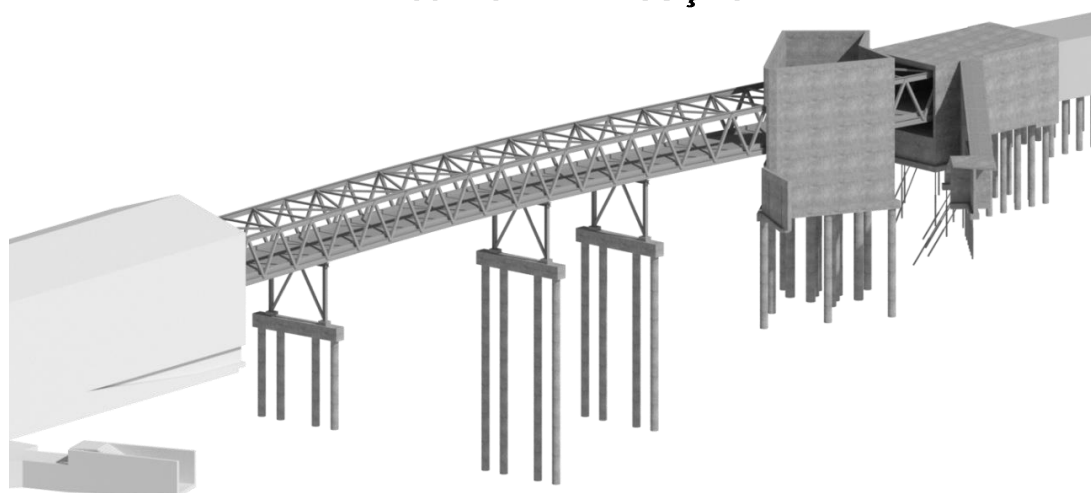


METRO DE LISBOA

PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA

EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO

PROJETO DE EXECUÇÃO



VIADUTO DE ALCÂNTARA – ESTRUTURAS

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR VDT VDA MD 089001 0
----------------	--------------------------------------

	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	Cristiana Feliciano		2024-10-03
Revisto	Rui Nunes da Silva		2024-10-03
Verificado	Rui Rodrigues		2024-10-03
Coordenador Projeto	Raúl Pistone		2024-10-03
Aprovado	Raúl Pistone		2024-10-03

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

Índice

1	INTRODUÇÃO.....	4
2	DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL ADOTADA.....	5
2.1	Tabuleiro.....	7
2.2	Pilares e Encontro.....	10
2.3	Condições Geotécnicas e Fundações	13
2.4	Processo construtivo.....	14
3	MATERIAIS ESTRUTURAIS	18
3.1	Betão.....	18
3.2	Aço em armaduras passivas.....	18
3.3	Aço em armaduras de pré-esforço	18
3.4	Estruturas Metálicas	18
3.5	Aparelhos de Apoio.....	19
3.6	Proteção anticorrosiva e de acabamento das estruturas metálicas.....	19
4	NORMAS E REGULAMENTOS DO PROJETO	20
4.1	Ações.....	20
4.2	Sismo	21
4.3	Estruturas de betão armado.....	21
4.4	Estruturas metálicas.....	22
4.5	Estruturas mistas aço-betão.....	23
5	AÇÕES E SUAS COMBINAÇÕES.....	23
5.1	Ações permanentes.....	23
5.1.1	Peso próprio da estrutura	23
5.1.2	Restante carga permanente.....	23
5.1.3	Retração e fluência	24
5.2	Ações Variáveis.....	24
5.2.1	Sobrecarga Ferroviária.....	24
5.2.2	Sobrecargas nos passeios	27
5.2.3	Sobrecargas durante a fase construtiva	27
5.2.4	Sobrecargas durante a eventual substituição dos aparelhos de apoio ou elevação durante a construção.....	27
5.2.5	Ação do Vento	27
5.2.6	Ação das variações de temperatura.....	30
5.3	Situações de Acidente.....	32
5.3.1	Choques de veículos rodoviários em pilares	32

5.3.2	Choque em pilares por descarrilamento de comboio.....	32
5.3.3	Descarrilamento da composição.....	33
5.4	Ação Sísmica	33
5.4.1	Coeficiente de comportamento	37
5.5	Combinações de Ações.....	37
5.5.1	Estados Limite Últimos.....	37
5.5.2	Estados Limite de Utilização	38
6	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	40
6.1	Estados limite Últimos.....	40
6.1.1	Elementos em Betão armado	41
6.1.2	Elementos Metálicos.....	41
6.1.3	Ligações	43
6.1.4	Elementos Mistos	43
6.1.5	Fadiga.....	44
6.2	Estados limite de utilização	45
6.2.1	Estados limite de fendilhação e limitação de tensões	46
6.2.2	Estado limite de deformação	46
6.2.3	Estado limite de vibração.....	47
7	ANÁLISE ESTRUTURAL – MODELOS DE CÁLCULO.....	47
7.1	Modelo Global	48
7.1.1	Modificações para a Análise Sísmica	50

1 INTRODUÇÃO

A presente memória descritiva refere-se ao Projeto de Execução da especialidade de Estruturas do novo Viaduto de Alcântara, integrado no prolongamento da Linha Vermelha do Metro de Lisboa entre São Sebastião e Alcântara.

De uma forma geral, o objetivo deste documento é descrever as soluções estruturais empregues e os princípios respeitados na avaliação das condições de segurança dos elementos estruturais do viaduto.

No documento intitulado Cálculos Justificativos, apresenta-se um resumo dos resultados das avaliações das condições de segurança realizadas.

As fundações do viaduto são tratadas num Projeto específico.

O novo viaduto de Alcântara desenvolve-se no último troço do prolongamento da linha, entre o Km 3+303,731 e o Km 3+467,031 onde se insere, também, a Estação de Alcântara. Com o novo viaduto pretende-se criar uma travessia elevada, sobre a Avenida de Ceuta (Vale de Alcântara), que ligue o Baluarte do Livramento, onde termina o troço de linha em túnel, à nova Estação de Alcântara.

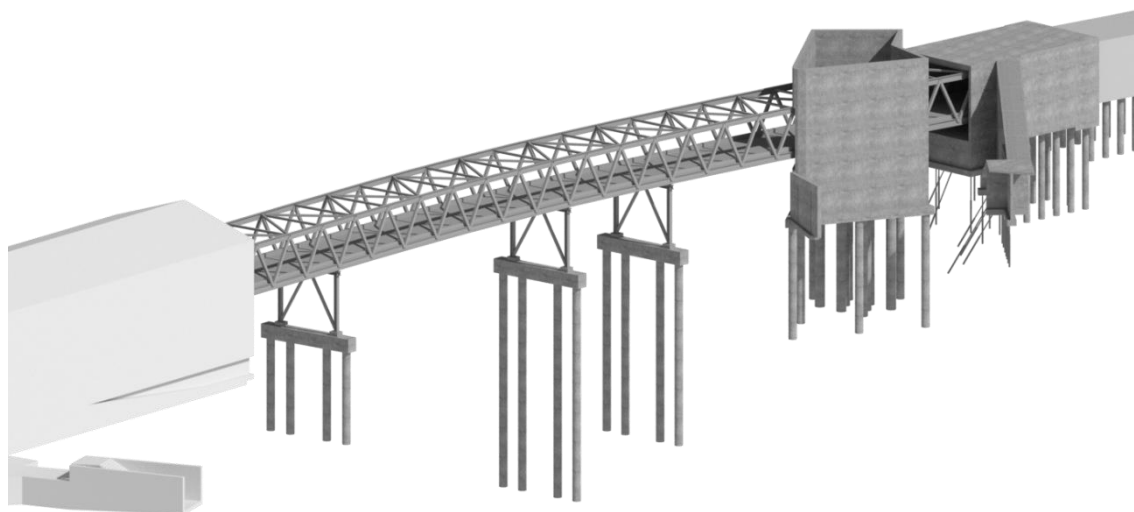


Figura 1 – Vista tridimensional do modelo Revit da estrutura do viaduto

2 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL ADOTADA

Conforme se referiu atrás, o metro atravessa o Vale de Alcântara através do novo viaduto que começa imediatamente atrás da muralha do Baluarte do Livramento e termina na nova estação de Alcântara. O viaduto passa por cima da Rua Maria Pia e da Avenida de Ceuta apresentando um comprimento total de 159m.

Deve referir-se que o traçado da linha sobre o viaduto é curvo em planta, com um raio de curvatura de 900m. Em perfil o viaduto tem inclinação variável, arrancando da estação na horizontal e atingindo uma inclinação máxima de 3% na extremidade oposta (Encontro Nascente, adjacente ao Baluarte do Livramento).

Os cinco vãos do viaduto apresentam os seguintes comprimentos:

- 25,80m na saída da estação, entre os Pilares P1 e P2;
- 44,30m entre os pilares P2 e P3 (sobre a Avenida de Ceuta);
- 18,90m entre os pilares P3 e P4 implantados em áreas adjacentes à Rua Maria Pia e à Avenida de Ceuta;
- 37,80m entre os pilares P4 e P5 (sobre a Rua Maria Pia);
- 32,20m entre encontro Nascente, situado junto ao Baluarte e o pilar de betão P5 a construir no interior do edifício intervencionado (demolido e reconstruído)

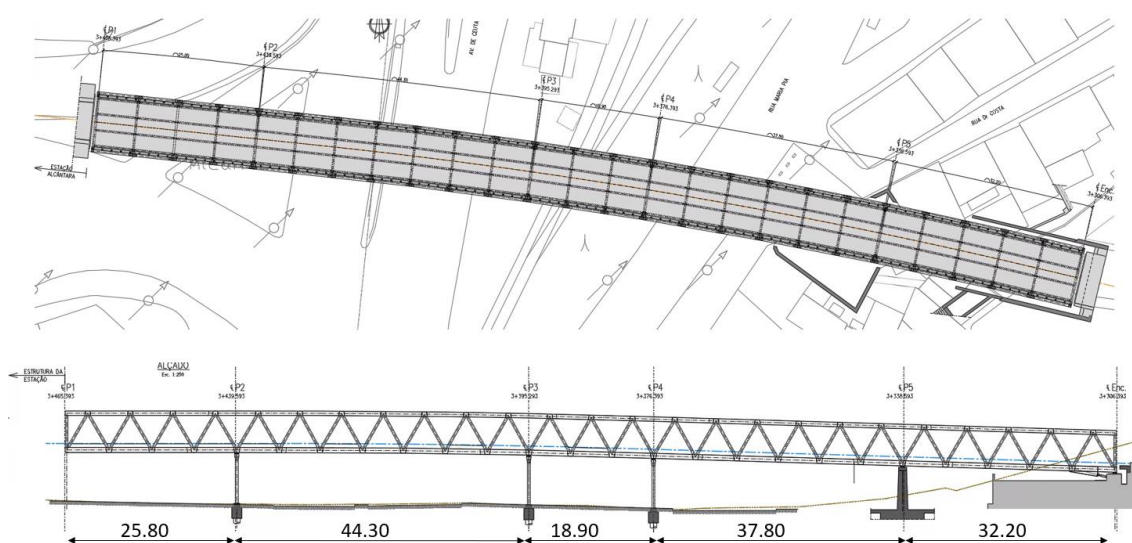


Figura 2 – Planta e Alçado do Viaduto (vãos)

O tabuleiro do viaduto alberga duas vias-férreas e apresenta as seguintes dimensões, totais e uteis, respetivamente:

- Largura – 9.7m e 8.9m;
- Altura – 6.30m e 4.50m.

A laje do tabuleiro é maciça de betão armado, tem 0.25m de espessura e nas duas extremidades laterais remata em vigas longitudinais, também, feitas em betão armado com 0.40m de largura por 0.73m de altura. Toda a restante estrutura é formada por elementos metálicos, os quais apresentam funcionamento misto quando estão ligados diretamente à laje.

De uma forma genérica, a estrutura metálica é formada por duas vigas principais, trianguladas, afastadas, entre eixos, de 9.30m, contraventadas ao nível da corda superior por travessas e diagonais e ligadas inferiormente por carlingas. Estas suportam, por sua vez, 4 longarinas longitudinais. As longarinas têm a sua face superior nivelada com a das carlingas e estão, ambas, posicionadas imediatamente abaixo da laje à qual estão ligadas por intermédio de conectores tipo perno de cabeça.

A caixa do tabuleiro formada pela laje e pelas vigas de bordadura invertidas acomoda a laje flutuante com travessas de fixação dos carris embutidas, sendo as duas lajes separadas por uma manta resiliente apoiada sobre a membrana de impermeabilização. A laje flutuante e todos os elementos nela apoiadas são definidas no projecto da via, o qual é apresentado num documento autónomo.

A estrutura do tabuleiro apoia em 5 pilares e no encontro Nascente. Quatro dos pilares (P1 a P4) são metálicos e o quinto (P5) é de betão. O pilar P1 pertence à estrutura da estação e as vigas trianguladas do viaduto apoiam sobre a sua travessa de coroamento através de aparelhos de apoio que permitem os deslocamentos na direcção longitudinal. Os pilares metálicos P2, P3 e P4 são formados, cada um, por dois montantes afastados de 8.60m, entre eixos, ligados na direcção transversal ao viaduto, por uma travessa superior. Estes pórticos transversais são triangulados, com diagonais que ligam a base de cada montante à secção do meio vão das travessas.

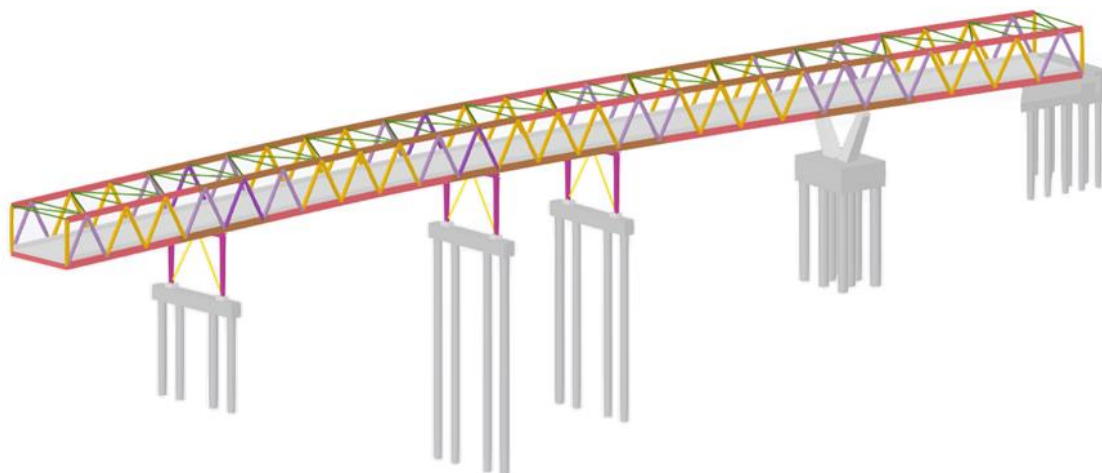


Figura 3 – Vista tridimensional da estrutura do Viaduto isolado

2.1 Tabuleiro

Apresenta-se na figura seguinte a constituição genérica da estrutura do tabuleiro.



Figura 4 – Vista 3D do tabuleiro

Para a construção da laje do tabuleiro prevê-se a utilização de painéis pré-fabricados, em betão armado, com 9cm de espessura, que servem de cofragem e integram os varões transversais da armadura inferior da laje. Os painéis são faixas com aproximadamente 1.50m de largura e um comprimento igual à largura do tabuleiro. Para aligeirar as pré-lajes e, simultaneamente, aumentar a sua resistência e rigidez vertical, optou-se por uma solução de pré-lajes treliçadas.

As treliças, tridimensionais, têm uma secção triangular, sendo constituídas, cada uma, por 3 varões orientados na direção longitudinal da pré-laje, os quais são soldados a dois planos triangulados formados por varões de menor diâmetro, dobrados em serpentina e que constituem as diagonais das treliças. Os painéis vão apoiar em quatro alinhamentos de longarinas, distanciados 2.5m/2.6m, feitos em perfis HEA 280. Para assegurar a ligação laje às vigas HEA, estas têm conetores soldados sobre o banzo superior e nos painéis pré-fabricados existem faixas sem betão nos alinhamentos dos perfis metálicos que são preenchidos juntamente com o betão da camada suplementar, assegurando uma boa conexão entre os dois elementos.

Em obra serão montadas as armaduras complementares das lajes e das vigas laterais, executadas os tapamentos complementares, que se revelem necessários e betonada a camada superior de betão, assegurando uma espessura total de 0.25m.

Com este sistema construtivo evita-se a necessidade de executar cofragens em obra e montar escoramentos temporários ao solo, minimizando assim os impactos sobre a circulação das vias atravessadas.

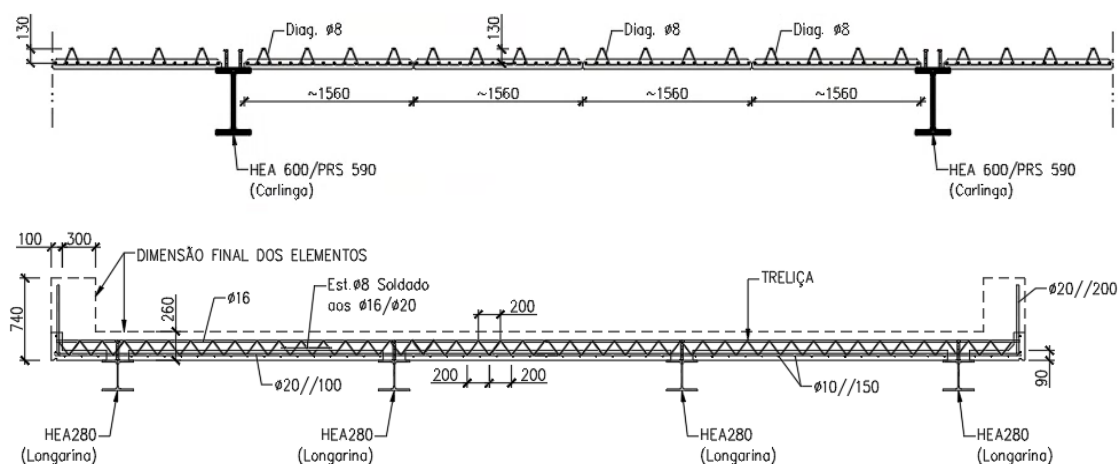


Figura 5 – Pré-laje

Em cada vão do viaduto as distâncias entre as carlingas do pavimento, que definem, também, os nós de ligação das diagonais da triangulação vertical à corda inferior das vigas principais, variam do seguinte modo:

- Vão entre P1 e P2 – 4 espaços de 6.45m;
- Vão entre P2 e P3 – 7 espaços de 6.328m;
- Vão entre P3 e P4 – 3 espaços de 6.30m;
- Vão entre P4 e P5 – 6 espaços de 6.30m;
- Vão entre P5 e encontro – 5 espaços de 6.44m.

As carlingas correntes são feitas com perfis HEA e as localizadas sobre os apoios nos pilares são vigas formadas por chapas soldadas (PRS), dispostas em forma de H com 590mm de altura. Todas as carlingas têm conetores soldados sobre o banzo superior para lhes conferir um funcionamento misto em conjunto com a laje de betão. Na ligação às vigas principais os banzos das carlingas alargam significativamente, para assegurar a transmissão das forças horizontais, principalmente na direção longitudinal, que migram da corda inferior das vigas trianguladas para a laje e vice-versa. Usam-se ligações aparafusadas entre os troços centrais das carlingas e os das extremidades soldados às vigas principais, que apresentam geometria variável, em planta. As ligações das longarinas às carlingas também são aparafusadas.

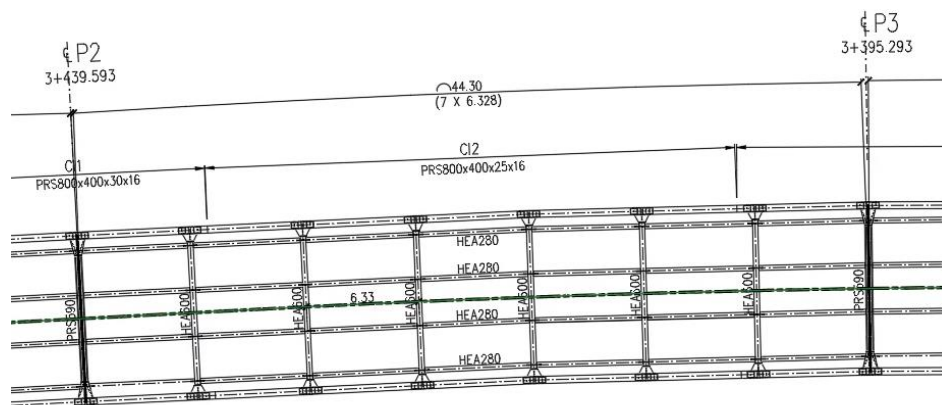


Figura 6 – Figura planta parcial do tabuleiro

Conforme se referiu na introdução deste documento, as vigas metálicas principais são trianguladas, do tipo Warren, sem montante e apresentam continuidade na totalidade da sua extensão. Têm 6.30m de altura total e a distância, medida na horizontal, entre os planos médios das duas vigas trianguladas é 9.30m. As suas cordas são constituídas por perfis formados por chapas soldadas, dispostas em forma de "I", com 400mm de largura e altura de 800mm, no caso da corda inferior e 700mm na corda superior. Nos banzos usam-se chapas com 30mm e 25mm, dependendo dos esforços que solicitam as cordas e as almas são feitas com chapas de 16mm de espessura.

Para formar as diagonais utilizam-se tubos de secção quadrada com 350mm de lado, com espessuras variáveis entre 10mm e 16mm, consoante os esforços que têm de suportar. As diagonais são soldadas, em estaleiro, nas duas extremidades às secções das cordas. Estes nós de ligação são reforçados com chapas soldadas, verticais e horizontais, formando pequenos troços de secção fechada (caixões).

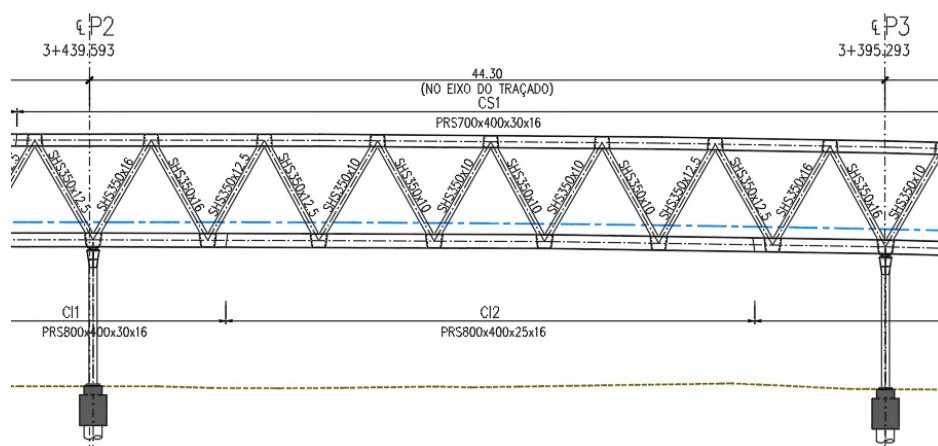


Figura 7 – Figura Alçado parcial das vigas Principais e secções tipo das cordas.

Ao nível das cordas superiores as vigas principais são interligadas por travessas formadas por tubos de seção quadrada com 250mm de lado e espessura de 6.3mm. Utilizam-se tubos com a mesma secção para formar as diagonais do contraventamento horizontal superior. As ligações das travessas e das diagonais às cordas são aparafusadas.

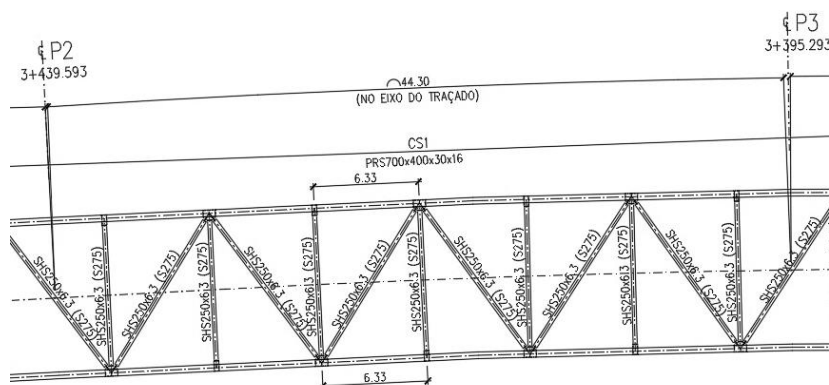


Figura 8 – Planta parcial da estrutura metálica aos níveis das cordas superiores.

Cada vão da estrutura do viaduto é previamente montado em estaleiro, sendo realizadas as ligações soldadas entre os diferentes elementos. Depois de assembladas, as estruturas de cada vão são movimentadas, com recurso a equipamentos do tipo SPMT's e grua móvel, até posição final onde são montadas sobre os pilares.

Os elementos de ligação entre as estruturas de vãos adjacentes (cordas e diagonais) são montados com ligações aparafusadas, provisórias, que permitem imobilizar as peças durante a execução das ligações soldadas de continuidade. Depois de executadas essas soldaduras as peças das ligações provisórias são removidas.

2.2 Pilares e Encontro

Conforme referido anteriormente, o tabuleiro do viaduto apoia em cinco pilares, quatro metálicos e um feito em betão e num encontro situado na extremidade, junto ao Baluarte do Livramento.

Os pilares metálicos correntes, P2, P3 e P4, são formados, cada um, por dois montantes com secção formada por chapas soldadas (PRS), dispostas em forma de H, com 450mm de dimensões nas duas direções. As chapas dos banzos têm 45mm de espessura e a alma 30mm.

Relativamente à travessa superior dos pórticos de apoio, esta também apresenta secção em forma de H, constituída por chapas soldadas (PRS) e tem 500mm de largura e igual altura. Nas ligações entre os montantes e as travessas e nas extremidades destas, onde são montados os aparelhos de apoio, as secções H são fechadas lateralmente com chapas soldadas formando caixões.

Para conferir aos pórticos de apoio a necessária rigidez horizontal (transversal) montam-se duas diagonais que ligam a base de cada montante à secção do meio vão das travessas. Trata-se de tubos com secção quadrada com 300mm de lado e 16mm de espessura.

A ligação do tabuleiro aos pilares é assegurada por aparelhos de apoio fixos (viga do lado Norte) e guiados (deslocamento transversal livre na viga do lado Sul), montados sobre as travessas. Importa referir que as travessas de apoio, bem como as carlingas transversais do tabuleiro foram concebidas para permitir a colocação de cilindros hidráulicos, necessários para elevar o tabuleiro e permitir as operações de manutenção e eventual substituição dos aparelhos de apoio.

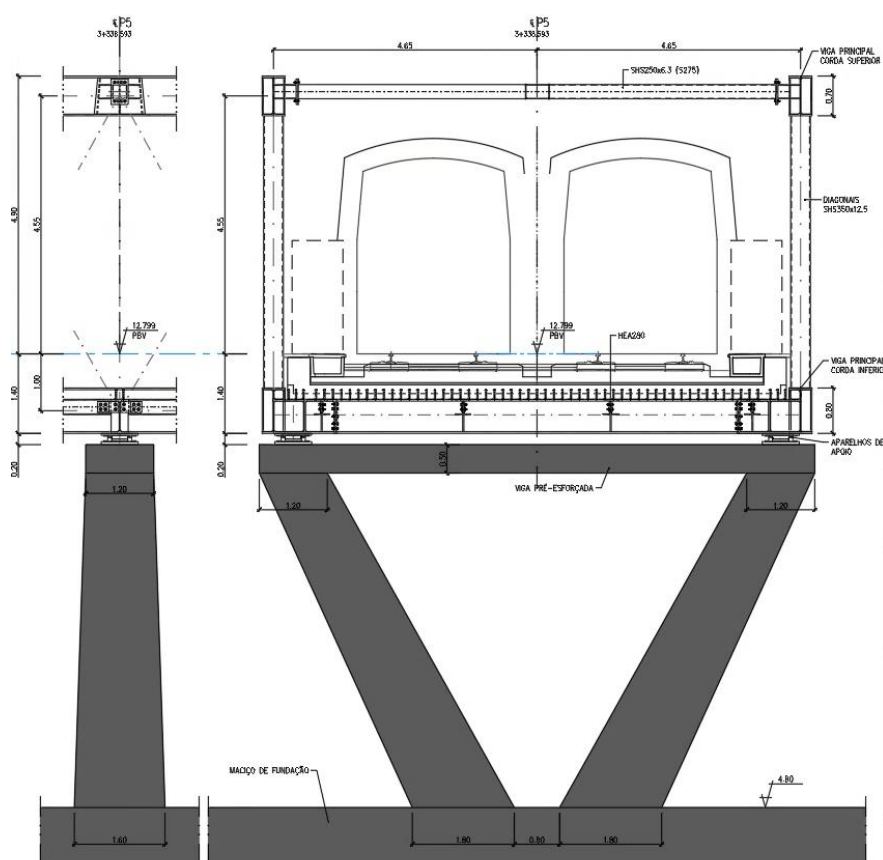


Figura 10 – Secção transversal e longitudinal P5

Na extremidade Nascente o viaduto apoia num encontro constituído por paredes de betão armado dispostas em duas direções, com elevada rigidez horizontal. O encontro é tratado no Projeto das fundações e paredes de contenção.

Sobre as travessas de encabeçamento de todos os pilares são montados dois aparelhos de apoio, tipo panela. Os eixos dos aparelhos de apoio estão distanciados, na direção transversal, 8.60m, portanto 0.35m recolhidos relativamente aos eixos das vigas trianguladas do tabuleiro. Para assegurar a transmissão das forças horizontais transversais do tabuleiro aos pilares, um dos aparelhos de apoio em cada alinhamento é fixo na direção transversal, sendo o outro guiado. Conforme se referiu na descrição dos diferentes pilares, na direção longitudinal, os aparelhos de apoio são fixos ou guiados consoante o comportamento estrutural pretendido. Pretende-se que o pilar P5 absorva a quase totalidade das forças horizontais longitudinais devidas às ações de caráter lento (variações de temperatura, retração, vento) pelo que os aparelhos de apoio neste alinhamento serão fixos nesta direção.

Atendendo à reduzida rigidez horizontal, na direção longitudinal do viaduto, os pilares metálicos P2, P3 e P4 não recebem forças longitudinais relevantes. No entanto, interessa reduzir o seu comprimento de encurvadura na direção longitudinal, mediante a ligação dos pilares ao tabuleiro através de aparelhos de apoio fixos.

Com o propósito de atenuar os efeitos provocados pela ação sísmica e da ação do arranque / frenagem na direção longitudinal, nos pilares, adotam-se, na ligação do tabuleiro ao encontro nascente, 2 dispositivos oleodinâmicos. Estes dispositivos permitem amortecer os efeitos destas ações rápidas, não condicionando o deslocamento livre do tabuleiro devido às ações de carácter lento, tal como as variações térmicas e retração.

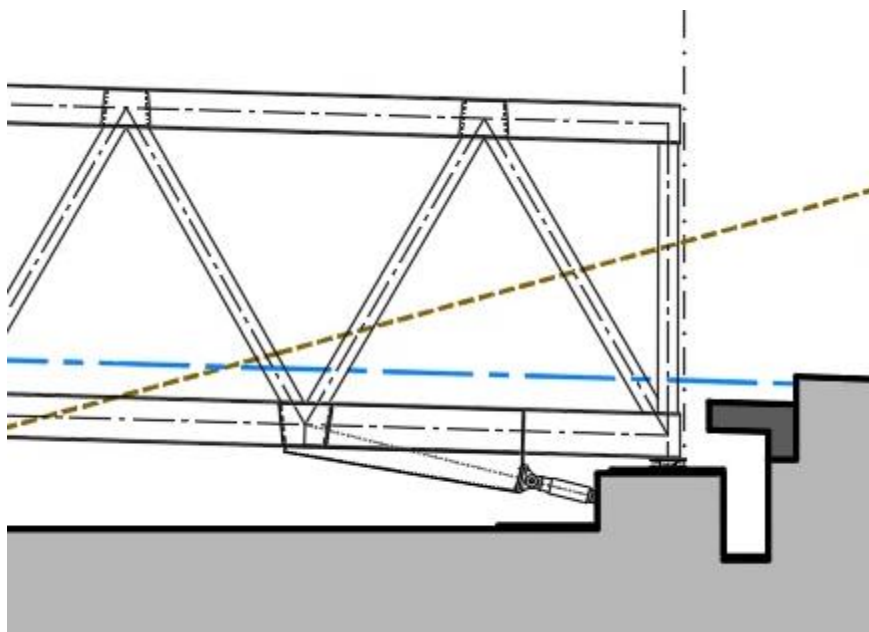


Figura 11 – Zona do encontro com a representação esquemática do Dissipador

2.3 Condições Geotécnicas e Fundações

O Projeto das fundações e obras de contenção constitui um volume separado do presente (estrutura do viaduto).

De acordo com as informações recolhidas, a zona do Vale de Alcântara, onde de nascente para poente, se encontram a OE5, o viaduto metálico, a Estação e a OE6 é dominada pela presença de materiais cretácicos da Formação da Bica, sob cobertura de materiais recentes de aterro, com espessura importante, localmente superior a 10 m, do lado nascente na zona da OE6 e com uma espessura combinada juntamente com os aluviões no centro do vale que pode atingir cerca de 25 m. As unidades cretácicas presentes são a Cc1a, essencialmente correspondente a argilas margosas, aqui com reduzida expressão, Cc1b (calcário nodular), Cc1c (calcário semi-cristalino a cristalino com rudistas) e Cc1d (calcário compacto fendilhado). Abaixo e já sem se encontrar cortado pelos aluviões do vale de Alcântara, encontram-se os calcários da Formação de Caneças Cc2 (calcários por vezes margosos).

Os aluviões são essencialmente arenosos na parte superior e argilosos na zona central, na base e na parte superior do lado poente. Na base encontra-se pequeno nível de aluvião com cascalheira.

Relativamente aos níveis de água presentes, considera-se que na dependência dos aluviões o nível de água se situe à cota +2,50. A partir desta cota o mesmo sobe nas encostas do vale até cerca da cota 15,00 no final do traçado (450 m a poente) e até à cota 40,00, (550 m a nascente).

Da análise desenvolvida às condições geológico-geotécnicas na zona da obra, resultam os parâmetros geotécnicos resumidos na tabela seguinte:

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

Unidade	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)	K_0	k (m/s)	v	σ (MPa) [rocha]	E' (GPa) [rocha]
ATERRO, Atr	18	20	---	---	0	28	10	0,5	10 ⁻⁵	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(ag)a NSPT > 50	22	23	350	100	10	33	60	1,0	10 ⁻⁸	0,33	---	---
MIOCÉNICO, M(ag)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, β	26	26	---	---	200	40	2000	0,8	10 ⁻⁷	0,26	20	12
BASALTO, $\beta_{WS,WA/5}$	21	23	---	---	50	35	250	0,7	10 ⁻⁶	0,28	---	---
TUFOS, τ	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

Os pilares assentam em maciços de betão armado apoiados em estacas de fundação, de secção circular, feitas em betão armado e moldadas no terreno.

Na avaliação do comportamento da estrutura foi considerada a rigidez das fundações, através da introdução de molas, com características adequadas, nos apoios do modelo de calculo estrutural.

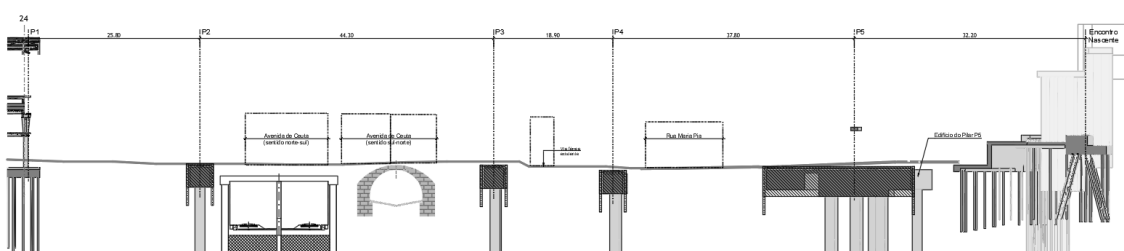
2.4 Processo construtivo

De uma forma geral o processo construtivo da estrutura do viaduto inclui as seguintes tarefas principais:

FASE 0: Aprovisionamento, fabrico em oficina, incluindo pré-montagem sempre que necessário e transporte para o estaleiro da obra dos conjuntos, com dimensões adequadas para transportar, de elementos metálicos que constituem a estrutura.

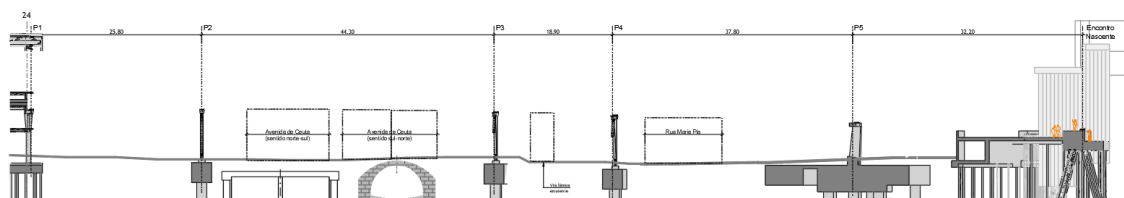
FASE 1: Execução das estacas e maciços de fundação dos pilares e encontro, e execução das contenções do futuro túnel ferroviário, de acordo com as metodologias e faseamentos definidos no projeto específico.

O pilar P1 pertencente à estrutura da estação já foi montado anteriormente.

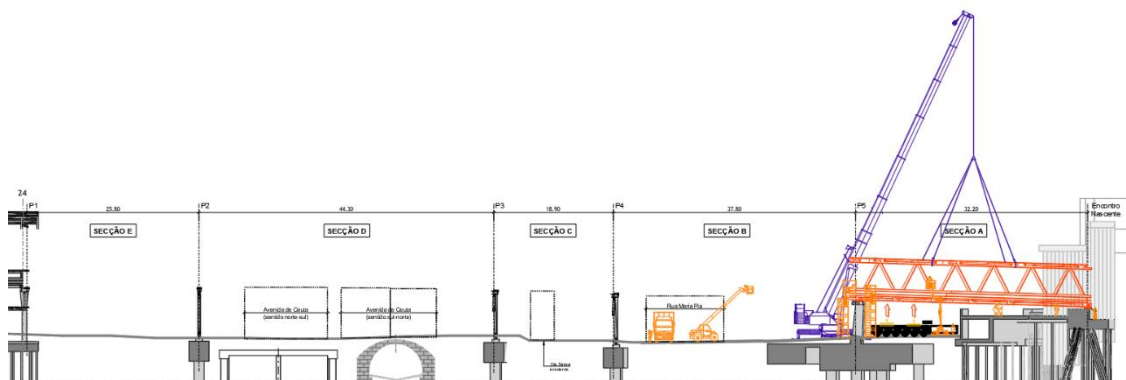


FASE 2: Execução do pilar de betão P5, execução da estrutura do encontro nascente até à cota inferior do tabuleiro e montagem dos pilares metálicos P2, P3 e P4.

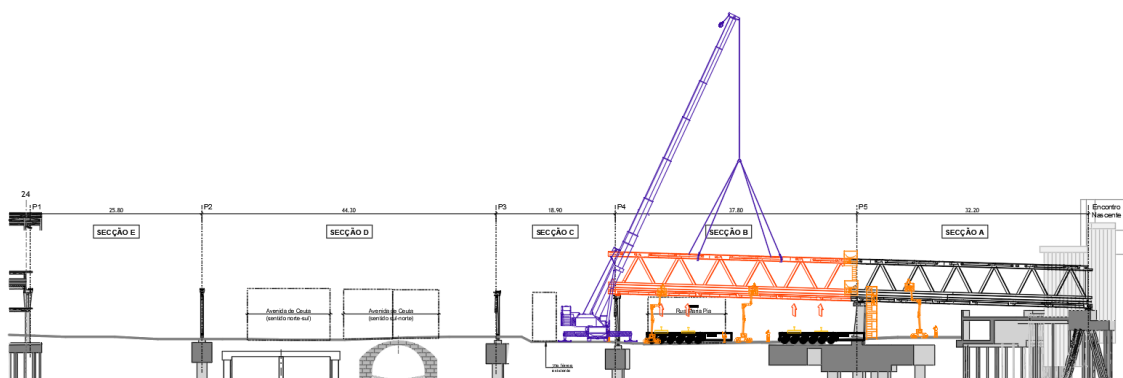
Montagem dos aparelhos de apoio sobre as travessas dos pilares.



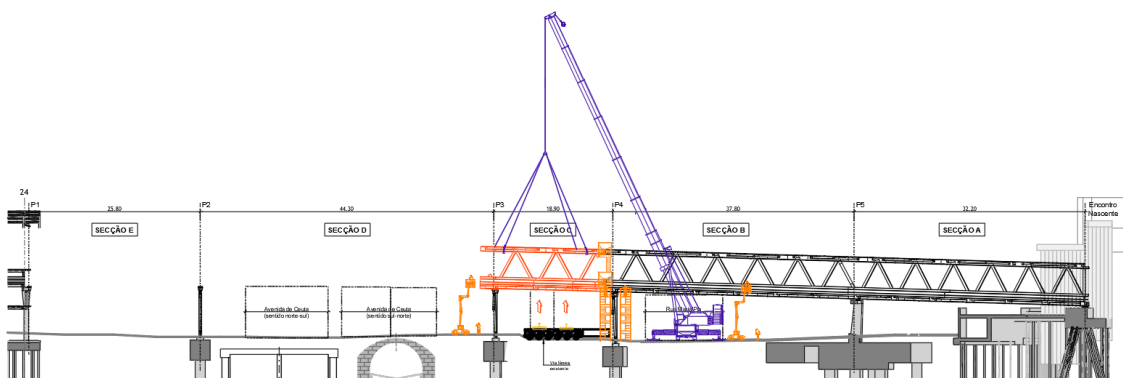
FASE 3: Instalação das secções do tabuleiro, previamente montadas em estaleiro e movimentadas com recurso a SPMT's e grua móvel até posição final (Secção A). Elevação e montagem faseada, com recurso a gruas, de um vão de tabuleiro; estas operações deverão ocorrer em período noturno, prevendo-se a necessidade de desvio de trânsito nas vias afetadas durante algumas horas;



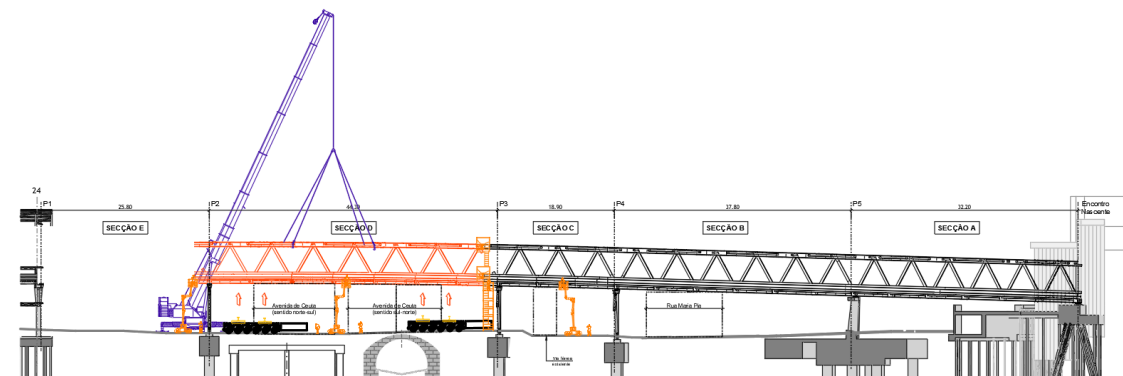
FASE 4: Instalação das secções do tabuleiro, previamente montadas em estaleiro e movimentadas com recurso a SPMT's e grua móvel até posição final (Secção B).



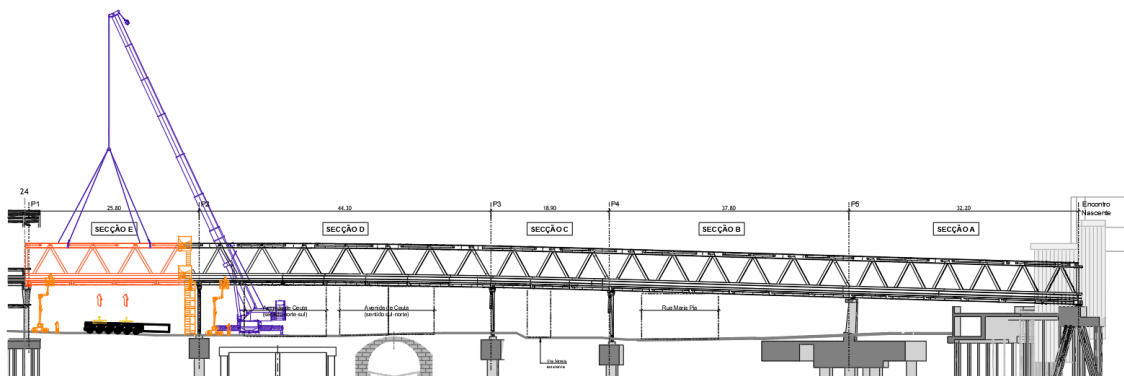
FASE 5: Instalação das secções do tabuleiro, previamente montadas em estaleiro e movimentadas com recurso a SPMT's e grua móvel até posição final (Secção C).



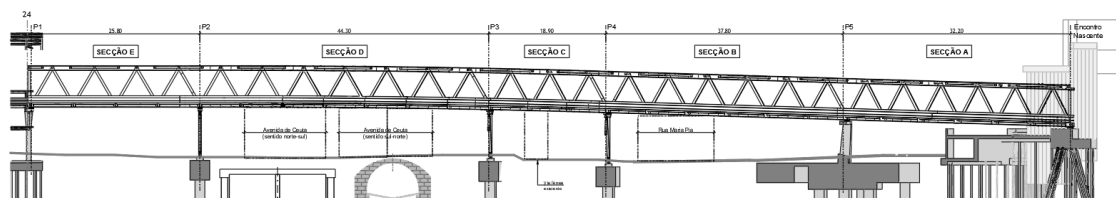
FASE 6: Instalação das secções do tabuleiro, previamente montadas em estaleiro e movimentadas com recurso a SPMT's até posição final (Secção D).



FASE 7: Instalação das secções do tabuleiro, previamente montadas em estaleiro e movimentadas com recurso a SPMT's até posição final (Secção E).



FASE 8: Execução das ligações soldadas entre a secção E e D e finalização dos restantes trabalhos referentes à estrutura metálica.



FASE 9: Instalação das pré-lajes (pré-fabricadas) do tabuleiro.

FASE 10: Montagem das armaduras complementares, execução das cofragens necessárias e betonagem da laje e vigas laterais do tabuleiro.

FASE 11: Instalação dos postes metálicos das barreiras acústicas.

FASE 12: Realização de pequenas reparações, execução do sistema de impermeabilização da laje do tabuleiro e conclusão da construção da estrutura.

FASE 13: Execução dos trabalhos previstos nas restantes especialidades do projeto.

NOTA:

Os elementos de ligação entre as "secções" de estrutura (cordas, longarinas, diagonais) são montados com ligações provisórias aparafusadas, depois de terminar a montagem de cada "secção" serão realizadas as ligações de continuidade, soldadas, quando aplicável.

3 MATERIAIS ESTRUTURAIS

Prevê-se a utilização dos seguintes materiais na construção das estruturas:

3.1 Betão

Os betões são caracterizados de acordo com a norma EN 206-1:2007, devendo cumprir as Especificações do LNEC integradas nesta norma (E464 e E465).

Betão de comportamento especificado:

Pré-lajes do tabuleiro.....	C35/45; XC4/XS1 (Pt); CI 0,2; D16; BAC
Laje e vigas laterais do tabuleiro.....	C35/45; XC4/XS1 (Pt); CI 0,2; D25; S3
Pilar P5 e Travessa.....	C40/50; XC4/XS1 (Pt); CI 0,2; D25; S3

Recobrimentos nominais (EN1992-1-1):

Laje e Vigas do tabuleiro.....	50mm
Pilar P5.....	55mm

3.2 Aço em armaduras passivas

Os aços em armaduras passivas são caracterizados de acordo com a norma NP EN 1992-1, devendo cumprir as Especificações do LNEC relacionadas com esta norma, nas seguintes classes:

Aço em armaduras ordinárias (E460)

Classe de resistência.....	A 500 NR SD
----------------------------	-------------

Aço em redes eletrosoldadas (E458)

Classe de resistência.....	A 500 EL
----------------------------	----------

3.3 Aço em armaduras de pré-esforço

Serão utilizadas barras *Macalloy* tipo em aço 835/1030 ou equivalente na travessa do pilar P5.

3.4 Estruturas Metálicas

Nas estruturas metálicas prevê-se o uso generalizado de aço S355J2, definido de acordo com a norma NP EN 1993-1-1, a norma EN 10025 e a norma EN 10210 nas seguintes classes:

- Perfis laminados- Aço S355 J2 - Norma EN 10025;
- Barras e chapas a usar em ligações e secções PRS - Aço S355 N - Norma EN 10025 e EN 10164;
- Tubos em geral - Aço S355 J2H - Norma EN 10210;

- Exceção são os tubos das travessas e do contraventamento superior do tabuleiro – Aço S275 J2 – Norma EN 10210;
- Conectores – Tensão última $f_u \geq 450 \text{ N/mm}^2$; Tensão de cedência $f_y \geq 350 \text{ N/mm}^2$; Alongamento de rotura $\geq 15\%$;
- Ligações aparafusadas (segue-se o disposto nas partes 1 a 6 da Norma EN14399 aplicável a ligações pré-esforçadas):
 - o Parafusaria – Classe 8.8 e 10.9 (Galvanizadas) – para pré-esforçar – Norma EN 14399 – HR-tZn (parafusos fornecidos acompanhados dos respetivos certificados de qualidade do tipo 3.1 de acordo com a Norma NP EN 10204);
 - o Porcas – Classe 8 e 9 (Galvanizadas) – Norma EN 14399 – HR-tZn – todas pré-esforçadas com chave dinamométrica;
 - o Anilhas para ligações pré-esforçadas – H – Norma EN 14399 – HR-tZn.

A qualidade mínima Z para as chapas e perfis PRS do viaduto de acordo com o estabelecido na NP EN 1993-1-10 e na EN 10164 deverá ser a seguinte:

$t \leq 30\text{mm}$ Z15

$t > 30\text{mm}$ Z25

- Chumbadouros – Varões de aço A 500 NR, roscados nas extremidades.
- Cavilhões – aço 34CrNiMo6

3.5 Aparelhos de Apoio

Serão utilizados aparelhos de apoio, do tipo panela, com as seguintes características e capacidades resistentes mínimas (valores de cálculo):

Tabela 2 – Capacidades resistentes mínimas dos aparelhos de apoio (ELU)

Designação	Nº Total de aparelhos	Localização	Tipo	N _v (kN)	V _T (kN)	V _L (kN)
AA1	1	P1-Norte	Unidirecional	1965	1520	–
AA2	1	P1-Sul	Móvel	1965	–	–
AA3	3	P2/3/4-Norte	Fixo	7640	3910	40
AA4	3	P2/3/4-Sul	Unidirecional	7640	–	40
AA5	1	P5-Norte	Fixo	7725	2700	1610
AA6	1	P5-Sul	Unidirecional	7725	–	1610
AA7	1	Enc.-Norte	Unidirecional	2570	1050	–
AA8	1	Enc.-Sul	Móvel	2550	–	–

Serão montados dois aparelhos dissipadores viscosos, na ligação ao encontro Nascente, com uma capacidade resistente mínima de 2000kN, cada.

3.6 Proteção anticorrosiva e de acabamento das estruturas metálicas

Considerando que o viaduto é uma estrutura ao ar livre, não havendo condições para se desenvolver uma temperatura elevada, havendo boas condições de combate ao incêndio e

atendendo que existem boas condições de evacuação (ambiente naturalmente arejado), não será necessário aplicar qualquer proteção ao fogo nas peças que formam a estrutura metálica.

Tratamento superficial e pintura do aço estrutural – Proteção anticorrosiva e pintura de acabamento.

Deve ser considerada a categoria C5 para as condições ambientais e uma durabilidade Muito Alta, para o esquema de proteção, conforme ISO 12944.

Nas superfícies de todas as peças metálicas que formam as estruturas novas a resistência à corrosão é obtida com a seguinte sequência de operações:

- Decapagem mecânica ao grau SA 2 ½;
- Aplicação de uma demão de primário epóxi (EP) com Espessura nominal da película de tinta seca de 130 micra;
- Aplicação de uma demão de primário/intermédio epóxi (EP) com Espessura nominal da película de tinta seca de 130 micra;
- Aplicação de uma demão de acabamento Poliuretano (PUR) com Espessura nominal da película de tinta seca de 100 micra;

EP – Epoxy

PUR – Poliuretano

Às superfícies que ficarão em contacto com o betão e nas de contacto das ligações é aplicada apenas a demão de primário de epóxi (EP) com 80micra de espessura sobre as superfícies decapadas.

As superfícies roscadas que ficam expostas são escovadas vigorosamente, com escova de aço, após a montagem, sendo depois aplicada uma demão de primário universal formulado numa combinação de resinas sintética especial e pigmentos anti-corrosivos de fosfato de zinco, com uma espessura de 50 micra. O intermedio e a camada de acabamento é feita com as mesmas demãos de tinta usadas na restante estrutura.

4 NORMAS E REGULAMENTOS DO PROJETO

A regulamentação utilizada no dimensionamento e na verificação da segurança dos elementos estruturais é a portuguesa em vigor, que atualmente são os Eurocódigos estruturais, complementada por normas e recomendações europeias de edição recente.

4.1 Ações

Critérios gerais de verificação de segurança:

NP EN 1990:2009/A1:2019: Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas

Critérios de verificação da segurança específicos para pontes:

EN1990/A1:2002: Annex A2: Application for Bridges

EN 1990-A2:2005

Quantificação das ações:

NP EN 1991-1-1:2009: Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-1 – Ações gerais: Pesos volúnicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios

NP EN 1991-2 :2017: Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 2: Ações de tráfego em pontes

NP EN 1991-1-4:2010/A1:2010: Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-4 – Ações gerais: Ações do vento

NP EN 1991-1-5:2009: Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-5 – Ações gerais: Ações térmicas

NP EN 1991-1-6:2021: Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-6: Ações gerais – Ações durante a construção

NP EN 1991-1-7:2021: Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-7: Ações gerais – Ações de acidente

UIC 777-2: Structures built over railway lines – Construction requirements in the track zone

4.2 Sismo

NP EN 1998-1-1:2010/Errata1:2022: Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.

EN 1998-2 :2005: Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance Part 2: Bridges

NP EN 1998-5: 2010: Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos.

NP EN 1997-1:2010/A1:2016/Errata:2019: Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico. Parte 1. Regras gerais

4.3 Estruturas de betão armado

NP EN 1992-1-1:2010/A1:2019: Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

NP EN 1992-2:2018: Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão. Parte 2: Pontes de betão – Projeto e disposições construtivas.

EN 1992-4:2018: Eurocode 2 – Design of concrete structures. Part 4: Design of fastenings for use in concrete.

Decreto-Lei n.º 90/2021 de 5 de novembro referente às disposições relativas à produção e controlo do betão de ligantes hidráulicos e à execução das estruturas de betão

NP EN 206:2013+A1:2017: Betão – Especificação, desempenho, produção e conformidade

NP EN 13670:2011/Emenda2:2021/Errata1:2022: Execução de estruturas de betão

prEN 10138-3:2011: Prestressing steels. Part 3: Strand

prEN 10138-4:2011: Prestressing steels. Part 4: Bar

Especificação LNEC E 461-2021: Betões. Metodologias para prevenir reações químicas expansivas de origem interna.

Especificação LNEC E 464-2007: Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais.

Especificação LNEC E 465-2007: Betões. Metodologia para estimar as propriedades de desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projeto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS.

Especificação LNEC E 466-2005: Fíleres calcários para ligantes hidráulicos.

Especificação LNEC E 467-2006: Guia para a utilização de agregados em betões de ligantes hidráulicos.

Especificação LNEC E 471-2009: Guia para a utilização de agregados reciclados grossos em betões de ligantes hidráulicos.

Especificação LNEC E 477-2007: Guia para especificação do betão de ligantes hidráulicos conforme com a NP EN 206-1

Especificação LNEC E 450-2017: Varões de aço A500 NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação.

Especificação LNEC E 460:2017 Varões de aço A500 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação

Especificação LNEC E 459:2012 Varões de aço para pré-esforço. Características e ensaios

A estrutura do viaduto é enquadrada na classe de execução 3, de acordo com o estabelecido na norma NP EN 13670 e no Decreto-lei 90/2021, devendo ser levadas a cabo as inspeções, ensaios de receção e outras ações previstos nesses documentos para esta classe de inspeção.

4.4 Estruturas metálicas

NP EN 1993-1-1 2010/A1:2017: Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

NP EN 1993-1-5 2012/A2:2019: Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço. Parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas.

NP EN 1993-1-8:2010: Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço. Parte 1-8: Projeto de ligações

NP EN 1993-1-9:2010: Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço. Parte 1-9: Fadiga

NP EN 1993-1-10 2010: Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço. Parte 1-10: Tenacidade dos materiais e propriedades segundo a espessura.

NP EN 1993-2:2022: Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço. Parte 2: Pontes metálicas

NP EN 1090-1:2009+A1: Execução de estruturas de aço e de estruturas de alumínio – Parte 1: Requisitos para a avaliação de conformidade de componentes estruturais.

NP EN 1090-2:2020: Execução de estruturas de aço e de estruturas de alumínio – Parte 2: Requisitos técnicos para estruturas de aço.

NP EN 10025-1:2014/Errata1:2016: Produtos laminados a quente de aços de construção – Parte 1: Condições técnicas gerais de fornecimento.

NP EN 10025-2:2007: Produtos laminados a quente de aços de construção – Parte 2: Condições técnicas de fornecimento para aços de construção não ligados.

NP EN 10025-3:2009: Produtos laminados a quente de aços de construção – Parte 3: Condições técnicas de fornecimento de aços de construção soldáveis de grão fino no estado normalizado/laminado normalizado.

NP EN 10025-4:2009: Produtos laminados a quente de aços de construção – Parte 4: Condições técnicas de fornecimento de aços de construção soldáveis de grão fino obtidos por laminação termomecânica.

EN 10147: Continuously hot-dip zinc coated structural steels strip and sheet – Technical delivery conditions.

EN 10164: Steel products with improved deformation properties perpendicular to the surface of product – Technical delivery conditions.

NP EN 10210-1:2008: Perfis ocos estruturais acabados a quente de aços não ligados e de grão fino – Parte 1: Condições técnicas de fornecimento.

NP EN 10210-2:2008: Perfis ocos estruturais acabados a quente de aços não ligados e de grão fino – Parte 2: Tolerâncias, dimensões e características do perfil.

A estrutura do Viaduto é enquadrada na classe de execução EXC3, de acordo com o estabelecido nas normas NP EN 1993 1-1 e NP EN 1090-2.

4.5 Estruturas mistas aço-betão

NP EN 1994-1-1:2011: Eurocódigo 4 – Projeto de estruturas mistas aço-betão. Parte 1- 1: Regras gerais e regras para edifícios.

EN 1994-2:2005: Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures. Part 2: General rules and rules for bridges.

5 AÇÕES E SUAS COMBINAÇÕES

As ações consideradas são fundamentadas nas orientações definidas nas diferentes partes das normas NP EN 1991, NP EN 1997 e NP EN 1998, complementadas pelos respectivos Anexos Nacionais correspondentes, quando disponíveis. A categoria do tempo de vida útil de projeto é 5 de acordo com o especificado na NP EN 1990. A esta categoria corresponde um tempo de vida útil de 100 anos e uma classe de consequência CC3.

5.1 Ações permanentes

As cargas permanentes referentes ao próprio peso dos elementos estruturais são definidas de acordo com a norma NP EN 1991-1, considerando os seguintes valores de pesos volúmicos dos materiais:

5.1.1 Peso próprio da estrutura

Pesos próprios das peças metálicas..... 77,0 kN/m³
Peso específico equivalente das peças de betão armado..... 25,0 kN/m³

5.1.2 Restante carga permanente

Laje flutuante de apoio aos carris:	$25 \times 0,28 \times 7,98 = 55,9$ kN/m
Carris + travessas:	$2 \times 1,0 = 2,0$ kN/m
Passeios – enchimento:	$2 \times 25 \times 0,45 \times 0,49 = 11,03$ kN/m
Passeios – canaleta para serviços:	$2 \times 2,4 = 4,8$ kN/m
Passeios – serviços:	$2 \times 1,5 = 3,0$ kN/m
Guarda-corpos:	$2 \times 1,0 = 2,0$ kN/m
Barreiras acústicas:	$2 \times 3,0 = 6,0$ kN/m
Total (arredondado)	85,0 kN/m

5.1.3 Retração e fluência

A retração e fluência do betão são quantificadas aplicando a metodologia da NP EN 1992-1-1, tendo nesta fase sido consideradas as seguintes condições:

Humidade relativa.....	70%
Temperatura ambiente.....	20 °C
Tipo de cimento	Classe N

Nesta fase os efeitos da retração foram simulados através da aplicação de uma variação de temperatura equivalente na laje de betão.

5.2 Ações Variáveis

5.2.1 Sobrecarga Ferroviária

5.2.1.1 Cargas Verticais

As cargas verticais referentes à sobrecarga ferroviária são definidas de acordo com a memória descritiva do Concurso (Documento: LVSSA ML PP STR VDT VDA MD 089003 0):

“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. As dimensões principais nominais e respetivas tolerâncias de fabrico das unidades são apresentadas na Figura 8 e na Tabela 2.

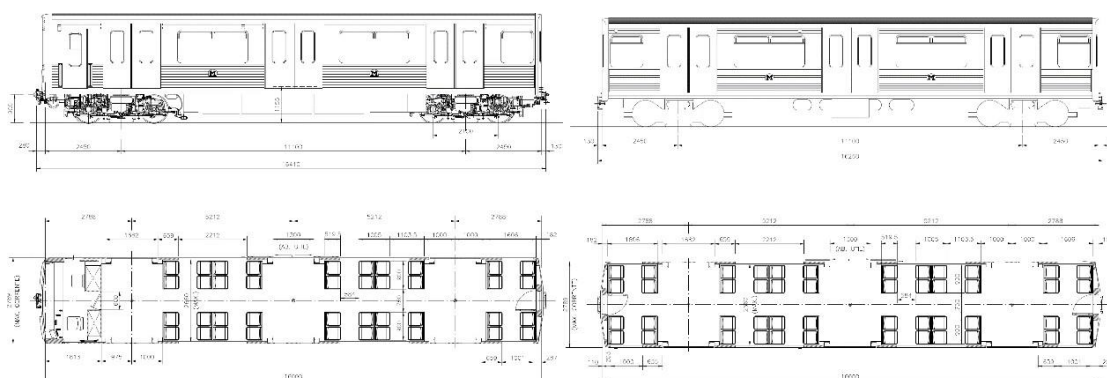
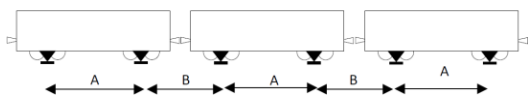


Figura 12 – Características geométricas das unidades motora (esquerda) e reboque (direita)

(...)

Medida	Dimensão nominal (mm)	Tolerância fabrico (mm)
Distância entre pontos de levante de uma UT		-
Largura entre pontos de levante 	A = 10 400 B = 5 900	+ 1 300 - 1 300
Largura entre pontos de levante	2 520	-

(...)

Total (Q1) 54 629 kg = 536 kN = 134 kN x 4 eixos Carruagens reboque

Total (Q2) 47 492 kg = 466 kN = 116,5 kN x 4 eixos

Na Figura 9 apresenta-se o carregamento vertical correspondente a uma unidade tripla MRM.

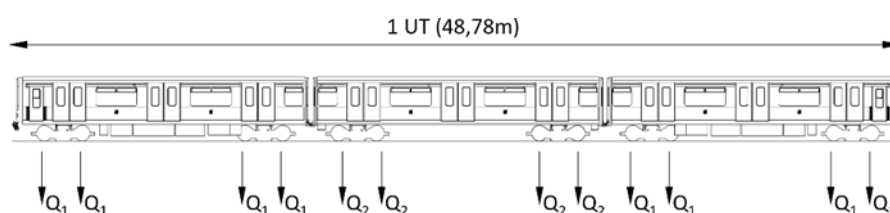
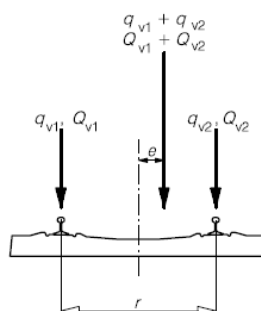


Figura 13 – Cargas transmitidas por uma formação MRM””

Segundo a EN1991-2 deve ser considerado o efeito de um eventual deslocamento lateral das cargas verticais. Esse efeito pode ser simulado através da consideração de uma excentricidade do ponto de aplicação da carga.



com $e=r/18$. Sendo a distância entre eixos de carris de 1435m resulta $e=80\text{mm}$.

5.2.1.2 Coeficiente dinâmico aplicado às cargas verticais

A necessidade de realizar uma análise dinâmica para avaliar os efeitos das cargas verticais é avaliada de acordo com o procedimento estabelecido na norma NP EN 1991-2. Considerando que a velocidade de projeto é inferior a 200 km/h e que o viaduto é composto por vários vãos contínuos, a norma determina que a análise dinâmica não é necessária. Assim, não são exigidas

verificações de aceleração e fadiga em ressonância. Os efeitos dinâmicos devem ser determinados a partir de uma análise estática, em que as cargas verticais são amplificadas pelo coeficiente dinâmico Φ_3 para linhas com manutenção corrente (Equação 6.5 do EN 1991-2:2003).

$$\phi = \phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73$$

Para a verificação da segurança das vigas principais na direção longitudinal considera-se:

$$L_m = \frac{1}{5} (25.80 + 44.30 + 18.90 + 37.80 + 32.20) = 31.8m$$

$$n = 5 \rightarrow k = 1.50 \rightarrow L_\phi = 44.7$$

Para o dimensionamento dos elementos constituintes do tabuleiro, de acordo com a tabela 6.2 da EN 1991-2, o vão determinante das carlingas e da laje é o dobro do vão da carlinga, e o vão determinante das longarinas é o triplo do vão da longarina. No caso das carlingas de extremidade a norma define um valor fixo de 3.6m para o vão determinante.

Elemento	L_ϕ	Φ
-	m	-
Viga Principal	47.7	1.052
Carlingas e Laje	2x 9.3 = 18.6	1.255
Longarinas	3x 6.3 = 18.9	1.251
Carlingas de Extremidade	3.6	2.003

5.2.1.3 Força Centrífuga

A determinação da força horizontal centrífuga Q_t a aplicar nas áreas de curva segue as orientações estabelecidas na norma NP EN 1991-2. Essa força deve ser aplicada a uma altura $h_t=1,80m$ acima da via.

$$Q_t = \frac{V^2}{127 \cdot r} Q_v$$

Com a velocidade máxima de projeto é de $V=60$ km/h e o raio de curvatura de $R=900$ m, é calculada uma força centrífuga equivalente a 3,15% da carga vertical Q_v .

5.2.1.4 Força de Lacete

Força horizontal perpendicular ao eixo da via, aplicada ao nível da cabeça do carril, com uma intensidade de 100KN, sendo aplicada na posição mais desfavorável para o elemento em estudo.

5.2.1.5 Forças de Aceleração e Frenagem

As forças longitudinais de arranque e frenagem, que atuam no topo dos carris, podem ser estimadas em 25% das cargas verticais por eixo, de acordo com a norma NP EN 1991-2. Para uma composição com o peso máximo, composta por duas unidades triplas MRM-MRM, resultam as seguintes forças:

Força de arranque (Q_{lak}) $25\% \times 3076 = 769 \text{ kN}$, limitada a 1000 kN

Força de frenagem (Q_{lbk}) $25\% \times 3076 = 769 \text{ kN}$, limitada a 6000 kN

Estas forças apenas devem ser consideradas em conjunto com a carga vertical correspondente.

5.2.2 Sobrecargas nos passeios

De acordo com o preconizado na NP EN 1991-2 considerou-se uma sobrecarga uniformemente distribuída de $5,0 \text{ kN/m}^2$. Para verificações locais considerou-se uma força vertical de $2,0 \text{ kN}$ numa área de $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$. Considerou-se uma sobrecarga horizontal e vertical de $1,50 \text{ kN/m}$ nos guarda-corpos.

5.2.3 Sobrecargas durante a fase construtiva

A quantificação das sobrecargas a considerar na verificação da segurança da estrutura durante a fase construtiva teve em conta os valores recomendados na EN 1991-1-6. Assim, consideraram-se os seguintes valores:

Operários e ferramentas $Q_{ca} = 1,0 \text{ kN/m}^2$

Armazenamento de artigos móveis $Q_{cb} = 0,20 \text{ kN/m}^2$

Equipamento não permanente $Q_{cc} = 0,50 \text{ kN/m}^2$

$SC_{const} (Q_{ca} + Q_{cb} + Q_{cc}) = 1,70 \text{ kN/m}^2$.

Por metro de tabuleiro $SC_{const} = 8,2 \times 1,7 = 13,9 \text{ kN/m}$

5.2.4 Sobrecargas durante a eventual substituição dos aparelhos de apoio ou elevação durante a construção

Considerou-se que durante a eventual substituição de aparelhos de apoio a estrutura pode ser submetida à aplicação de uma sobrecarga de trabalho igual à considerada durante a fase construtiva ($1,70 \text{ kN/m}^2$ em toda a área do tabuleiro). Assim, caso seja necessário, também será possível elevar o tabuleiro durante a fase construtiva.

5.2.5 Ação do Vento

A quantificação da ação do vento foi efetuada de acordo com a NP EN 1991-1-4, seguindo as indicações do Anexo Nacional para a localização na zona B do território nacional. Para determinar o coeficiente de rugosidade, considerou-se que o terreno se enquadra na categoria II conforme definido no quadro NA-4.1. O viaduto atende aos requisitos do Anexo Nacional da NP EN 1991-4, o que dispensa a necessidade de utilizar métodos de análise dinâmica para calcular a resposta

às forças do vento, portanto os coeficientes de direção (C_{dir}) e de sazão (C_{season}) usados são unitários. O valor básico da velocidade de referência do vento é, portanto, $v_{b,0}=30\text{m/s}$. Considerando uma vida útil de 100 anos, a correção do período de retorno da velocidade base de 50 anos para a obra é feita utilizando a seguinte expressão, com $p=0,01$:

$$C_{prop} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0.98))} \right)^n = 1.054$$

Portanto, a velocidade de referência para período de retorno de 100 anos passa a $31,6\text{ m/s}$.

O viaduto possui uma altura média (z_e) de $13,6\text{ m}$, sendo que o coeficiente de rugosidade (c_r) é de $1,065$ e o coeficiente de orografia (c_o) é de $1,0$. A velocidade média do vento à altura z (v_m) é de $33,7\text{ m/s}$, com uma intensidade de turbulência à mesma altura (IV) de $0,178$. A pressão dinâmica de pico à altura z (q_p) é de $1,593\text{ kPa}$, e a velocidade da rajada correspondente atinge $50,5\text{ m/s}$, equivalente a 182 km/h .

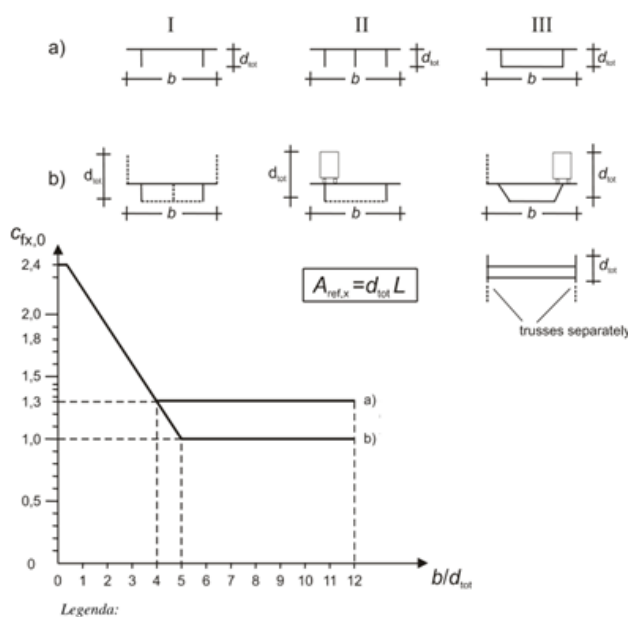
As forças exercidas pelo vento sobre os elementos do viaduto são determinadas pela expressão geral da NP EN 1991-4:

$$F_w = C_s C_d C_f q_p(z_e) A_{ref}$$

O coeficiente de força c_f e a área de referência A_{ref} são determinados de acordo com as recomendações do capítulo 8.3.1 da norma. Levando em consideração a possibilidade de instalar barreiras acústicas nas laterais do tabuleiro, a altura total das treliças é considerada para a área de referência.

5.2.5.1 Vento transversal

Foram considerados os coeficientes de força estabelecidos no capítulo 7.5 da norma da NP EN 1991-1-4, considerando a possibilidade de instalar barreiras. A figura a seguir mostra o gráfico que determina o coeficiente de forma com base nas dimensões transversais do tabuleiro.



Legenda:

tipo de ponte

treliças a considerar separadamente

a) fase de construção, guarda-corpos vazados (com mais de 50 % de aberturas) e guardas de segurança vazadas

b) com guarda-corpos ou guardas de segurança não vazadas e barreira anti-ruído ou tráfego

Coefficiente de força $c_{fx,0}$ para tabuleiros de pontes

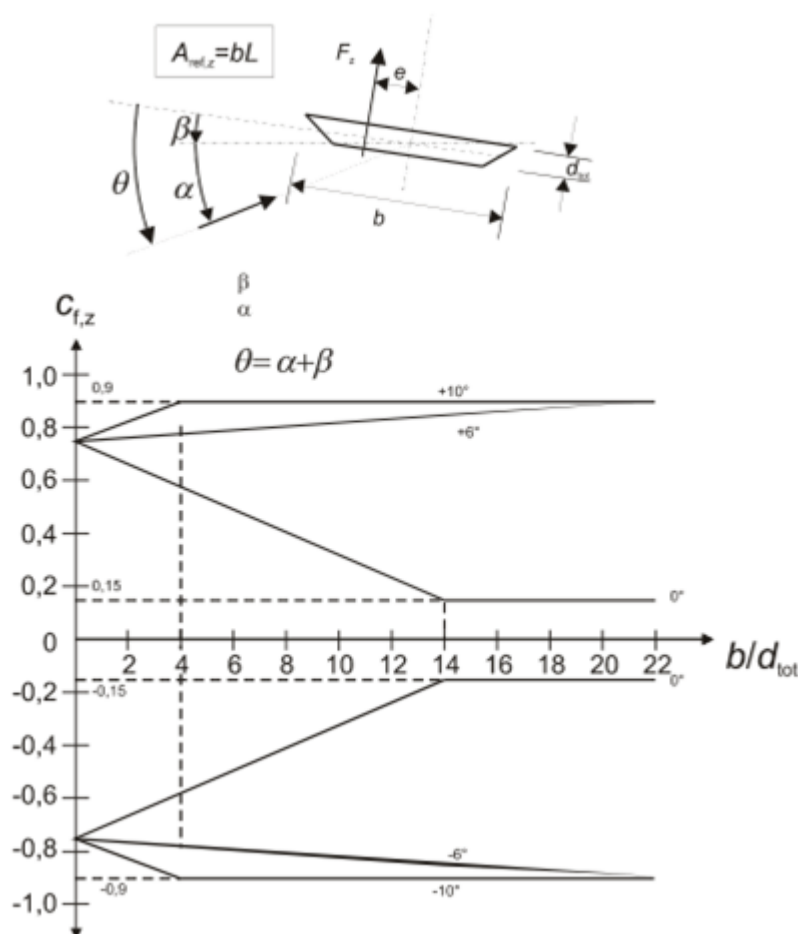
Assim, com um valor de $d_{tot}=6,3\text{m}$ e $b=9,7\text{m}$, que resulta em $d_{tot}/b=1,54$, obtém-se um coeficiente de forma $c_{fx,0} = 2,038$. Com a altura de $6,3\text{m}$, a força resultante corresponde a $F_{wk}=20,46\text{kN/m}$ de tabuleiro.

5.2.5.2 Vento longitudinal

De acordo com os valores recomendados no ponto 8.3.4 da NP EN 1991-1-4, considerou-se que o vento longitudinal incidente no tabuleiro vale 50% dos valores calculados para o vento transversal.

5.2.5.3 Vento vertical

A quantificação das pressões devidas ao vento na direção vertical foi efetuada através do ábaco apresentado no ponto 8.3.3 da EN1991-1-4.



O valor do coeficiente de força é determinado em função do parâmetro b/d_{tot} , no entanto, de acordo com o anexo nacional, o valor de $C_{f,z}$ é 0,90. Resultando numa força ascendente e descendente de 1,43 kN/m² de tabuleiro.

5.2.5.4 Vento atuante nos pilares

Para quantificar as forças resultantes do vento nos pilares, utilizou-se os coeficientes de força indicados no capítulo 7.6 da norma. O coeficiente de força adotado foi de $c_f = 2,4$.

5.2.6 Ação das variações de temperatura

5.2.6.1 Variação uniforme da temperatura

Os efeitos impostos pela variação da temperatura são considerados de acordo com o NP EN 1991-5. Relativamente à classificação prescrita nessa norma, o viaduto situa-se na zona B tanto no zonamento térmico para as condições de Inverno e Verão.

Temperatura mínima do ar à sombra (T_{min}) 0 °C

Temperatura máxima do ar à sombra (T_{max}) 40 °C

Temperatura inicial da estrutura (T_0)..... 15 °C

Dado que o viaduto está localizado a uma altitude próxima de zero, não é necessário fazer correções nos valores apresentados para ter em conta esse fator. No entanto, em relação ao período de retorno da ação considerada, devido à vida útil estabelecida em 100 anos, é necessário corrigir as temperaturas indicadas utilizando as seguintes expressões:

$$T_{min,p} = T_{min} + \frac{\ln(-\ln(1-p)) + 3.902}{0.855}$$

$$T_{máx,p} = T_{máx} + \frac{\ln(-\ln(1-p)) + 3.902}{0.855}$$

Considerando o período de retorno de 100 anos, $p=0,01$:

Temperatura mínima do ar à sombra ($T_{min,0,01}$)	-1 °C
Temperatura máxima do ar à sombra ($T_{máx,0,01}$)	41 °C

A norma NP EN 1991-5 define correções de +/- 3°C às temperaturas máximas e mínimas dos elementos para tabuleiros tipo 2 (tabuleiros mistos aço-betão).

Desta forma, adotaram-se as seguintes variações térmicas de contração e expansão:

Variação térmica uniforme de contração (ΔT_{con})	19 °C
Variação térmica uniforme de expansão (ΔT_{exp})	29 °C

Para a definição da variação térmica a adotar nas vigas trianguladas principais, sendo metálicas, recorreu-se às as correções que a norma define para tabuleiros tipo 1 (tabuleiros de aço) que são de +15 °C / -10°C às temperaturas máximas e mínimas dos elementos. Assim, adotaram-se as seguintes variações térmicas na estrutura metálica:

Variação térmica uniforme de contração (ΔT_{con})	26 °C
Variação térmica uniforme de expansão (ΔT_{exp})	41 °C

5.2.6.2 Variação diferencial da temperatura

Os efeitos das variações diferenciais de temperatura foram quantificados pelo procedimento apresentado na NP EN1991-1-5 que consiste na aplicação de variações diferenciais negativas/negativas de temperatura de $\pm 15^\circ\text{C}$.

A simultaneidade das componentes uniforme e diferencial é tida em conta mediante os fatores

$\omega_N = \omega_M = 0,8$ indicados no anexo nacional da NP EN 1991-5.

Condições de Verão:

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$$

$$\Delta T_{N,exp} + \omega_M \Delta T_{M,heat}$$

Condições de Inverno:

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,con}$$

$$\Delta T_{N,con} + \omega_M \Delta T_{M,cool}$$

5.3 Situações de Acidente

5.3.1 Choques de veículos rodoviários em pilares

A ação do choque de veículos rodoviários em pilares estruturais das novas estruturas próximas de vias é quantificada de acordo com as normas NP EN 1991-2 e NP EN 1991-1-7. Apesar das vias em questão serem estradas urbanas, é necessário respeitar as cargas mínimas estipuladas na NP EN 1991-2 para pilares de pontes. Portanto, considera-se a categoria de tráfego indicada na NP EN 1991-1-7 correspondente a "autoestradas, itinerários principais e estradas nacionais". As forças estáticas equivalentes a serem consideradas são as seguintes:

Força na direção de circulação (F_{dx}) 1000 kN

Força perpendicular à direção de circulação (F_{dy}) 500 kN

As forças são aplicadas a uma altura acima do solo de 1,25 metros, conforme estipulado na norma NP EN 1991-2.

5.3.2 Choque em pilares por descarrilamento de comboio

A normas NP EN 1991-7 e o documento UIC 777-2 estabelecem as disposições relativas ao impacto em pilares devido ao descarrilamento de comboios sob e próximo do viaduto. Existem duas situações específicas consideradas: o descarrilamento de comboios na via-férrea que liga o Porto de Lisboa à Estação Alcântara-Terra (pilares P3 e P4 do viaduto) e o descarrilamento do metro ligeiro da linha LIOS Ocidental (pilares metálicos da estação e pilares P1 e P2 do viaduto). Apenas os pilares P1 (lado sul) e P3 (lado sul) estão localizados a uma distância menor do eixo do LIOS e da linha da REFER, sendo assim considerada a possibilidade de choque por descarrilamento apenas nesses pilares.

As novas estruturas são classificadas como classe B em relação ao impacto do descarrilamento de comboios, de acordo com as normas NP EN 1991-7 e UIC 777-2. Nesta classe, utiliza-se uma abordagem complexa baseada em probabilidades, que depende de variáveis desconhecidas. Nesta fase do projeto, a segurança dos elementos estruturais foi avaliada considerando as forças estáticas equivalentes aplicáveis às estruturas da classe A. Para paredes localizadas a uma distância de 3,0 a 5,0m do eixo da via-férrea, com velocidade máxima de circulação até 120km/h, são recomendadas as seguintes forças estáticas equivalentes:

Força na direção de circulação (F_{dx}) 4000 kN

Força perpendicular à direção de circulação (F_{dy}) 1500 kN

As forças estáticas equivalentes podem ser reduzidas em 50% para velocidades de circulação até 50 km/h. É importante ressaltar que, nesta fase, a velocidade máxima de aproximação dos comboios às estações ainda não é conhecida. No entanto, devido à proximidade dos pilares com essas estações, para efeitos de quantificação das cargas estáticas equivalentes, considera-se que a velocidade de circulação não deve exceder 50 km/h. Portanto, as ações acidentais consideradas são as seguintes:

Força na direção de circulação (F_{dx}) 2000 kN

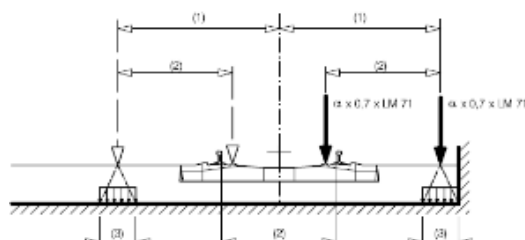
Força perpendicular à direção de circulação (F_{dy}) 750 kN

Também foi considerada a remoção desses pilares e confirmou-se que o viaduto mantém a sua estabilidade.

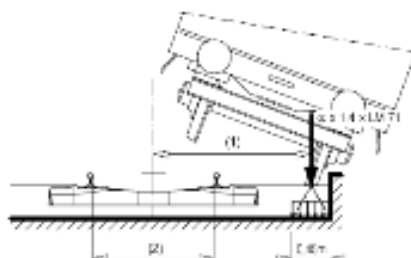
5.3.3 Descarrilamento da composição

Foram considerados os dois casos de carga definidos no artigo 6.7.1 da NP EN 1991-2 que se representam nas figuras em baixo.

- Situação 1: descarrilamento, permanecendo os veículos descarrilados no tabuleiro da ponte com os veículos retidos pelo murete lateral, mantendo-se os dois alinhamentos de rodas apoiados, com as cargas aplicadas nas extensões mais desfavoráveis para o elemento em análise.



- Situação II: descarrilamento, com os veículos descarrilados em equilíbrio sobre o bordo do tabuleiro, mantendo-se apenas um alinhamento de rodas apoiado, com as cargas aplicadas numa extensão máxima de 20m.



5.4 Ação Sísmica

A ação sísmica foi definida de acordo com a metodologia estabelecida na NP EN 1998-1-1, juntamente com o seu anexo nacional correspondente. Neste caso, tendo em conta que se trata de um viaduto também são aplicadas as disposições da EN 1998-2.

O viaduto está localizado em Lisboa e, de acordo com os critérios do Eurocódigo 8, está associado à zona sísmica 1.3 para a ação sísmica do tipo 1 e à zona sísmica 2.3 para a ação sísmica do tipo 2. Portanto, a aceleração máxima de referência (período de retorno que corresponde a uma probabilidade de excedência $P_{NCR} = 10\%$ em 50 anos) é de $1,5 \text{ m/s}^2$ e $1,7 \text{ m/s}^2$, respetivamente.

Para determinar os valores de cálculo da aceleração à superfície de um terreno tipo A (a_g), é necessário corrigir os valores de referência da aceleração máxima na superfície (a_{gR}) usando o coeficiente de importância γ_I definido na NP EN 1998-1-1. Essa correção tem em consideração tanto o tempo de vida útil especificado para a obra quanto a classe de importância atribuída. No caso da classe de consequência CC3, é atribuída a classe de importância III de acordo com a NP EN 1998-1-1.

De acordo com a memória descritiva do processo de concurso a correção dos valores de referência foi feita e as conclusões foram as seguintes:

“A conjugação das exigências da classe de importância III com o incremento do período de vida útil da estrutura de 50 para 100 anos conduziria a uma majoração excessiva da ação sísmica. Nesse sentido, foi decidido pelo Metropolitano de Lisboa pela adoção exclusiva do critério mais gravoso, ou seja, para o viaduto, a adoção de um período de retorno igual a 1044 anos ($P = 9,1\%$ em 100 anos).”

Esta decisão conduz a valores de γ_1 para a ação sísmica tipo 1 iguais a 1.69 e para a ação sísmica do tipo 2 iguais a 1.37.

No que se refere à avaliação da ação sísmica, o terreno atravessado pelas fundações do viaduto é classificado em dois tipos distintos, dependendo da localização dos pilares/encontros:

- Zonas a nascente (Pilares P1/P2/P3 e P4): depósitos aluvionares na ordem dos 20m de profundidade situado sobre um estrato mais rígido – terreno tipo E de acordo com a NP EN 1998-1
- Zonas a ponte (Encontro e parte do pilar P5): terreno do tipo rochoso – terreno tipo A de acordo com a NP EN 1998-1

Na fase de estudo prévio, e de modo a uniformizar a ação sísmica a aplicar, optou-se por considerar o terreno de tipo E, dado que é o que conduz a uma situação mais gravosa em termos de ação sísmica, tal como definido na memória de concurso. No entanto, é importante salientar que, na direção longitudinal, a ação sísmica é principalmente influenciada pela rigidez do pilar P5 e do encontro. O encontro deverá estar localizado em terreno tipo A, assim como uma parte da fundação do pilar P5, que está parcialmente em contato com a rocha. Portanto, nesta fase considerou-se que na direção longitudinal o terreno terá a classificação tipo A e na direção transversal considera-se terreno tipo E. Numa fase posterior, após as análises dos resultados das sondagens previstas junto ao P5 e Encontro, a ação será corrigida de acordo com os resultados e, eventualmente, poderão ser estudadas soluções de fundação para o pilar P5 permitam a consideração o terreno tipo A na direção longitudinal.

De acordo com NP EN 1998-1 o espectro de resposta elástica horizontal considerado é definido pelas seguintes expressões:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \frac{T_C}{T} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \frac{T_C T_D}{T^2} \quad T_D \leq T \leq 4s$$

Os parâmetros adotados para a definição do espectro estão quantificados na seguinte tabela:

Tabela 3 – Parâmetros para definição dos espectros horizontais

Terreno	Tipo A		Tipo E	
Ação Sísmica	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
a_{gR} (m/s ²)	1.50	1.70	1.50	1.70
γ_I	1.69	1.37	1.69	1.37
a_g (m/s ²)	2.536	2.329	2.536	2.329
$S_{m\acute{a}x}$	1.00	1.00	1.80	1.80
T_B (s)	0.10	0.10	0.10	0.10
T_C (s)	0.60	0.25	0.60	0.25
T_D (s)	2.00	2.00	2.00	2.00
S	1.00	1.00	1.390	1.445

A figura seguinte apresenta os espectros de resposta elásticos para os dois tipos de sismo.

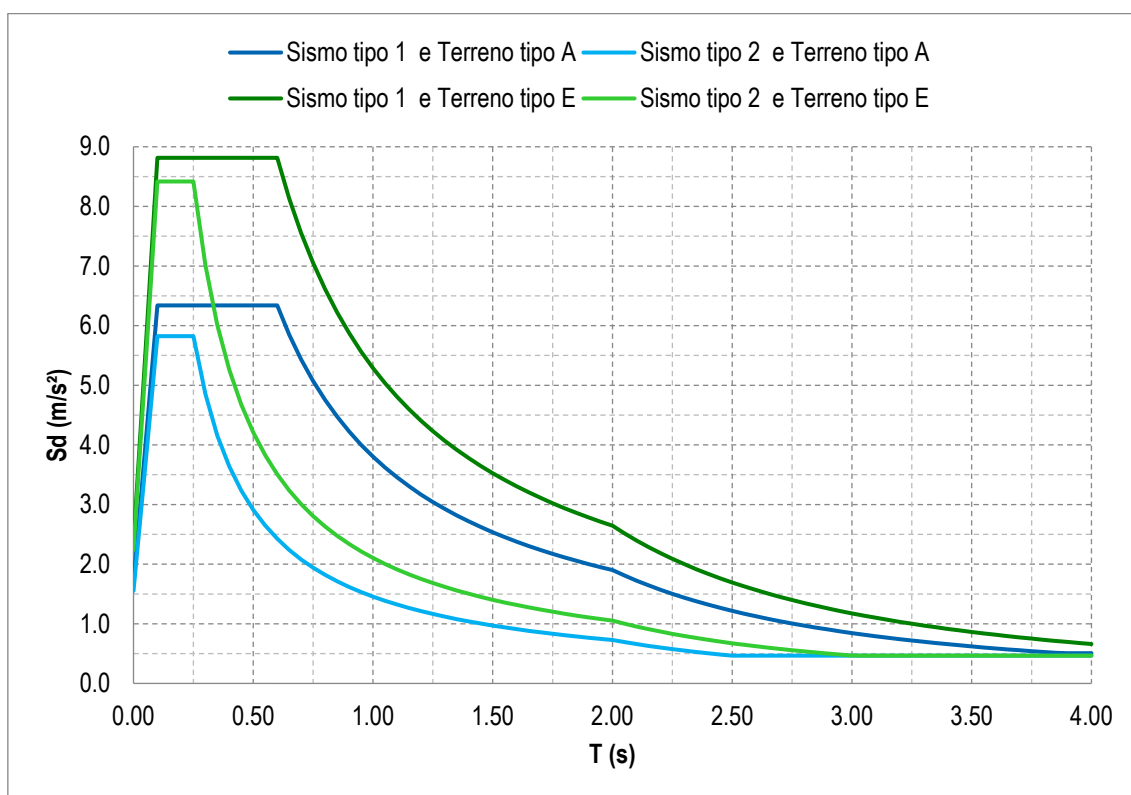


Figura 14 – Espectros de resposta horizontal elásticos.

A EN1998-2 estabelece que a ação sísmica na direção vertical deve ser considerada, sendo especialmente relevante para o dimensionamento do tabuleiro e dos aparelhos de apoio. Nessa

direção, a ação sísmica é avaliada com base no espectro de resposta de cálculo definido na NP EN 1998-1-1 para a componente vertical. O espectro de resposta elástica vertical considerado é definido pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned} S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 3.0 - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 & T_B \leq T \leq T_C \\ S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \frac{T_C}{T} & T_C \leq T \leq T_D \\ S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \frac{T_C T_D}{T^2} & T_D \leq T \leq 4s \end{aligned}$$

Os parâmetros adotados para a definição do espectro estão quantificados na seguinte tabela:

Tabela 4 – Parâmetros para definição do espectro vertical

	Tipo 1	Tipo 2
a_{gR} (m/s ²)	1.125	1.615
γ_I	1.69	1.37
a_g (m/s ²)	1.902	2.213
T_B (s)	0.05	0.05
T_C (s)	0.25	0.15
T_D (s)	1.00	1.0

A figura seguinte apresenta os espectros de resposta elásticos verticais para os dois tipos de sismo.

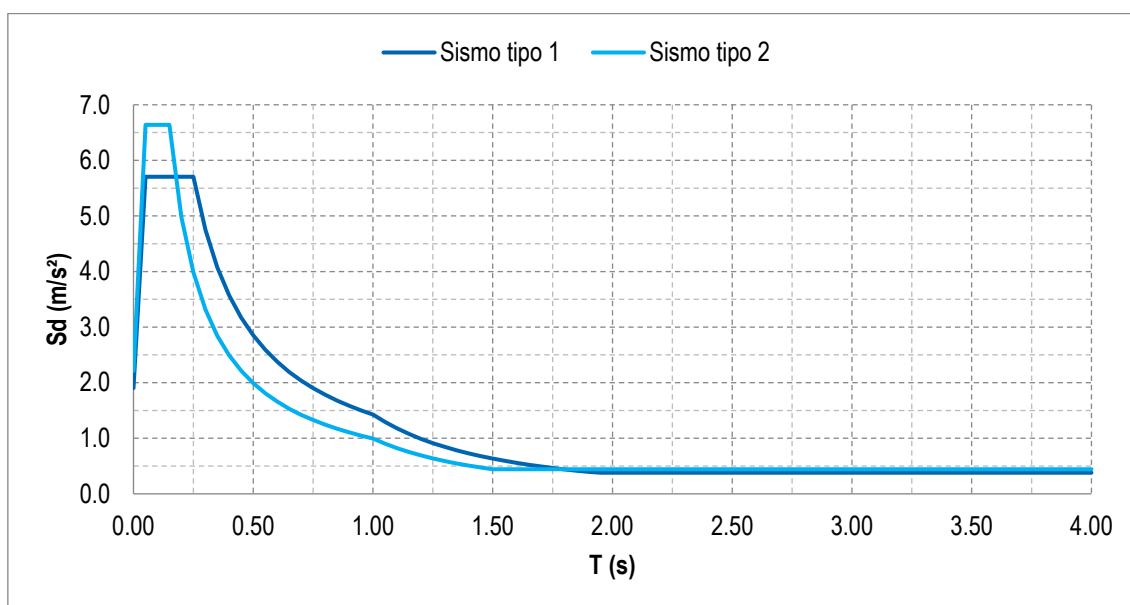


Figura 15 – Espectros de resposta vertical elásticos.

5.4.1 Coeficiente de comportamento

Na direção transversal, os pilares devem permanecer em regime linear elástico, nesse sentido, os pilares são classificados como tendo ductilidade limitada. Para essa situação, a norma estabelece um valor máximo de coeficiente de comportamento de 1.50. Portanto, o espectro de resposta de dimensionamento foi calculado considerando esse coeficiente de comportamento. Em relação à direção vertical, a norma EN 1998-2 estabelece um coeficiente de comportamento de 1.0, o que significa que o espectro de dimensionamento a ser utilizado será o espectro elástico. Além disso, devido à introdução de amortecedores viscoelásticos na ligação do tabuleiro ao encontro nascente, o espectro de dimensionamento para a ação sísmica longitudinal também é o espectro elástico.

5.5 Combinações de Ações

A combinação das ações em casos de simultaneidade que traduzam o conjunto de solicitações a que se considera que a estrutura estará sujeita durante a sua vida útil é feita de acordo com o articulado da norma NP EN 1990 complementadas com as regras específicas para pontes do seu Anexo A2.

Verificaram-se as condições afetas aos Estados Limite Últimos de rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais (STR), de rotura ou deformação excessiva do terreno (GEO) e de perda de equilíbrio estático (EQU).

A combinação dos efeitos das ações é feita seguindo o método dos fatores parciais de segurança que serão definidos adiante neste capítulo.

5.5.1 Estados Limite Últimos

As combinações de ações associadas aos Estados Limite Últimos para situações permanentes de projeto (Combinações Fundamentais) são, de acordo com o definido na NP EN 1990, as seguintes:

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

com:

$G_{k,j}$ o valor característico da ação permanente de índice j ;

$Q_{k,1}$ o valor característico da ação variável de base (de índice 1);

$Q_{k,i}$ o valor característico da ação variável acompanhante de índice i ;

$\gamma_{G,j}$ o valor do coeficiente parcial de segurança para a ação permanente de índice j ;

$\gamma_{Q,1}$ o valor do coeficiente parcial de segurança para a ação variável de base;

$\gamma_{Q,i}$ o valor do coeficiente parcial de segurança para a ação variável acompanhante de índice i ;

$\psi_{0,i}$ o valor do coeficiente de combinação para a ação variável acompanhante de índice i ;

+ a representação simbólica para “a combinar com”.

As combinações de ações associadas situações de projeto sísmicas definidos no Eurocódigo 8 são, de acordo com o definido na NP EN 1990, as seguintes:

$$\sum_{j \geq} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{j \geq} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

com:

$G_{k,j}$ o valor característico da ação permanente de índice j .

+ a representação simbólica para “a combinar com”.

P o valor representativo de uma ação de pré-esforço.

A_{Ed} o valor de cálculo de uma ação sísmica. $A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$, isto é, o produto do coeficiente de importância pelo valor característico da ação.

$Q_{k,i}$ o valor característico da ação variável acompanhante de índice i .

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

5.5.2 Estados Limite de Utilização

As combinações de ações associadas aos Estados Limite de Serviço para situações permanentes de projeto são, de acordo com o definido na NP EN 1990, as seguintes:

Combinação Característica de Ações:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

com:

$G_{k,j}$ o valor característico da ação permanente de índice j ;

$Q_{k,1}$ o valor característico da ação variável de base (de índice 1);

$Q_{k,i}$ o valor característico da ação variável acompanhante de índice i ;

$\psi_{0,i}$ o valor do coeficiente de combinação para a ação variável acompanhante de índice i ;

+ a representação simbólica para “a combinar com”.

Combinação Freqüente de Ações:

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

com:

$G_{k,j}$ o valor característico da ação permanente de índice j ;

$Q_{k,1}$ o valor característico da ação variável de base (de índice 1);

$Q_{k,i}$ o valor característico da ação variável acompanhante de índice i ;

$\psi_{1,i}$ o valor freqüente para a ação variável acompanhante de índice i ;

$\psi_{2,i}$ o valor quase-permanente para a ação variável acompanhante de índice i ;
+ a representação simbólica para “a combinar com”.

Combinação quase permanente de Ações:

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

com:

$G_{k,j}$ o valor característico da ação permanente de índice j ;

$Q_{k,i}$ o valor característico da ação variável acompanhante de índice i ;

$\psi_{2,i}$ o valor quase-permanente para a ação variável acompanhante de índice i ;

+ a representação simbólica para “a combinar com”.

A seguir, apresentam-se os coeficientes parciais e de combinação conforme definidos na norma NP EN 1990, juntamente com as regras específicas para pontes presentes em seu Anexo A2, aplicáveis a cada uma das situações de projeto consideradas.

Tabela 5 – Coeficientes parciais de segurança e de combinação

	γ_G Desfavorável	γ_G Favorável	γ_Q Desfavorável	γ_Q Favorável	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Peso Próprio dos Elementos Estruturais	1.35	1.00	–	–	–	–	–
Restantes Cargas Permanentes	1.35	1.00	–	–	–	–	–
Sobrecargas ferroviárias	–	–	1.50	0	0.80	0.70 ⁽¹⁾	0
Sobrecargas em passeios	–	–	1.50	0	0.80	0.50	0
Sobrecargas construtivas	–	–	1.50	0	0.80	–	0
Variação de Temperatura	–	–	1.50	0	0.60	0.60	0.50
Ação do Vento	–	–	1.50	0	0.75	0.50	0

(1) 0.70 se duas linhas carregadas, 0.80 se uma linha carregada.

Foi definido um conjunto alargado de combinações de ações com o intuito de abranger as diversas situações de carregamento possíveis, tendo em consideração as diferentes posições do comboio. Consideraram-se 9 posições distintas para os comboios, de forma a obter os esforços máximos em todas as secções condicionantes, os vãos e apoios, resultando num total de 18 variantes para a posição do veículo, tendo em conta a possibilidade de o veículo estar em um sentido ou em ambos os sentidos. Às combinações que têm como variável base a sobrecarga ferroviária foram adicionadas as demais sobrecargas, nomeadamente as diversas ações do vento (8 diferentes) e variações de temperatura uniformes e diferenciais (4 diferentes). Também foram contempladas as combinações em que o vento ou a variação de temperatura são ações variáveis base.

6 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

6.1 Estados limite Últimos

Para a verificação da segurança ao estado limite último de resistência, efetuou-se a comparação entre os valores resistentes (E_d) e atuantes (R_d) nas seções condicionantes dos vários elementos que compõem o viaduto.

Para determinar o valor de cálculo da resistência, divide-se o valor característico da resistência do material (R_k) pelo coeficiente de segurança parcial correspondente (γ_M). Os coeficientes parciais de segurança relacionados aos materiais para os estados limites últimos são especificados nas normas NP EN 1992-1-1 para o betão armado e/ou pré-esforçado, e nas normas NP EN 1993-2 e NP EN 1993-1-8 para as estruturas metálicas.

A seguir, são apresentadas as tabelas que resumem os coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos para betão armado e/ou pré-esforçado, assim como para aço estrutural.

Tabela 6 – Coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos
Betão armado

Situações de projeto	Betão γ_c	Armadura passiva γ_s	Armadura de pré-esforço γ_s
Persistentes/ transitórias	1.5	1.15	1.15
Acidentais	1.2	1.0	1.0

Tabela 7 – Coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos
Aço estrutural

Tipo de resistência	
Resistência das secções transversais	$\gamma_{M0} = 1,00$
Resistência de elementos à encurvadura	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistência à rotura de secções em zonas com furos de ligação	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistência de parafusos, cavilhas, soldaduras e chapas ao esmagamento	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistência de ligações ao escorregamento no estado limite último	$\gamma_{M3} = 1,25$
Resistência de ligações ao escorregamento no estado limite de utilização	$\gamma_{M3,ser} = 1,10$
Resistência das juntas entre perfis tubulares em vigas trianguladas	$\gamma_{M5} = 1,10$
Resistência das cavilhas no estado limite de utilização	$\gamma_{M6,ser} = 1,00$
Pré-esforço dos parafusos de alta resistência	$\gamma_{M7} = 1,10$

6.1.1 Elementos em Betão armado

O dimensionamento das armaduras dos elementos de betão armado foi realizado usando as seguintes expressões.

Flexão composta

$$\begin{cases} v = \frac{N_{sd}}{h_x h_y f_{cd}} \\ \mu_x = \frac{N_{sd}}{h_y h_x^2 f_{cd}} \end{cases} \Rightarrow \omega_{tot} \Rightarrow A_s = \omega_{tot} h_y h_x f_{cd} / f_{syd}$$

Esforço transversal

Na verificação de segurança ao esforço transversal utilizar-se-ão as seguintes expressões do Eurocódigo 2:

Valor de cálculo do esforço transversal resistente de um elemento sem armadura de esforço transversal:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{aligned} &[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \\ &(0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \end{aligned} \right.$$

Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yw} d \cot \theta$$

Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \tan \theta)$$

6.1.2 Elementos Metálicos

Tal como se referiu anteriormente a verificação de segurança dos diversos elementos estruturais metálicos foi realizada de acordo com o estabelecido no Eurocódigo 3: "Projecto de estruturas de aço". As expressões a empregar foram as que se enumeram abaixo.

Expressões para a Verificação da Resistência da Secção Transversal:

Compressão e Tração (EC3 – 6.2.3/4)

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$$

Com:

A – área bruta;

f_y – tensão de cedência;

Flexão (EC3 – 6.2.5)

$$M_{Rd} = W f_y / \gamma_{M1}$$

Com:

$W = W_{pl}$ (módulo de flexão plástico) para seções da classe 1 e 2;

$W = W_{el}$ (módulo de flexão elástico) para seções da classe 3;

$W = W_{eff}$ (módulo de flexão elástico efetivo) para seções da classe 4;

Esforço transversal (EC3 – 6.2.6)

$$V_{pL.Rd} = A_v \times (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

Com:

A_v – área de corte.

Flexão desviada composta (EC3 – 6.2.9 (6))

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{N.y.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{N.z.Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Expressões para a Verificação da Resistência à Encurvadura:

Encurvadura Lateral (EC3 – 6.3.1.1)

$$N_{b.Rd} = \chi \cdot A f_y / \gamma_{M1}$$

Com:

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{1/2}}$$

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}}$$

Encurvadura lateral por flexão-torção (EC3 – 6.3.1.3)

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot W f_y / \gamma_{M1}$$

Com:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{1/2}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} é o momento elástico crítico para encurvadura lateral

α_{LT} um fator de imperfeição

Flexão composta com compressão (EC3 – 6.3.3)

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

6.1.3 Ligações

Para o dimensionamento das ligações entre peças da estrutura metálica respeitou-se o conjunto de prescrições estipuladas no articulado da norma NP EN 1993-1-8. As ligações entre elementos metálicos e de betão armado serão feitas com recurso a chumbadouros e inseridos nos volumes de betão por ocasião da sua betonagem. A segurança foi verificada em conformidade com o as prescrições do Eurocódigo 2.

A verificação das cláusulas regulamentares foi lograda com o uso de folhas de cálculo desenvolvidas internamente ou com o emprego programa computacional IDEA StatiCa versão 24.

6.1.4 Elementos Mistos

Seguiu-se o articulado do Eurocódigo 4 (EN 1994-1-1:2004), para o estabelecimento das condições de Segurança Estrutural no contexto da abordagem dos Estados Limite Últimos. O cumprimento destas condições garante que os elementos estruturais dimensionados são resistentes e estáveis uma vez submetidos aos efeitos das ações de projeto, devidamente combinadas de acordo com os Eurocódigos compatíveis.

Não obstante a análise global ter sido elástica (ou fisicamente linear), na verificação da segurança não deixaram de ser consideradas as capacidades resistentes plásticas (à flexão) dos elementos. Isto acontece porque todos os membros componentes dos elementos demonstram estabilidade local e capacidade de rotação suficiente para o efeito (classes 1 ou 2).

As fórmulas de interação de esforços completam o conjunto de verificações que, em conjunto, garantem a resistência e a estabilidade da estrutura.

Os requisitos de segurança para a verificação em relação aos estados limites últimos de resistência (STR) de secções transversais de vigas mistas são os expostos na EN 1994-1-1, nos seus artigos 6.2 e 6.3.

A verificação destas condições regulamentares foi feita analiticamente, com recurso a folhas de cálculo em Microsoft Excel.

6.1.5 Fadiga

Para a avaliação da resistência à fadiga dos elementos estruturais e das ligações entre eles, utilizou-se a metodologia exposta na parte 1-9 “Fadiga” do Eurocódigo 3: “Projeto de Estruturas de Aço”. Para esta análise utilizou-se o “método do tempo de vida garantido”, que considera não existirem inspeções regulares relativamente ao dano por fadiga do material durante o tempo de vida útil da estrutura. Em consequência da utilização deste método e de se terem classificado as consequências da rotura como importantes, a resistência à fadiga é afetada pelo coeficiente parcial $\gamma_{Mf}=1.35$, e adota-se um coeficiente de segurança parcial $\gamma_{Ff}=1.0$.

A verificação à fadiga, em situações típicas de pontes ferroviárias em linhas principais, utiliza o modelo de carga LM71 da norma NP EN 1991-2 para representar o tráfego ferroviário normal. Nesse contexto, é possível utilizar o modelo simplificado definido na norma NP EN 1993-2 onde é realizada uma comparação direta com as categorias de detalhes definidas para o mesmo número de ciclos na norma NP EN 1993-1-9. Contudo, considerando que o viaduto é dimensionado para o modelo de carga específico estabelecido pelo Metropolitano de Lisboa, o método simplificado não é aplicável. Nesse caso, é necessário utilizar o método de dano acumulado (regra de Palmgren-Miner) descrito na norma NP EN 1993-1-9 para o material circulante em questão, mais precisamente para um veículo composto por duas unidades triplas (MRM-MRM), conforme definido anteriormente. A verificação de segurança à fadiga por este método é realizada através da acumulação linear de danos, seguindo a seguinte inequação:

$$D_d = \sum_{i=1}^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \leq 1$$

Onde,

n_{Ei} – Representa o número de ciclos associados ao intervalo de tensões

N_{Ri} – A duração à fadiga (em ciclos) obtida a partir da curva ponderada

O valor de N_{Ri} deve ser determinado segundo a formulação do Eurocódigo, onde pelo gráfico apresentado na figura seguinte, com o valor da variação de tensão máxima e a curva ponderada correspondente à tensão do pormenor a considerar se determina a duração à fadiga (em ciclos).

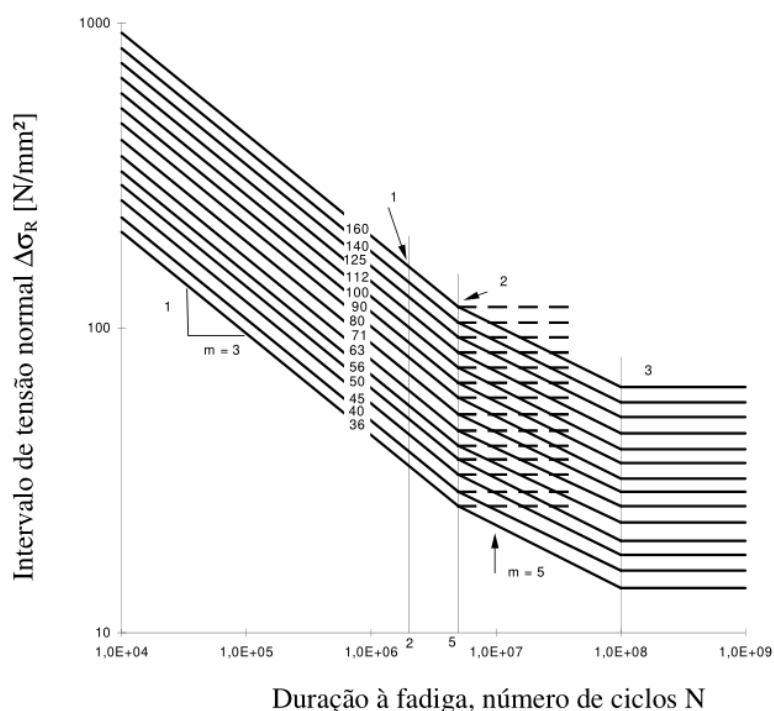


Figura 16 – Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões normais

O valor do cálculo da amplitude de tensão nominal é determinado do seguinte modo:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Delta\sigma(\gamma_{Ff} Q_k)$$

Onde,

$\lambda \Delta\sigma(\gamma_{Ff} Q_k)$ – Intervalo de tensões resultantes do carregamento de fadiga

λ – Fatores de dano equivalente

Considerando 3 situações de carregamento distintas, nomeadamente 1 comboio na via 1 ($D_{via 1}$), 1 comboio na via 2 ($D_{via 2}$) e 1 comboio em cada via ($D_{via 1+2}$), o dano é calculado individualmente para cada pormenor específico de fadiga. Com base nos dados disponíveis na memória descritiva do concurso, o valor de n_{Ei} é de 5×10^6 para os casos em que há apenas um comboio no viaduto (via 1 ou 2), e de 1.4×10^6 para o caso em que há um comboio em cada via.

6.2 Estados limite de utilização

Os estados limites de utilização dizem respeito ao desempenho da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, tendo em conta o conforto das pessoas ou a aparência da construção. Os seguintes estados limites de utilização são especialmente relevantes para esta obra:

Estados limites de fendilhação e de limitação de tensões

Estados limites de deformações estruturais

Estados limites de vibração

6.2.1 Estados limite de fendilhação e limitação de tensões

6.2.1.1 Estruturas de betão armado

Os estados limite de limitação de tensões e de fendilhação a considerar para os elementos em betão armado são definidos na NP EN 1992-1-1 e na NP EN 1992-2:

Combinação característica – betão	$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck}$
Combinação quase-permanente – betão	$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$
Combinação característica (cargas aplicadas) – armadura	$\sigma_s \leq 0.80 f_{yk}$
Combinação característica (deformações impostas) – armadura	$\sigma_s \leq 1.00 f_{yk}$
Combinação característica – pré-esforço	$\sigma_s \leq 0.75 f_{yk}$
Combinação quase-permanente (betão armado) – abertura de fendas	$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$
Combinação frequente (betão pré-esforçado) – abertura de fendas	descompressão

6.2.1.2 Estruturas metálicas

Os estados limites de limitação de tensões são prescritos na norma NP EN 1993-2 para a combinação característica:

Tensões Normais	$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$
Tensões Tangenciais	$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M,ser}}$
Tensões Von-Mises	$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$

6.2.2 Estado limite de deformação

Os critérios de verificação da segurança em relação aos estados limites de deformação são estabelecidos no Anexo A2 da norma EN 1990 e na norma NP EN 1991-2.

Distorção do tabuleiro:

A figura seguinte apresenta a definição da distorção do tabuleiro definida na norma.

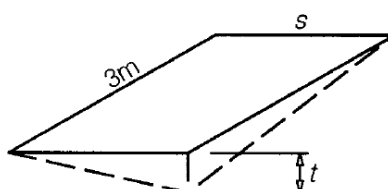


Figura 11 – Definição da distorção do tabuleiro (EN 1990 – Annex A2)

A mesma norma define que o limite para o valor de t para a carga do comboio, multiplicada pelo coeficiente dinâmico, é de 4.50mm (considerando uma velocidade inferior a 120km/h). O valor

limite t passa para 7.50mm quando se considera a carga permanente associada à carga do comboio.

Deformações verticais do tabuleiro:

Segurança ferroviária (Q)	$\delta v \leq L/600$
Conforto de passageiros (Q. Φ)	$\delta v \leq L/725$
Entre o tabuleiro e o encontro (Q)	$\delta v \leq 3 \text{ mm}$ (velocidades inferiores a 160km/h)

Com,

Q – carga característica do comboio

Φ – coeficiente dinâmico

Deslocamentos longitudinais ao nível do Carril:

Arranque e Frenagem (Q_{lak} ou Q_{lbk})	$\delta_B \leq 30\text{mm}$ (sem juntas no balastro)
Carga vertical do comboio (Q)	$\delta_H \leq 8\text{mm}$

De acordo com a EN 1990, para linhas com velocidades inferiores a 120 km/h, o limite para a máxima variação do raio de curvatura em planta do tabuleiro, devido à carga do comboio multiplicada pelo coeficiente dinâmico, é de r_1 , que corresponde a 1700 m. Quanto à máxima variação angular em planta do tabuleiro, a norma estabelece que o valor máximo é $\propto 1$, que corresponde a 0.0035.

6.2.3 Estado limite de vibração

A segurança em relação aos estados limites de vibração foi verificada de acordo com os critérios estabelecidos na norma NP EN 1991-2 e no Anexo A2 da EN 1990.

Nestas normas, estabelecem-se limites máximos para a aceleração vertical ($a_{\max}=5\text{m/s}^2$) em pontes com balastro, com o objetivo de garantir a segurança do tráfego ferroviário. Esse critério é verificado com recurso a uma análise dinâmica. No entanto, devido à velocidade de projeto inferior a 200km/h e à configuração contínua do viaduto com múltiplos vãos, a análise dinâmica não é necessária. Nesse caso, importa verificar se a frequência do primeiro modo de vibração n_0 na direção vertical também está dentro dos limites estabelecidos para dispensar a análise dinâmica.

$$n_{0,\min} = \begin{cases} 80/L, & 4\text{m} \leq L \leq 20\text{m} \\ 23.58L^{-0.592}, & 20\text{m} \leq L \leq 100\text{m} \end{cases}$$

$$n_{0,\max} = 94.76L^{-0.748}$$

7 ANÁLISE ESTRUTURAL - MODELOS DE CÁLCULO

Os esforços, tensões e deformações dos diferentes elementos estruturais, tanto para as verificações de estados limite últimos como para os estados limite de serviço, foram obtidos através da utilização de modelos de cálculo representativos da estrutura. Para tal, foram usados programas de cálculo automático, neste caso o SAP2000 v23 da Computers and Structures e o

Robot 2020 da Autodesk, nos quais os resultados podem ser apresentados em formato numérico ou gráfico. A estrutura do viaduto foi simulada através de um modelo de cálculo tridimensional representativo da totalidade da estrutura, formado por elementos finitos lineares (barras) e elementos finitos planos (*shell*). Os esforços determinantes foram obtidos considerando as combinações de ações mais desfavoráveis.

7.1 Modelo Global

Para a modelação global da estrutura do viaduto recorreu-se ao Software SAP2000 v25, onde todos os elementos lineares que compõem a estrutura do viaduto foram simulados recorrendo a elementos finitos de barra coincidentes com os seus eixos estruturais. A estes elementos atribuíram-se as suas características mecânicas.

A laje do tabuleiro foi simulada utilizando elementos finitos planos do tipo *Shell*, enquanto na modelação das carlingas e longarinas utilizaram-se elementos de barra, do tipo *frame*. Para reproduzir o comportamento misto desses elementos, os eixos dos elementos de área e lineares foram alinhados, com os elementos metálicos posicionados na parte inferior e a laje na parte superior em relação ao eixo, com o objetivo de obter um comportamento misto com conexão total.

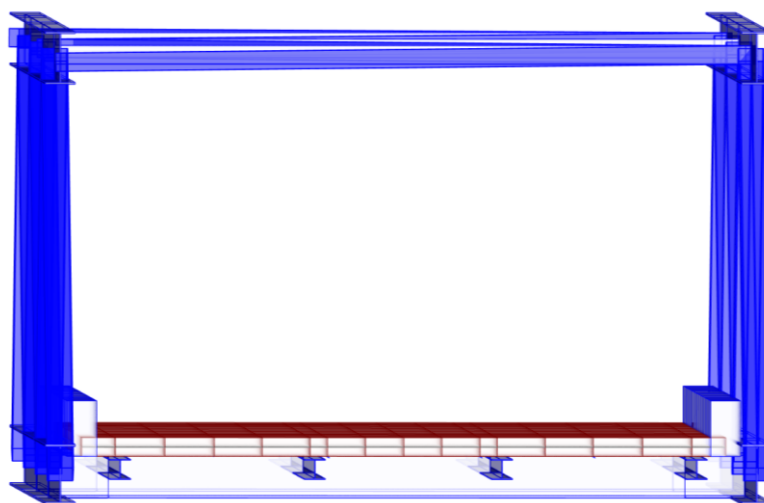


Figura 17 – Vista transversal do modelo de cálculo – Posição da laje em relação às carlingas e longarinas

Com o intuito de ter em consideração o funcionamento misto do tabuleiro, para além das posições altimétricas adotadas nos elementos (lajes e vigas), foi efetuada uma redução na rigidez da laje em cada direção. Assim, nas zonas tracionadas, foi considerada apenas a rigidez das armaduras (correspondentes às zonas de momentos negativos nas vigas mistas), enquanto nas zonas comprimidas foi considerada a rigidez da seção bruta ou fendilhada, nos casos em que ocorre flexão, tendo-se também em conta os efeitos de fluência nesta formulação.

As fundações dos pilares são indiretas através de maciços de betão apoiados em estacas, que são definidos e analisados no Projeto das fundações, não são incluídos neste documento. No entanto simularam-se as características de deformabilidade das fundações através de molas de translação e de rotação, com a rigidez correspondente à geometria maciço e propriedades do solo de fundação fornecidos pela JetSJ.

Os aparelhos de apoio foram simulados por elementos do tipo *Link* com as libertações necessárias para simular os dispositivos considerados no projeto.

Apresenta-se, em seguida, um conjunto de imagens ilustrativas do modelo de cálculo utilizado.

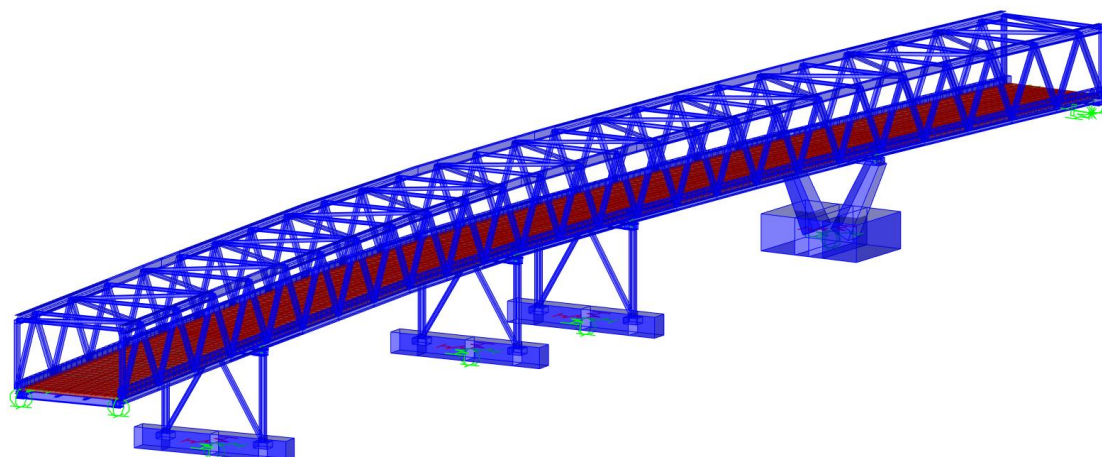


Figura 18 – Modelo tridimensional de cálculo – Vista global 1.

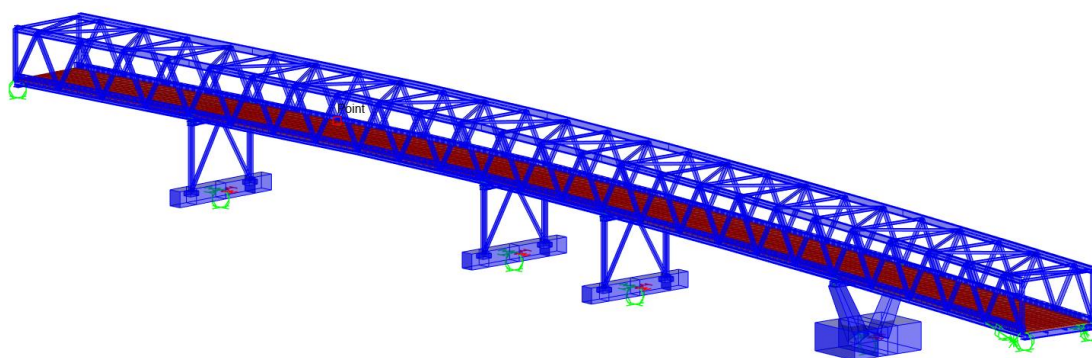


Figura 19 – Modelo tridimensional de cálculo – Vista global 2.

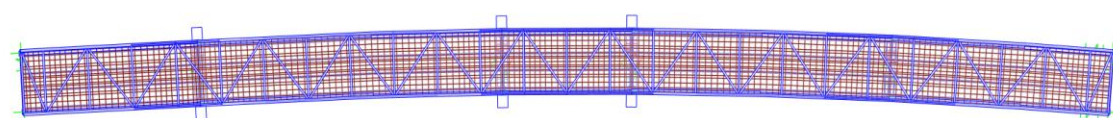


Figura 20 – Modelo tridimensional de cálculo – Vista em planta.

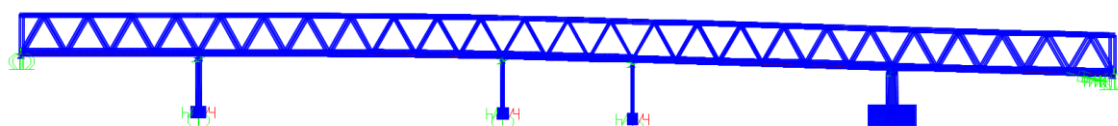


Figura 21 – Modelo tridimensional de cálculo – Vista em alçado.

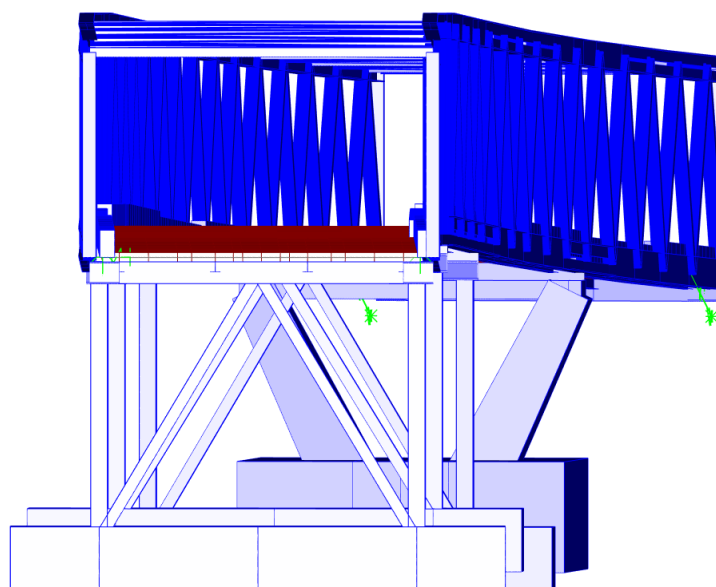


Figura 22 – Modelo tridimensional de cálculo – Vista transversal.

7.1.1 Modificações para a Análise Sísmica

No que diz respeito à rigidez dos elementos em betão armado, de acordo com a EN 1998-2, é definida uma redução de 25% na rigidez da laje em relação à rigidez da secção bruta. Quanto ao pilar P5, a sua rigidez efetiva para a análise dinâmica da estrutura foi determinada utilizando a metodologia descrita no anexo C da mesma norma, onde a rigidez efetiva é calculada da seguinte forma:

$$E_c J_{eff} = v M_{rd} / \Phi_y$$

Onde,

v é o coeficiente corretivo que reflete o efeito do aumento de rigidez devido à parte não fendilhada do elemento e toma o valor 1.20.

Φ_y é a curvatura na cedência

M_{rd} é o momento resistente da secção

A quantificação da ação sísmica, tanto na direção transversal quanto na direção vertical, e a avaliação de seus efeitos foram realizadas por meio de uma análise modal utilizando espectros de resposta no modelo de cálculo global. Quanto à definição dos espectros de resposta usados, é a descrita no capítulo das ações de acordo com NP EN 1998-1. As massas foram automaticamente quantificadas pelo programa de cálculo utilizado, tendo por base o peso próprio dos elementos estruturais e as cargas verticais aplicadas à estrutura.

Na direção longitudinal a reposta da estrutura é não-linear, devido ao comportamento viscoso dos amortecedores instalados no encontro nascente. A lei de comportamento dos amortecedores é dada pela relação: $F = C v^\alpha$, com $\alpha < 1$. Esta expressão traduz um comportamento não linear, pelo que o cálculo da resposta sísmica terá de ser realizado recorrendo a análises não lineares no

domínio do tempo. Para a realização deste tipo de análises é necessário dispor de séries de acelerações (acelerogramas) compatíveis com os espectros de resposta regulamentares a considerar na análise.

Para cumprir o estipulado no Eurocódigo 8, foram considerados 10 acelerogramas, sendo a resposta obtida através da média dos valores máximos resultantes para cada sinal.

Nesta análise foram só considerados os espectros correspondentes aos terrenos tipo A (Rocha).

Para cada um dos espectros de resposta considerados para o solo A (ação tipo 1 e ação tipo 2), foram gerados 10 sinais compatíveis com os respetivos espectros elásticos, num total de 20 sinais: 10 para a ação tipo 1 e 10 para a ação tipo 2.

Os sinais foram gerados a partir de sinais reais, obtidos na base de dados do PEER¹. Na tabela seguinte são identificados os sinais originais usados.

Nas figuras seguintes apresentam-se os espectros de resposta obtidos para cada sinal, assim como o respetivo espectro médio. É possível observar a boa concordância entre os espectros de resposta elásticos dos sinais gerados e os espectros de resposta alvo.

Na geração dos sinais compatíveis com os espectros foi utilizado o software “SeismoMatch 2024”.

Tabela 8 – Sismos originais (Fonte: PEER Ground Motion Database)

Sismo	Data	Estação	Duração (s)
Chi-Chi (Taiwan)	September 20, 1999	TCU045	52,79
Friuli (Italy)	May 06, 1976	TOLMEZZO (000)	36,33
Hollister (USA)	April 09, 1961	USGS STATION 1028	39,94
Imperial Valley (USA)	October 15, 1979	USGS STATION 5115	39,49
Kobe (Japan)	January 16, 1995	KAKOGAWA(CUE90)	40,91
Kocaeli (Turkey)	August 17, 1999	YARIMCA(KOERI330)	34,97
Landers (USA)	June 28, 1992	000 SCE STATION 24	48,10
Loma Prieta (USA)	October 18, 1989	090 CDMG STATION 47381	39,91
Northridge (USA)	January 17, 1994	090 CDMG STATION 24278	39,89
Trinidad (USA)	August 24, 1983	090 CDMG STATION 1498	21,41

¹ PEER Ground Motion Database: <https://ngawest2.berkeley.edu/>

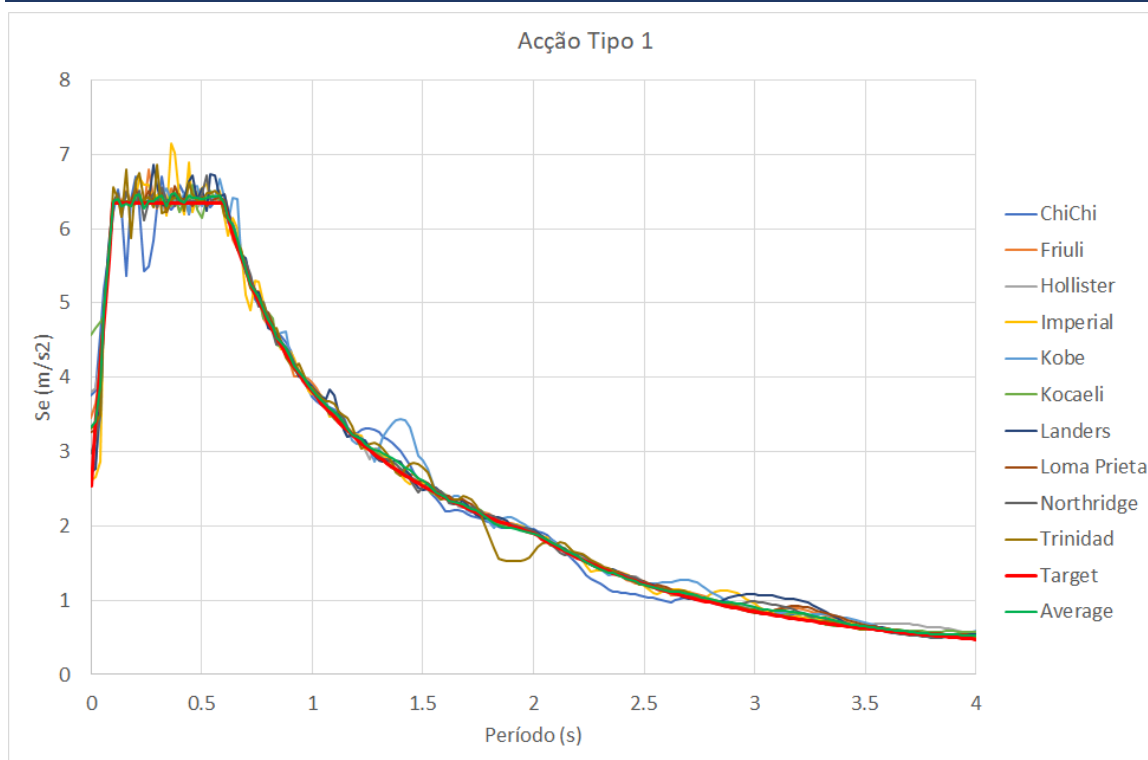


Figura 23 – Espectros de Resposta Elásticos para a ação do tipo 1 – Solo A (5% amortecimento).

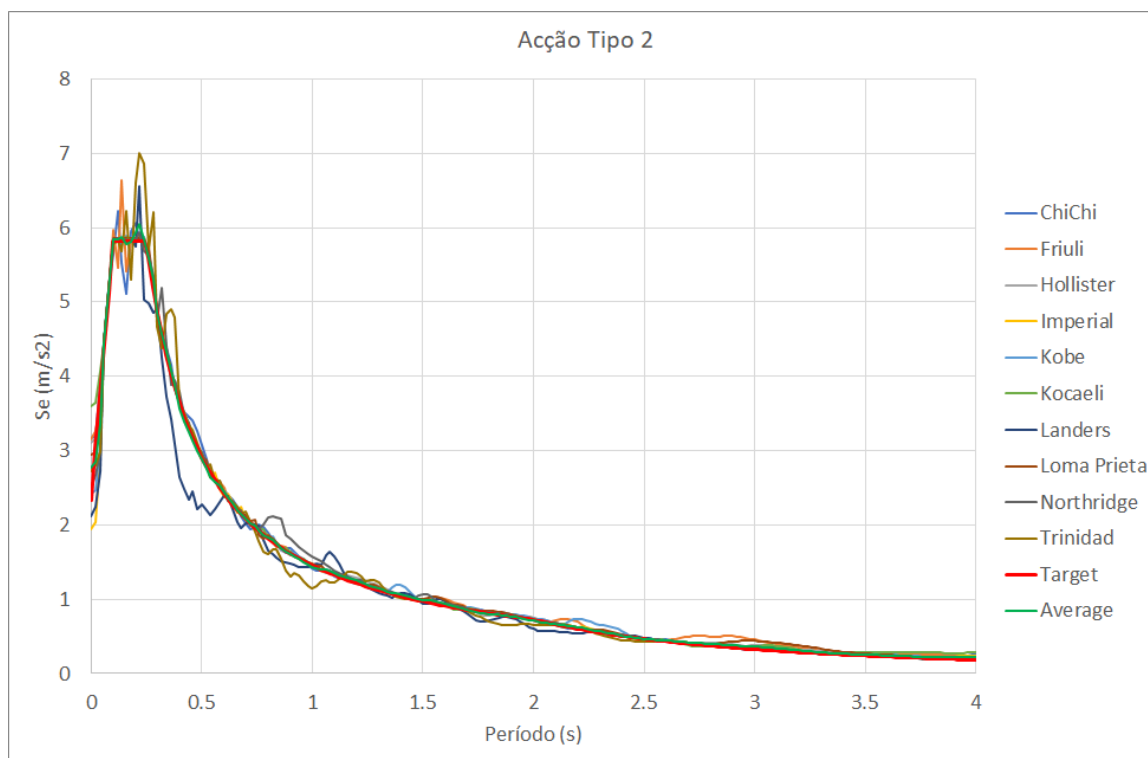


Figura 24 – Espectros de Resposta Elásticos para a ação do tipo 2 – Solo A (5% amortecimento).

Registo e Controlo de Alterações

Revisão	Data	Descrição
0	2024-10-03	Emissão inicial