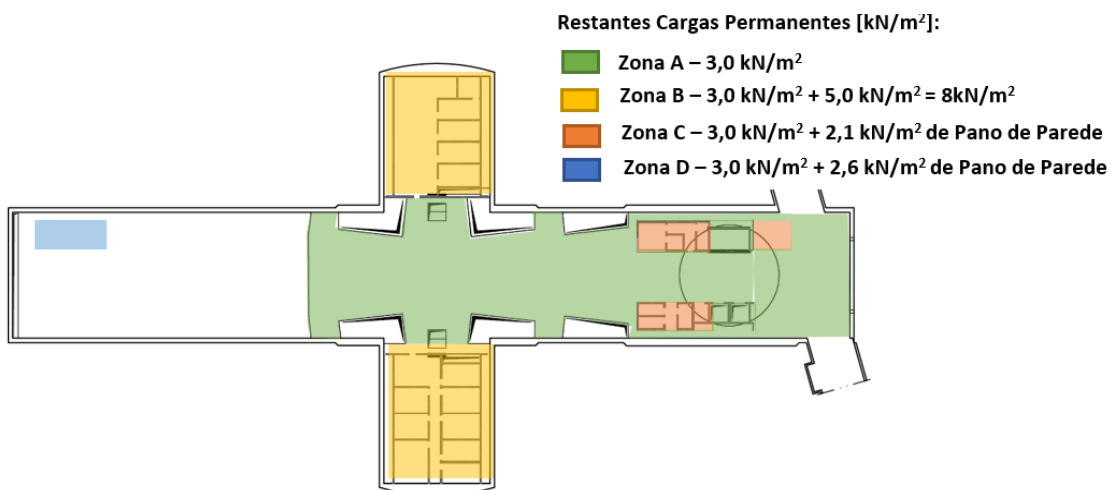


Figura 18 RCP no Piso do Átrio

- As sobrecargas estão resumidas na figura seguinte:
 - Escadas rolantes (5,0kN/m²): 25.0kN/m
 - Escadas de betão = 80kN/m

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

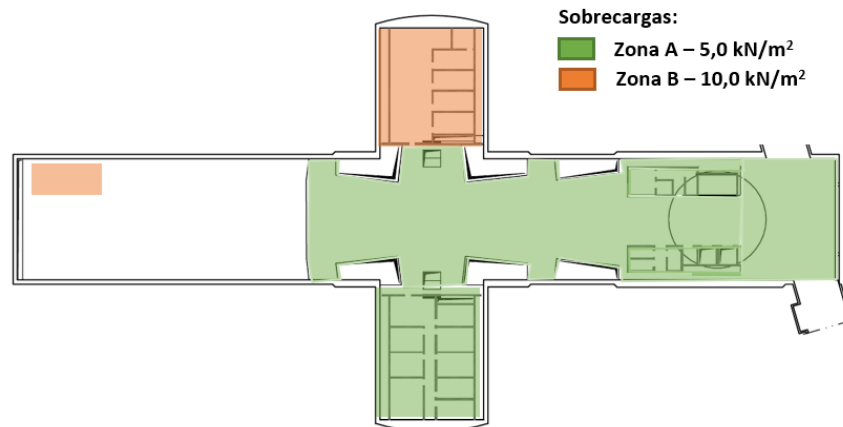


Figura 19 Sobrecargas no Piso do Átrio

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

- As restantes cargas permanentes estão resumidas na figura seguinte.

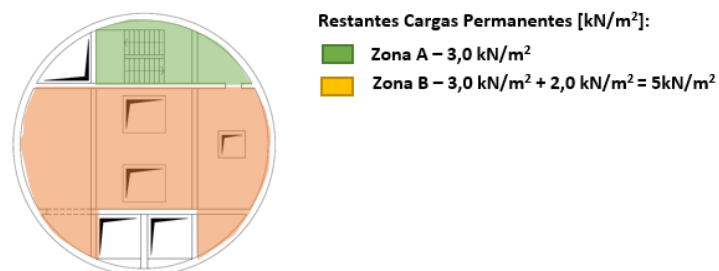


Figura 20 RCP nos Pisos Superiores

- As sobrecargas estão resumidas na figura seguinte.

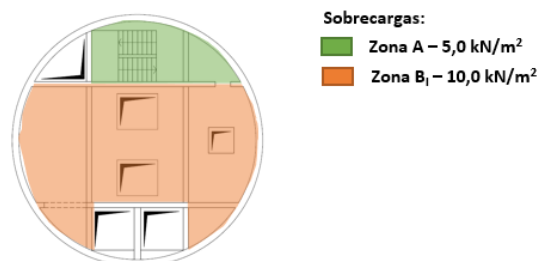


Figura 21 Sobrecargas nos Pisos Superiores

8.7 Acções Acidentais

8.7.1 Sísmica

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

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

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

A metodologia de análise inclui as seguintes fases:

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

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

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

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

O coeficiente de importância, γ_i , foi calculado, tendo em conta a vida útil da estrutura, de acordo com os pontos 2.1(3) e 2.1(4) do EC8, considerando uma probabilidade de excedência de 10% em 100 anos:

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

$T_L = 100$ anos e $T_{LR} = 50$ anos,

k é um expoente que, de acordo com o ponto NA 4.2.5 (5) P do anexo nacional ao EC8, assume os seguintes valores: $k = 1,5$ para sismo de tipo 1, e; $k = 2,5$ para sismo de tipo 2.

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

Tabela 11 Quantificação da Ação Sísmica

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

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

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

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

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

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

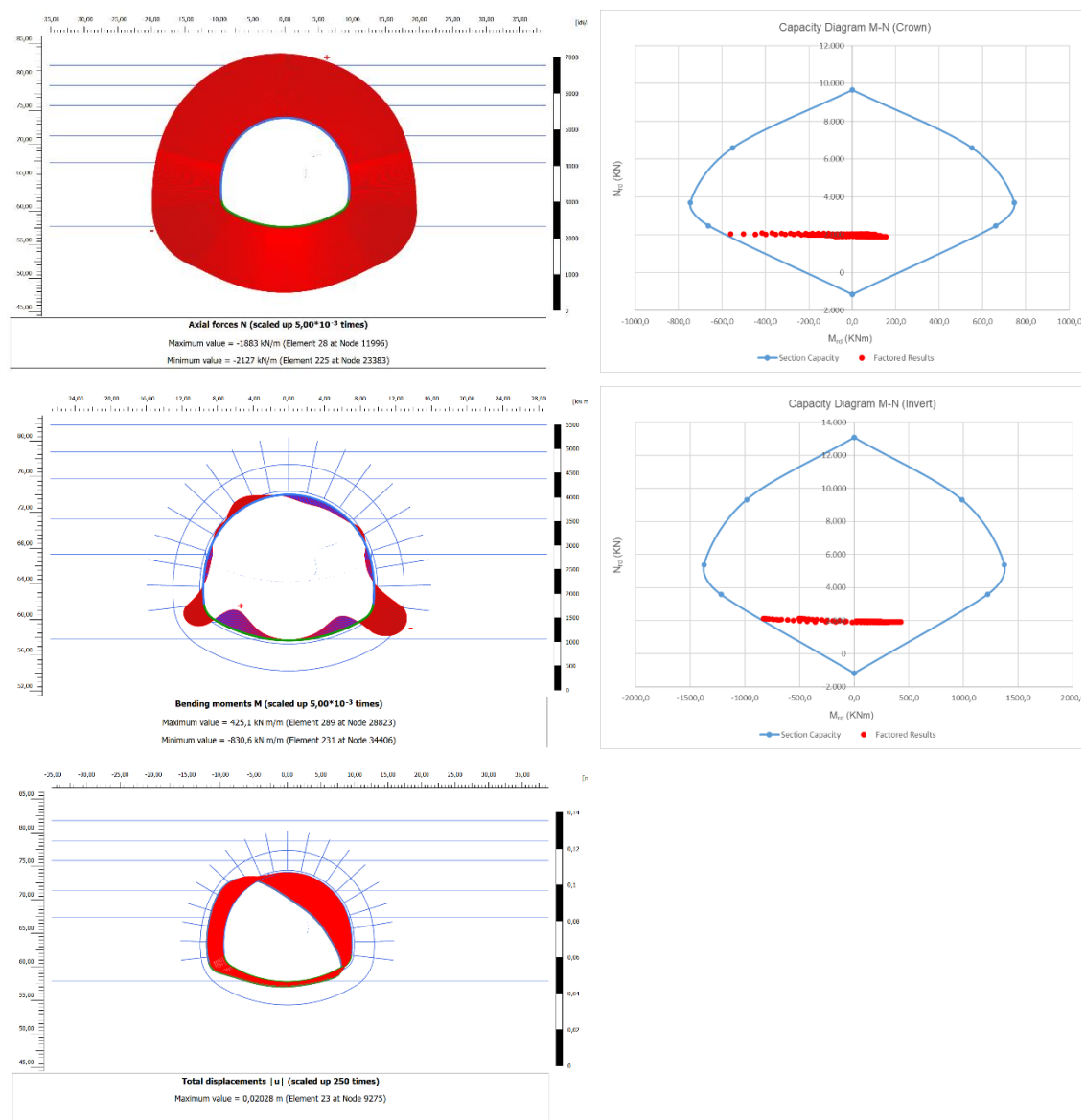
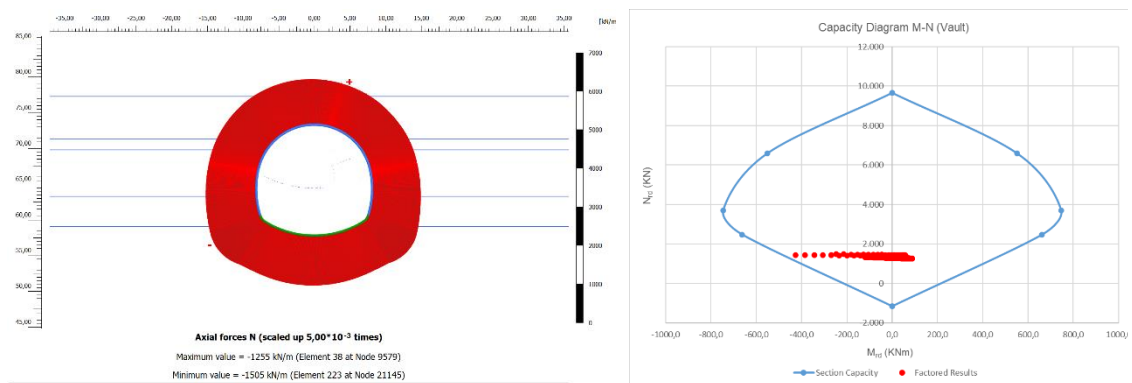


Figura 22 Verificação da Capacidade de Secção do Revestimento Definitivo do Túnel da Estação



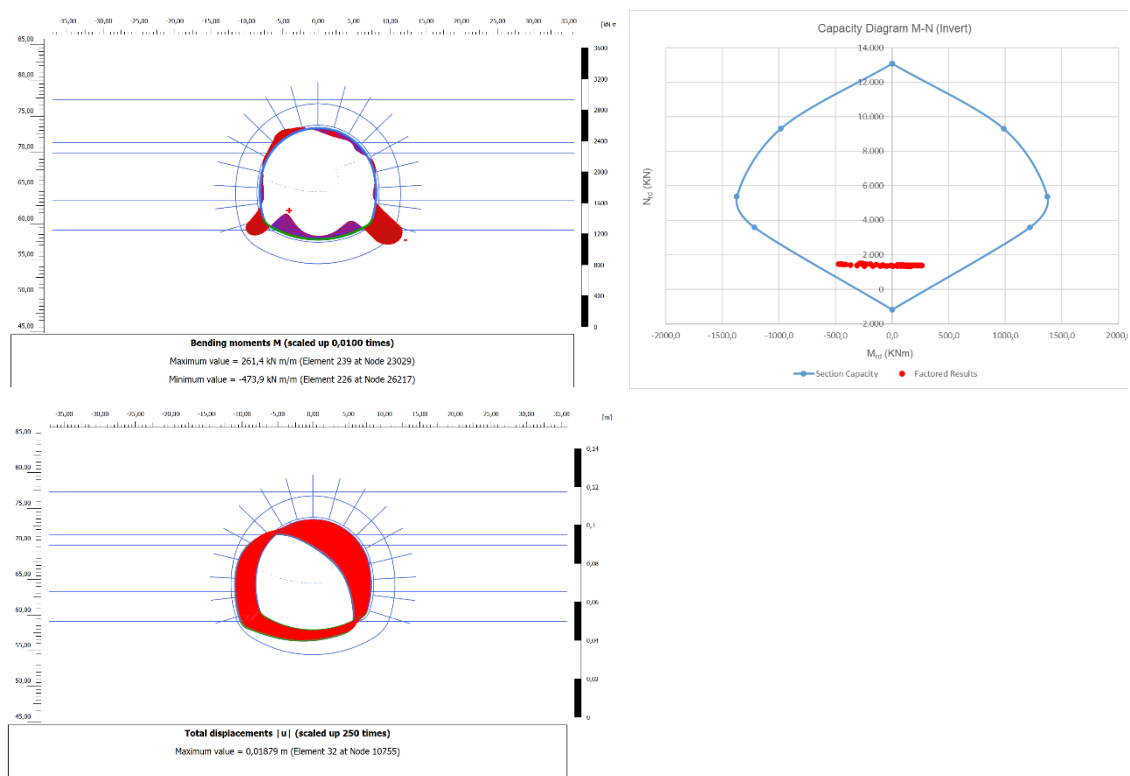
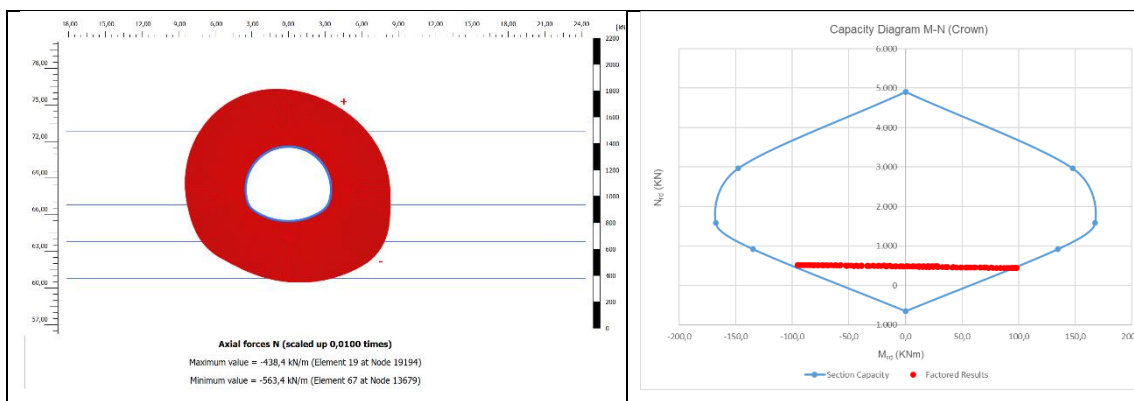
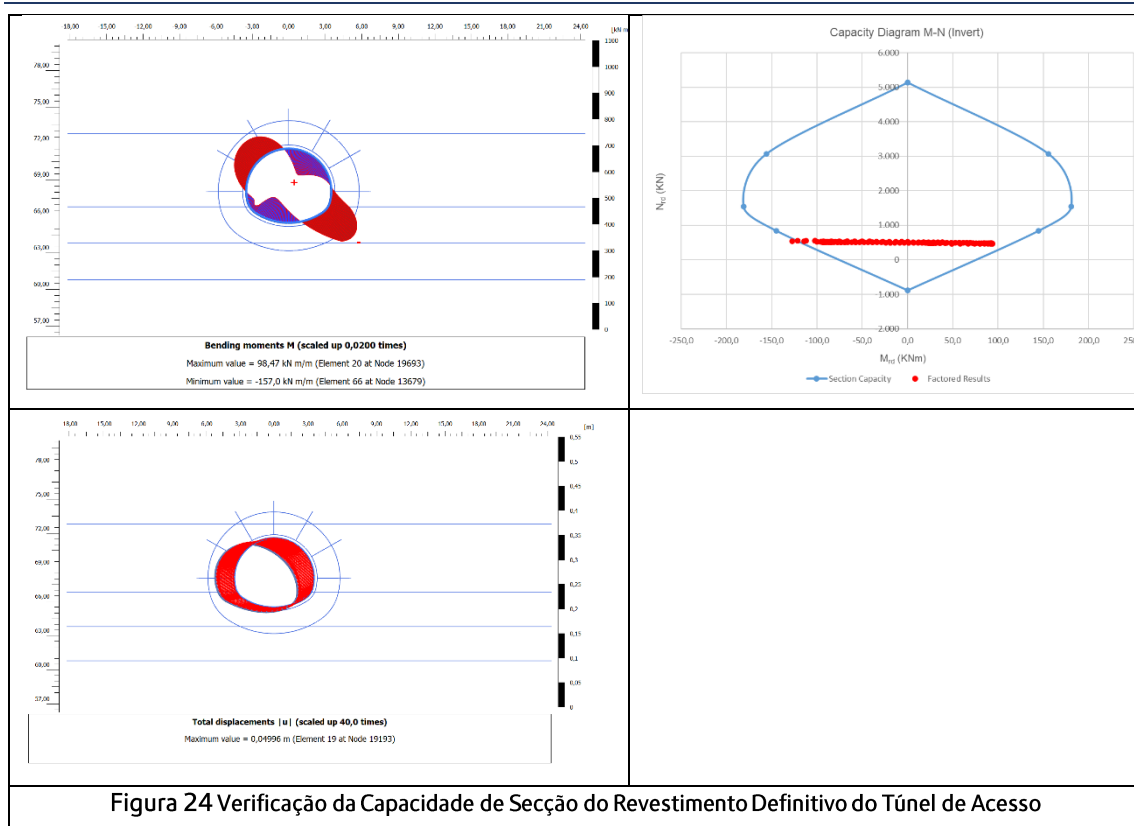


Figura 23 Verificação da Capacidade de Secção do Revestimento Definitivo do Túnel 2

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





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

8.7.2 Incêndio

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

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

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

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

Na Tabela 6 acima, está representado o valor do revestimento adotado de forma a garantir o requisito de durabilidade e resistência ao fogo.

8.7.3 Descarrilamento

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

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

Tabela 12 Ação de Descarrilamento. Tabela 4.4 da EN1991-1-7:2006

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

8.8 Combinações de Cargas

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

8.8.1 Estados Limites Últimos (ELU)

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

a) Combinações Fundamentais:

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

Em geral

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

Em que se aplica o seguinte:

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

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

S_{Qjk} - Esforços resultantes das restantes ações variáveis realizadas com os seus valores característicos.

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

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

ψ - Redução do valor da ação variável i .

b) Combinações Acidentais:

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

Em que se aplica o seguinte:

S_d - Esforço de cálculo;

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

S_{Fa} - Esforço resultante de uma ação acidental, tomado com o seu valor característico;

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

c) Combinações sísmicas:

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

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

Em que se aplica o seguinte:

S_d - Esforço de cálculo;

ψ_2 - Valor reduzido da ação variável j .

8.8.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

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

Combinação de Características:

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

Combinação Frequente:

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

Combinação Quase Permanente:

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

Em que se aplica o seguinte:

- S_{Gik} – Esforços resultantes de ações permanentes considerados com os seus valores característicos;
- S_{Q1k} – Esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;
- S_{Qjk} – Esforços resultantes das restantes ações variáveis realizadas com os seus valores característicos.
- ψ_1 e ψ_2 – Valores reduzidos da participação variável j .

8.8.3 Fatores de Carga

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

COEFICIENTES PARCIAIS DAS ACÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITES Str (γ_F)			
ACÇÕES:		Combinação Persistente ou Transitória:	Combinação Sísmica
Acções Permanentes (γ_G)	Desfavorável	1.35	1.00
	Favorável	1.00	1.00
Ações Variáveis (γ_Q)	Desfavorável	1.50	1.00
	Favorável	0	0
Sísmica	Desfavorável	-	1.00
	Favorável	-	-

Tabela 13 Coeficientes Parciais das Ações para os Estados Limites Últimos

Para determinar o valor de cálculo dos efeitos das ações das Combinações Característica, Frequente e Quase-Permanente para avaliação da segurança ao Estado Limite de Serviço, as ações foram afetadas pelos coeficientes ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 apresentados na tabela seguinte e que estão de acordo com o Anexo A1 da Norma EN 1990. Na mesma tabela, são apresentados os coeficientes ψ_E para determinar os efeitos da inércia da estrutura no cálculo da ação sísmica, determinados de acordo com a Norma NP EN1998-1, item 4.2.4.

COEFICIENTES DE COMBINAÇÃO 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

Tabela 14 Coeficientes de Combinação Ψ

8.8.4 Fatores de Segurança dos Materiais

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

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

Tabela 15 Coeficientes Parciais dos Materiais para o Estado Limite Último

8.9 Verificação de Segurança

8.9.1 Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)

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

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

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

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

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

- Estado limite último da resistência à flexão.

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

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

$$S_d \leq S_r$$

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

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

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

8.9.2 Verificação de Segurança aos Estados Limites de Serviço

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

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

8.9.3 Saída de Resultados