



Instituto Superior de  
**Engenharia** do Porto

# Avaliação do comportamento e reforço da Ponte de Maçainhas sob a ação do tráfego ferroviário

Diogo Emanuel Correia Marques

Dissertação apresentada ao Instituto Superior de Engenharia do Porto

para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil

Orientador: Professor Doutor Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro

Co-Orientador: Doutor Bruno José Afonso Costa

Outubro de 2015







# ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL.....	iii
RESUMO .....	v
ABSTRACT .....	vii
AGRADECIMENTOS.....	ix
ÍNDICE DE TEXTO .....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xv
ÍNDICE DE QUADROS.....	xxi
1 INTRUDUÇÃO .....	1.1
2 ASPETOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS.....	2.1
3 CASO DE ESTUDO: PONTE FERROVIÁRIA DE MAÇAÍNHAS.....	3.1
4 ESTUDO DO REFORÇO DA PONTE DE MAÇAÍNHAS .....	4.1
5 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE MAÇAÍNHAS ANTES E APÓS O REFORÇO.....	5.1
6 CONCLUSÕES .....	6.1
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	1
ANEXO I .....	1
ANEXO II .....	1



## RESUMO

A presente dissertação tem como principal objetivo a avaliação do estado de conservação de uma ponte ferroviária metálica centenária para posteriormente se efetuar o reforço desta. O objeto de estudo foi a Ponte de Maçaínhas, uma ponte metálica treliçada que se situa na linha da Beira Baixa permitindo a ligação entre a Guarda e a Covilhã.

Este trabalho envolveu um estudo profundo de vários conteúdos normativos relativos a ações em pontes ferroviárias e ações ambientais. Este estudo estende-se ainda ao campo das verificações regulamentares e critérios de segurança estrutural adequadas ao presente contexto.

A operação de reforço começou numa rigorosa análise dos componentes estruturais da ponte, através do estudo de plantas e de um extenso registo fotográfico, para posteriormente se conceber um modelo numérico que traduzisse a situação real. Ao modelo concebido foram aplicadas as cargas regulamentares adequadas por forma a entender o comportamento que a ponte apresenta perante estas e se as suas secções transversais apresentam capacidade resistente suficiente. Caso estas não apresentem capacidade resistente suficiente teriam de ser intervencionadas.

Concluído o processo de avaliação estrutural e de reforço, procedeu-se à verificação do comportamento da estrutura reforçada perante as ações de projeto. Com isto pretende-se avaliar se os esforços se distribuem da mesma maneira ou se a operação de reforço teve algum efeito na distribuição destes.

Por último, para avaliar o comportamento da estrutura perante a passagem de tráfego real, realizaram-se análises dinâmicas que tiveram por base um grupo de veículos que habitualmente circulam na linha da Beira Baixa e um comboio de alta velocidade. Estas análises foram realizadas tanto para a situação pré reforço como pós reforço. Desta forma conseguiu-se fazer um paralelo entre ambas as condições e perceber se a operação de reforço foi bem-sucedida.

Palavras-chave: Ponte de Maçaínhas; Reforço; Análise Dinâmica; Comboio; Ferrovia



## **ABSTRACT**

This thesis aims to assess the condition of a century-old metal railway bridge and its strengthening. The study object was the Maçainhas Bridge, a truss metal bridge that is located in the railway of Beira Baixa allowing the connection between Guarda and Covilhã.

This paper involved a thorough study of various normative contents relating to actions in railway bridges and environmental actions. This study also extends to the field of regulatory verifications and structural safety criteria appropriate to this context.

The reinforcement process began with a rigorous analysis of the structural components of the bridge, through the study of blueprints and an extensive photographic record, to develop a numeric model capable of recreate the real structure. To the conceived model were applied the appropriate regulatory loads in order to understand the behavior that the bridge presents towards these and if the belonging sections present enough bearing capacity. Those how didn't present enough bearing capacity would be intervened.

Once the structural and reinforcement procedure was completed, an evaluation it was carried out to understand the behavior of the reinforced bridge to the loads considered in the reinforcement procedure. This evaluation was intended to understand how the forces are distributed in the same way or if the reinforcement procedure changed their distribution.

Finally, to evaluate the behavior of the structure towards the circulation of real traffic, there were conducted dynamic analyzes based on a group of vehicles that usually circulate in the railway of Beira Baixa and a high-speed train. These analyzes were performed for both the original and the reinforced condition. With this it was possible to draw a parallel between the two conditions and to realize if the strengthening operation was successful.

Keywords: Maçainhas Bridge; Strengthening; Dynamic analysis; Train; Railroad



## AGRADECIMENTOS

Com a conclusão deste trabalho, gostava de deixar umas palavras de agradecimento a todas as pessoas que contribuíram para a realização deste e para aqueles que me acompanharam durante todos estes anos de estudo.

- Professor Diogo Ribeiro, gostava de agradecer principalmente por ter aceitado este desafio e me ter tutelado durante todo este processo. Aproveito ainda para agradecer por todo o conhecimento que me transmitiu e por todo o material fornecido;
- Engenheiro Bruno Costa, obrigado por toda a ajuda que me prestou durante a realização deste trabalho. Você foi incansável durante todo este processo e a realização, e qualidade, deste documento deve-se muito a si;
- Ao meu colega Marcelo Magalhães, obrigado pela ajuda que me prestou na realização das análises dinâmicas. Sem a tua ajuda não tinha conseguido atingir este objetivo.
- A todos os meus colegas de curso, gostava de deixar o meu muito obrigado por todos os momentos que passamos juntos. Obrigado por contribuírem, de forma positiva, para a pessoa que sou hoje;
- A ti Filipa Martins, obrigado por todo o companheirismo, incentivo e ajuda durante a realização desta dissertação;
- Aos meus pais, por todos os anos em que se colocaram em segundo lugar só para que eu pudesse realizar um sonho. Estas e outras atitudes de bondade moldaram a pessoa que sou hoje e estarão para sempre comigo. Muito obrigado por tudo. Desculpem os momentos em que estive mais ausente e aborrecido, espero conseguir compensar-vos.

A todos o meu muito obrigado.



## ÍNDICE DE TEXTO

1	INTRUDUÇÃO .....	1.1
1.1.	ENQUADRAMENTO.....	1.1
1.2.	CASOS DE ESTUDOS ANTERIORES.....	1.3
1.3.	OBJETIVOS E CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO.....	1.13
2	ASPETOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS.....	2.1
2.1	INTRODUÇÃO.....	2.1
2.2	AÇÕES VERTICAIS DE TRÁFEGO .....	2.2
2.2.1	Efeitos estáticos.....	2.2
2.2.1.1	Modelo de carga LM71 .....	2.2
2.2.1.2	Modelos de carga SW/0 e SW/2 .....	2.3
2.2.2	Efeitos dinâmicos.....	2.4
2.2.2.1	Fator dinâmico $\Phi$ .....	2.5
2.2.2.2	Verificação da necessidade de realização de uma análise dinâmica .....	2.6
2.3	METODOLOGIA DE ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO .....	2.12
2.3.1	Formulação de cargas móveis .....	2.12
2.3.2	O programa <i>Dyn Robot Analysis</i> (DRA).....	2.13
2.3.2.1	Fase de pré-processamento.....	2.13
2.3.2.2	Fase de cálculo .....	2.15
2.3.2.3	Fase de Pós-processamento.....	2.17
2.3.2.4	Melhoramentos implementados no programa.....	2.17
2.4	AÇÕES HORIZONTAIS DE TRÁFEGO .....	2.18

2.4.1	Forças de lacete.....	2.18
2.4.2	Forças de arranque e frenagem .....	2.18
2.5	AÇÕES AMBIENTAIS.....	2.19
2.5.1	Ação do vento.....	2.19
2.5.2	Temperatura.....	2.21
2.5.3	Ação Sísmica .....	2.22
2.6	DISPOSIÇÃO, GRUPOS E COMBINAÇÕES DE AÇÕES .....	2.26
2.7	VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA.....	2.28
2.7.1	Critérios gerais.....	2.28
2.7.2	Critérios relativos à segurança estrutural .....	2.28
2.7.3	Critérios relativos à segurança da via.....	2.31
2.7.3.1	Estados limites de deformação e vibração especificados na EN1990 Annex A2 (2005)	2.31
2.7.4	Critérios relativos ao conforto dos passageiros .....	2.32
3	CASO DE ESTUDO: PONTE FERROVIÁRIA DE MAÇAÍNHAS.....	3.1
3.1	LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DA PONTE .....	3.1
3.2	HISTORIAL DA PONTE E DA LINHA FERROVIÁRIA DA BEIRA BAIXA .....	3.6
3.3	CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E GEOMÉTRICA .....	3.6
3.3.1	Tabuleiro.....	3.7
3.3.1.1	Cordas.....	3.9
3.3.1.2	Diagonais.....	3.11
3.3.1.3	Montantes.....	3.12
3.3.1.4	Longarinas .....	3.14
3.3.1.5	Carlingas .....	3.14
3.3.1.6	Contraventamentos e Travessas.....	3.15
3.3.2	Aparelhos de apoio, pilares e fundações .....	3.17

4	ESTUDO DO REFORÇO DA PONTE DE MAÇAINHAS .....	4.1
4.1	MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE .....	4.1
4.1.1	Descrição do Modelo e da Estratégia de Modelação Adotada (Pré e Pós-Reforço) 4.1	
4.1.2	Quantificação de ações .....	4.4
4.1.2.1	Quantificação das cargas permanentes e da ação sísmica .....	4.5
4.1.2.2	Quantificação da ação do vento.....	4.11
4.1.2.3	Quantificação da ação da temperatura .....	4.13
4.1.2.4	Simulação dos comboios LM71 e SW/0 .....	4.13
4.2	REFORÇO DA PONTE DE MAÇAINHAS .....	4.15
4.2.1	GRUPOS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS .....	4.15
4.2.1.1	Dimensionamento do Reforço da Ponte de Maçainhas: elementos das vigas treliça e contraventamentos .....	4.17
4.2.2	Dimensionamento do reforço da Ponte de Maçainhas: carlingas e longarinas.	4.34
4.2.3	Representação gráfica da ponte de maçainhas reforçada.....	4.37
4.3	COMPARAÇÃO PRÉ - PÓS REFORÇO .....	4.38
4.3.1	Variações da massa e da rigidez .....	4.39
4.3.2	Variação das frequências naturais da estrutura.....	4.40
4.4	ANÁLISE PÓS-REFORÇO .....	4.44
5	AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE MAÇAINHAS ANTES E APÓS O REFORÇO.....	5.1
5.1	INTRODUÇÃO .....	5.1
5.2	ANÁLISES DINÂMICAS.....	5.2
5.2.1	Influência do ponto de controlo da resposta .....	5.3
5.2.1.1	Registos temporais.....	5.3
5.2.1.2	Envolventes .....	5.6

5.2.2	Influência do tipo de comboio.....	5.7
5.2.2.1	Registos temporais.....	5.7
5.2.2.2	Envolventes .....	5.10
5.2.3	Influência do elemento estrutural.....	5.21
5.2.4	Efeito da localização da secção .....	5.24
6	CONCLUSÕES .....	6.1
6.1	CONCLUSÕES GERAIS.....	6.1
6.2	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	6.4

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Ponte do Vale Tautendorf, Berlim.....	1.5
Figura 1.2 - Estrutura conjunta: Solução inicial + Solução pré-esforçada.....	1.5
Figura 1.3 - Ponte de Hsi-Lo .....	1.6
Figura 1.4 - Efeito da erosão na ponte.....	1.7
Figura 1.5 - Estrutura de suporte temporária da superestrutura .....	1.7
Figura 1.6 - Aspeto pós-reabilitação da Ponte Hsi-Lo .....	1.8
Figura 1.7 - Vista geral da ponte em estudo .....	1.9
Figura 1.8 - Vista geral da ponte Luiz I .....	1.10
Figura 1.9 - Vista geral da ponte do Pinhão .....	1.12
Figura 2.1 - Modelo de cargas LM71.....	2.3
Figura 2.2 - Modelos de cargas SW/0 e SW/2.....	2.4
Figura 2.3- Fluxograma para a determinação da necessidade de realização de uma análise dinâmica (adaptado de EN1991-2 (2003)).....	2.6
Figura 2.4 - Limites da frequência natural da ponte $n_0$ (Hz) em função do vão L (m) (adaptado de EN1991-2 (2003)) .....	2.7
Figura 2.5 - Esquema de cargas dos comboios considerados nas análises dinâmicas: a) Urbano; b) Regional; c) Intercidades; d) Mercadorias; e) Alfa-Pendular.....	2.9
Figura 2.6 - Variação da força nodal no nó $i$ devida à passagem da carga rolante $P_k$ (Ribeiro, 2004) .....	2.13
Figura 2.7 - Interface gráfico principal do programa DRA.....	2.14
Figura 2.8 - Interface gráfico secundário do programa DRA.....	2.14
Figura 2.9 - Exemplo de caso de carga estático .....	2.15
Figura 2.10 - Exemplo de ficheiro .thf .....	2.16

Figura 2.11 - Interface gráfico das análises <i>Time History</i> .....	2.16
Figura 2.12 - Novo trecho de código .....	2.17
Figura 2.13 - Gráfico da representação do coeficiente de exposição $C_e(z)$ .....	2.20
Figura 2.14 - Forma do espectro de resposta elástica .....	2.23
Figura 2.15 - Deslocamento máximo permitido para pontes com 3 ou mais vãos simplesmente apoiados para a aceleração de $1 \text{ m/s}^2$ .....	2.33
Figura 3.1- Vista de satélite da Ponte de Maçainhas (Fonte: google.maps.com) .....	3.1
Figura 3.2 - Vista geral da Ponte de Maçainhas .....	3.1
Figura 3.3 - Sistema de suporte dos carris e pormenor de ligação das longarinas com as carlingas .....	3.2
Figura 3.4 - Pormenor da ligação da carlinga à viga treliça.....	3.3
Figura 3.5 - Pormenores de ligações na viga treliça.....	3.3
Figura 3.6 - Contraventamentos horizontal inferior e vertical .....	3.4
Figura 3.7 - Contraventamento horizontal superior .....	3.4
Figura 3.8 - Vista geral de um tramo extremo da ponte onde se podem identificar os aparelhos de apoio .....	3.5
Figura 3.9 - Pormenor de um aparelho de apoio .....	3.5
Figura 3.10 - Tabuleiro da Ponte de Maçainhas: a) Alçado da ponte; b) Vista superior da ponte; c) Corte transversal tipo da ponte (REFER).....	3.8
Figura 3.11 - Configuração e dimensões da secção corrente da corda (mm).....	3.10
Figura 3.12 - Secções transversais das diagonais materializadas com perfis U da viga treliça (mm).....	3.11
Figura 3.13 - Alçado estrutural esquemático da viga treliça.....	3.11
Figura 3.14 (continuação) - Secções transversais dos montantes: a) corrente; b) zona do apoio sobre os pilares; c) zona do apoio sobre os encontros (mm) .....	3.13
Figura 3.15 - Secção transversal de uma longarina (mm) .....	3.14
Figura 3.16 - Secção transversal das carlingas (mm) .....	3.15

Figura 3.17 - Secção transversal dos contraventamentos horizontais, superior e inferior (mm)	3.16
Figura 3.18 - Secção transversal dos perfis dos contraventamentos verticais T 125x60 (mm)	3.16
Figura 3.19 - Secção transversal das travessas (mm)	3.16
Figura 3.20 - Vista de perfil e secção do: a) encontro Norte; b) encontro Sul; c) Pilar Norte; d) Pilar Sul (REFER)	3.18
Figura 4.1 - Efeito de um <i>Offset</i> numa secção de um montante (Antes e Depois)	4.2
Figura 4.2 - Características adotadas para o aço da ponte de Maçainhas	4.3
Figura 4.3 - Características do aço sem densidade adotado na modelação da Ponte de Maçainhas	4.7
Figura 4.4 - Cargas concentradas equivalentes ao peso da massa dos elementos com material sem densidade	4.7
Figura 4.5 - Modos de vibração para a situação pré reforço	4.8
Figura 4.6 - Espectro de resposta elástico do sismo do Tipo 1	4.10
Figura 4.7 - Espectro de resposta elástico do sismo do Tipo 2	4.10
Figura 4.8 - Forças do vento atuantes nos veículos transmitidas à estrutura (kN)	4.12
Figura 4.9 - Módulo de aplicação de cargas móveis do <i>software</i> de cálculo	4.14
Figura 4.10 - Um dos 22 modelos de carga que simulam o comboio LM71	4.14
Figura 4.11 - Grupos de contraventamentos horizontais superiores	4.15
Figura 4.12 - Grupos dos contraventamentos horizontais inferiores	4.16
Figura 4.13 - Grupos dos contraventamentos verticais	4.16
Figura 4.14 - Grupos das longarinas	4.16
Figura 4.15 - Grupos das carlingas	4.16
Figura 4.16 - Grupos dos montantes	4.16
Figura 4.17 - Grupos das travessas	4.17
Figura 4.18 - Secções reforçadas/substituídas das diagonais	4.30
Figura 4.19 - Secção reforçada dos montantes de secção corrente (Grupo 1, 2 e 3)	4.31
Figura 4.20 - Exemplo de reforço da secção de uma corda	4.32

Figura 4.21 - Secções substituídas dos contraventamentos horizontais superiores (Grupo 1, 2 e 3) .....	4.32
Figura 4.22 - Secções reforçadas/substituídas dos contraventamentos horizontais inferiores (Grupo 1, 2 e 3) .....	4.33
Figura 4.23 - Secções reforçadas/substituídas dos contraventamentos verticais (Grupo 1 e 2) .....	4.33
Figura 4.24 - Secções reforçadas das chapas e travamento (Grupo 1 e 2) .....	4.33
Figura 4.25 - Secção reforçada das travessas (Grupo 1) .....	4.34
Figura 4.26 - Perfis de substituição das carlingas (Grupos 1, 2 e 3).....	4.36
Figura 4.27 - Perfis de substituição das longarinas (Grupos 1, 2 e 3) .....	4.37
Figura 4.28 - Reforço e substituição de elementos nas vigas treliça .....	4.37
Figura 4.29 - Reforço e substituição dos contraventamentos verticais e das chapas de travamento .....	4.38
Figura 4.30 - Reforço e substituição dos contraventamentos horizontais inferiores e travessas .....	4.38
Figura 4.31 (continuação) - Modos de vibração para a situação pós reforço.....	4.41
Figura 4.32 - Variação das frequências da estrutura entre a situação pré e pós reforço .....	4.42
Figura 5.1 - Identificação dos nós em estudo .....	5.3
Figura 5.2 - Registo de deslocamentos para a passagem do comboio Alfa-Pendular a 100 km/h para diferentes nós da corda inferior da ponte: a) Antes do reforço; b) Após o reforço... ..	5.4
Figura 5.3 - Valores máximos das acelerações, em função da velocidade, para a passagem do comboio Alfa-Pendular: a) Antes do reforço; b) Após o reforço .....	5.6
Figura 5.4 - Registo de deslocamentos do nó 79 para a passagem dos comboios alfa-pendular, intercidades e mercadorias à velocidade de 100 km/h para a situação: a) antes de reforço; b) após o reforço.....	5.8
Figura 5.5 (continuação) - Registo de acelerações do nó 79 para a passagem dos comboios alfa-pendular, intercidades e mercadorias à velocidade de 100 km/h para a situação: a) antes de reforço; b) após o reforço .....	5.9

Figura 5.6 (continuação) - Valores máximos dos deslocamentos no nó 796, em função da velocidade, para a passagem dos comboios em estudo: a) Antes do reforço; b) Após o reforço.....	5.11
Figura 5.7 - Valores máximos das acelerações no nó 796, em função da velocidade, para a passagem dos comboios em estudo: a) Antes do reforço; b) Após o reforço.....	5.11
Figura 5.8 - Espectro de acelerações no nó 796 para a passagem do comboio Alfa-Pendular: a) Antes do reforço; b) Após o reforço .....	5.14
Figura 5.9 - Auto-espectro das acelerações do nó 796 para o comboio Alfa-Pendular: a) Antes do reforço; b) Após o reforço.....	5.14
Figura 5.10 - Assinatura dinâmica do comboio Alfa-Pendular para a velocidade de 160 km/h .....	5.14
Figura 5.11 - Espectro de acelerações no nó 796 para a passagem do comboio Intercidades: a) Antes do reforço; b) Após o reforço .....	5.15
Figura 5.12 - Auto-espectro das acelerações do nó 796 para o comboio Intercidades: a) Antes do reforço; b) Após o reforço.....	5.15
Figura 5.13 - Assinatura dinâmica do comboio Intercidades para a velocidade de 160 km/h	5.15
Figura 5.14 - Espectro de acelerações no nó 796 para a passagem do comboio de Mercadorias: a) Antes do reforço; b) Após o reforço .....	5.16
Figura 5.15 - Auto-espectro das acelerações do nó 796 para o comboio de Mercadorias: a) Antes do reforço; b) Após o reforço .....	5.16
Figura 5.16 - Assinatura dinâmica do comboio de Mercadorias para a velocidade de 160 km/h .....	5.16
Figura 5.17 - Assinatura dinâmica expressa em comprimento de onda à velocidade de 160 km/h do comboio: a) Alfa-Pendular; b) Intercidades; c) Mercadorias .....	5.18
Figura 5.18 - Espectro de acelerações no nó 796 para a passagem do comboio Regional: a) Antes do reforço; b) Após o reforço .....	5.19
Figura 5.19 - Auto-espectro das acelerações do nó 796 para o comboio Regional: a) Antes do reforço; b) Após o reforço.....	5.19
Figura 5.20 - Assinatura dinâmica do comboio Regional para a velocidade de 180 km/h .....	5.19

Figura 5.21 - Espectro de acelerações no nó 796 para a passagem do comboio de Mercadorias: a) Antes do reforço; b) Após o reforço .....	5.20
Figura 5.22 - Auto-espectro das acelerações do nó 796 para o comboio de Mercadorias: a) Antes do reforço; b) Após o reforço .....	5.20
Figura 5.23 - Assinatura dinâmica do comboio de Mercadorias para a velocidade de 180 km/h .....	5.20
Figura 5.24 - Ligação estrutural em estudo e respetivos nós .....	5.21
Figura 5.25 - Valores máximos dos deslocamentos para os nós em estudo, em função da velocidade, para a passagem do comboio Alfa-Pendular: a) Antes do reforço; b) Após o reforço.....	5.22
Figura 5.26 - Valores máximos das acelerações para os nós em estudo, em função da velocidade, para a passagem do comboio Alfa-Pendular: a) Antes do reforço; b) Após o reforço.....	5.23
Figura 5.27 - Nós em estudo .....	5.24
Figura 5.28 (continuação) - Valores máximos das acelerações para a passagem do comboio Alfa-Pendular: a) Pré reforço; b) Pós reforço .....	5.25

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Valores característicos da carga vertical e dos parâmetros geométricos dos modelos SW/0 e SW/2 .....	2.4
Quadro 2.2 - Valores do coeficiente de amortecimento ( $\xi$ ) para efeitos de dimensionamento (adaptado de EN1991-2 (2003)) .....	2.11
Quadro 2.3- Categorias de terreno e respetivos parâmetros .....	2.21
Quadro 2.4 - Classes de importância de pontes .....	2.24
Quadro 2.5 - Coeficientes de importância $\gamma I$ .....	2.24
Quadro 2.6 - Tipos de terreno .....	2.25
Quadro 2.7 - Coeficientes $\psi_{0j}$ , $\psi_{1j}$ e $\psi_{2j}$ de acordo com o RSAEEP .....	2.27
Quadro 2.8 - Valores máximos admitidos para as acelerações nas carruagens em função dos níveis de conforto .....	2.32
Quadro 3.1 - Dimensões das chapas de reforço nos banzos das cordas .....	3.10
Quadro 3.2 - Geometria de massas das secções transversais das cordas .....	3.10
Quadro 3.3 - Geometria de massas das secções transversais das diagonais.....	3.12
Quadro 3.4 - Geometria de massas das secções transversais dos montantes .....	3.13
Quadro 3.5 - Geometria de massas das secções transversais das longarinas .....	3.14
Quadro 3.6 - Geometria de massas das secções transversais das carlingas.....	3.15
Quadro 3.7 - Geometria de massas das secções transversais dos contraventamentos horizontais, vertical e travessas .....	3.17
Quadro 4.1 - Comparação de frequências: Modelo base vs. Modelo simplificado .....	4.8
Quadro 4.2 - Capacidade resistente dos elementos da treliça e dos contraventamentos.....	4.18
Quadro 4.3 - Esforços condicionantes para as diagonais das vigas treliça .....	4.19
Quadro 4.4 - Esforços condicionantes para os montantes das vigas treliça.....	4.19

Quadro 4.5 - Esforços condicionantes para os contraventamentos verticais e chapas de travamento .....	4.19
Quadro 4.6 - Esforços condicionante para os contraventamentos horizontais, superior e inferior, e travessas.....	4.20
Quadro 4.7 - Esforços condicionantes para as cordas superiores .....	4.20
Quadro 4.8 - Esforços condicionantes para as cordas inferiores.....	4.21
Quadro 4.9 - Soluções de reforço para as diagonais da viga treliça .....	4.24
Quadro 4.10 - Soluções de reforço dos montantes .....	4.24
Quadro 4.11 - Soluções de reforço dos contraventamentos horizontais, superiores e inferiores, e nas travessas .....	4.25
Quadro 4.12 - Soluções de reforço dos contraventamentos verticais e das chapas de travamento .....	4.25
Quadro 4.13 - Soluções de reforço das cordas superiores .....	4.25
Quadro 4.14 - Soluções de reforço das cordas inferiores.....	4.26
Quadro 4.15 - Capacidade resistente das carlingas e das longarinas .....	4.34
Quadro 4.16 - Esforços condicionantes para as carlingas e as longarinas.....	4.35
Quadro 4.17 - Variação dos deslocamentos, nas várias direções, nos nós centrais dos três tramos da ponte quando sujeita à ação do vento .....	4.39
Quadro 4.18 - Comparação das frequências de vibração na situação original e na reforçada	4.41
Quadro 4.19 - Quadro comparativo das massas mobilizadas nos diferentes modos de vibração .....	4.44
Quadro 4.20 - Capacidade resistente das diagonais, montantes e contraventamentos após o reforço.....	4.45
Quadro 4.21 - Capacidade resistente das cordas após o reforço .....	4.45
Quadro 4.22 - Capacidade resistente das carlingas e das longarinas após o reforço.....	4.46
Quadro 4.23 - Esforços condicionantes e análise de segurança das diagonais após a intervenção .....	4.47
Quadro 4.24 - Esforços condicionantes e análise de segurança dos montantes após a intervenção .....	4.47

Quadro 4.25 - Esforços condicionantes e análise dos contraventamentos após a intervenção .....	4.47
Quadro 4.26 - Esforços condicionantes e análise de segurança dos contraventamentos inferiores e travessas após a intervenção.....	4.48
Quadro 4.27 - Esforços condicionantes e análise de segurança dos contraventamentos verticais e chaparas de travamento após a intervenção.....	4.48
Quadro 4.28 - Esforços condicionantes e análise de segurança das cordas após a intervenção .....	4.48
Quadro 4.29 - Esforços condicionantes e análise de segurança das carlingas e longarinas após a intervenção .....	4.49



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1. ENQUADRAMENTO

Nos dias em que vivemos, o transporte seguro, rápido e cómodo de pessoas e bens é algo indispensável, e graças à crescente globalização a sua necessidade é imperiosa. Neste contexto, uma rede de transportes eficaz e racional afigura-se como indispensável à concretização desse objetivo.

Os primeiros caminhos-de-ferro surgiram em Inglaterra, em 1825, e estão intimamente ligados com o início da revolução industrial. Este período consistiu na passagem da manufatura artesanal para a produção em massa usando máquinas, o que conduziu a um crescimento abrupto da produção e à necessidade de escoar estes bens para novas zonas geográficas. As linhas ferroviárias constituíram-se naturalmente como os canais de transporte por excelência ao nível dos espaços nacionais e continentais.

Influenciado por este crescimento, na década de 50 do século XIX, Portugal começou a ter estímulos para a criação das suas primeiras infraestruturas ferroviárias. Estes estímulos culminaram com a inauguração da primeira linha a 28 de Outubro de 1856, ligando Lisboa ao Carregado. Com o passar do tempo a rede ferroviária alastrou-se ao resto do país, um processo cuja conclusão demorou mais de meio século.

Durante este processo existiu a necessidade de serem construídas pontes, normalmente metálicas treliçadas, para se conseguir fazer a ligação entre dois pontos situados num vale, tendo estas sido dimensionadas com o conservadorismo característico daqueles tempos.

A evolução natural dos comboios permitiu uma circulação mais rápida e de maior volume de passageiros e mercadorias. Porém, estas alterações não foram consideradas aquando do projeto

original das estruturas, e em consequência podem induzir esforços muito diferentes dos previstos inicialmente, levando à sua rápida degradação.

Uma das principais razões pelas quais as pontes continuam a ser capazes de cumprir as suas funções, não obstante a modernização dos veículos e redes de transporte, prende-se com o seu dimensionamento original conservativo. O facto dos fatores de segurança adotados à data do seu projeto apresentarem valores altos permite que depois de tantos anos as estruturas ainda tenham capacidade para operar.

Neste contexto, surgiu a necessidade de se dotar as pontes com 75 ou 100 anos de existência com novas características ou reabilitar em boas condições parte das originais, de forma a serem adaptadas às atuais condições de utilização.

As intervenções nas estruturas não devem ser feitas apenas quando se está perante uma nova utilização mas antes numa base periódica, uma vez que a ação ambiental condiciona decisivamente o seu estado de conservação. As pontes em aço são suscetíveis às condições atmosféricas uma vez que o material reage ativamente com o oxigénio, reação que leva em muitos casos a perdas elevadas da espessura efetiva da secção e à perda de capacidade resistente.

A avaliação do estado de conservação das pontes ferroviárias antigas em aço tem sido uma temática investigada nos últimos anos em toda a Europa, atendendo a que nem todas as pontes podem ser substituídas, ou mesmo reforçadas, num curto horizonte temporal. Estudos revelam que as causas mais frequentes para as intervenções neste tipo de estruturas são de três tipos (Ghost e Ghosthal, 2002):

- i) Deterioração natural ou introdução de dano por ação de cargas acidentais, causadas pelo homem;
- ii) Alteração das cargas consideradas em projeto;
- iii) Inadequações geométricas que não permitam a correta circulação de veículos apesar de serem estruturalmente seguras.

Estudos em pontes ferroviárias treliçadas revelaram que os elementos que se encontravam em maior necessidade de reforço pertenciam às cordas, diagonais e sistemas de contraventamento

lateral, destacando-se todavia as ligações como zonas críticas por serem propensas à acumulação de detritos, sujidade e humidade (Ermopoulos e Spyarakos, 2006).

A reabilitação de pontes é uma temática atual que se encontra muito influenciada pelo contexto económico-social existente que não propicia a construção de novas obras de arte. Esta situação potenciou o desenvolvimento de novas técnicas de avaliação de estruturas e também o desenvolvimento de novas capacidades no âmbito da modelação numérica.

Todavia, as operações de reforço são complexas pois encontram-se condicionadas pelo estado de conservação dos materiais, nomeadamente o aço. Esta situação é agravada pelo facto de na maioria dos casos não existir muita informação relativamente às características da ponte.

Nestes casos é de necessidade extrema a realização de uma campanha de caracterização da estrutura que vise os seguintes pontos:

- i) Investigação histórica da ponte - contactar o dono de obra para averiguar o enquadramento histórico da ponte e obter informações como a data da construção da ponte, condicionantes da fase de projeto, o tipo de tráfego que nela circulou, possíveis intervenções que possam ter existido por forma a mantê-la operacional ou visando avaliar o seu estado de conservação;
- ii) Levantamento estrutural pormenorizado - realização de um levantamento estrutural que contemple uma avaliação: do sistema estrutural da ponte; as dimensões dos seus elementos; do tipo de secções existentes; do tipo de ligações entre peças; das características e tipo dos apoios;
- iii) Realização de ensaios - a realização de ensaios de carga estáticos e dinâmicos permitem avaliar o comportamento da estrutura. A realização de ensaios de caracterização do material, preferencialmente não destrutivos, são imprescindíveis neste contexto.

## **1.2. CASOS DE ESTUDOS ANTERIORES**

As operações de reforço não são operações generalistas. Apesar de terem um processo de abordagem semelhante entre elas (análise da situação de estudo, inspeção, conceção de reforço e implementação) tal não permite que as soluções aplicadas em determinadas ocasiões sejam passíveis de comparação direta ou sirvam de base de conceção para novos casos. Características como o tipo de apoios da estrutura, o sistema treliçado (caso seja o caso), a secção, o material e

seu estado de conservação, o tipo de tráfego que circula sobre a ponte e até o próprio local de implantação condicionam uma possível solução de reforço.

De seguida apresentam-se alguns casos de reforços de pontes bem sucedidos, nos quais houve necessidade de se ter em consideração algumas condicionantes estruturais e de projeto por forma a atingir os objetivos traçados. Todos os casos apresentam aspetos distintos demonstrando-se assim a existência de um espetro alargado de soluções para problemas que são bastante recorrentes.

### *Ponte do Vale Tautendorf, Berlim (Alemanha)*

O aumento do tráfego rodoviário levou a que as entidades donas de obras de arte sentissem a necessidade de aumentar os tabuleiros para melhor escoar o trânsito. As intervenções habitualmente associadas são, por norma, ótimas oportunidades para os engenheiros explanarem todo o seu conhecimento e criatividade para atingirem os objetivos pretendidos.

O problema é agravado quando se tem de atender a aspetos como a manutenção da utilização da estrutura enquanto se processa a intervenção, respeita a harmonia visual do local de implantação com a solução estrutural adotada e criar uma proposta que equilibre os custos, a exequibilidade e o tempo despendido.

A ponte do vale de Tautendorf, Figura 1.1, situa-se na autoestrada A9 que faz a ligação entre Berlim e Nuremberga, albergando quatro vias de circulação, duas em cada uma das duas faixas de rodagem. O tabuleiro apresenta cinco vãos com comprimentos entre 46 e 55 metros, perfazendo um comprimento total de 249,8 metros. Uma particularidade desta estrutura consiste no uso de uma secção em caixão de betão armado pré-esforçado, de dimensões variáveis, apoiado sobre os pilares através de articulações, como terceiro pórtico paralelo aos dois originais, cujos tabuleiros são materializados por um sistema de vigas metálicas rebitadas. Desta forma procurou-se solucionar o problema de escoamento do tráfego automóvel, permitindo a implementação de três vias de circulação em cada sentido (Wolf e Reintjes, 2005).



Figura 1.1 - Ponte do Vale Tautendorf, Berlim (Wolf e Reintjes, 2005)

A solução inicial previa um alargamento do tabuleiro mantendo a estrutura de suporte existente. Contudo, tal veio a verificar-se impossível uma vez que os elementos portantes não possuíam capacidade resistente suficiente para suportar as cargas adicionais associadas às duas novas vias de circulação. Novos estudos permitiram conceber uma nova solução que passou pela acoplação de uma nova estrutura à já existente, sendo o acréscimo de carga suportado inteiramente por esta, Figura 1.2 (Wolf e Reintjes, 2005).

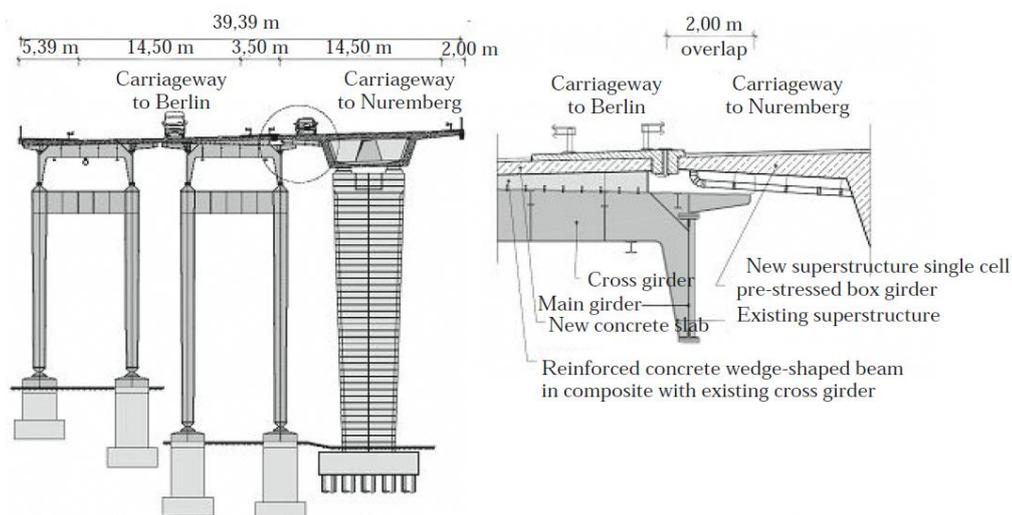


Figura 1.2 - Estrutura conjunta: Solução inicial + Solução pré-esforçada (Wolf e Reintjes, 2005)

Atendendo às características do local, o projetista julgou por bem adotar para a nova estrutura uma secção em caixão de betão pré-esforçada. De forma a permitir um efetivo alívio da carga

aplicada à estrutura existente, não obstante a ligação indispensável entre o tabuleiro da estrutura antiga com a nova, foi projetado que cada um deles acolheria três vias de circulação.

Estudos económicos realizados posteriormente permitiram concluir que os custos associados à solução adotada seriam menos dispendiosos que os estimados com o mero reforço da ponte já existente.

### *Ponte de Hsi-Lo, Taiwan (China)*

A ponte de Hsi-Lo, Figura 1.3, encontra-se situada sobre o rio Cho-Shui, sendo considerada uma das mais belas pontes em Taiwan. Esta estrutura apresenta trinta vãos de 62,5 metros, perfazendo um comprimento total de 1938 metros, possuindo uma largura de 7,32 metros que permite a circulação rodoviária. De uma perspetiva estrutural, a superestrutura é constituída por uma treliça metálica do tipo Warren e a subestrutura é materializada por pares de pilares em betão armado, os quais são suportados por fundações construídas em sistema de ensecadeira (Pu, 2007).



Figura 1.3 - Ponte de Hsi-Lo (Pu, 2007)

Tendo em conta o local de implantação da ponte foram conduzidos vários testes hidráulicos, geotécnicos e sísmicos, tendo-se concluído que a ponte não possuía a segurança necessária face às ações sísmicas e que apresentava um problema muito grave de erosão ao nível das fundações (“descaçamento”), como demonstra a Figura 1.4.



Figura 1.4 - Efeito da erosão na ponte (Pu, 2007)

O dono de obra exigiu que a superestrutura metálica não fosse intervencionada e que todas as alterações fossem realizadas ao nível da subestrutura, de forma a garantir que o tráfego automóvel se mantivesse sem interrupções.

Após várias considerações o grupo de engenheiros responsáveis pela obra decidiu que a melhor opção seria demolir toda a subestrutura e construir uma nova, capaz de resistir aos problemas de erosão e às ações sísmicas (Pu, 2007).

Contudo esta opção levantou o problema de como suportar a superestrutura de forma a mantê-la plenamente operacional. Após uma análise, onde foram ponderadas várias soluções, os projetistas decidiram optar pela criação de um sistema de suporte metálico temporário, Figura 1.5, para apoiar a superestrutura enquanto decorressem os trabalhos na subestrutura. Tendo em conta a imponência da obra em questão, e sabendo a influência que pequenos deslocamentos poderiam ter na integridade da obra, todo o processo de reabilitação foi controlado por um rigoroso sistema de monitorização (Pu, 2007).



Figura 1.5 - Estrutura de suporte temporária da superestrutura (Pu, 2007)

Apesar de terem sido tomadas decisões que podem ser consideradas as menos viáveis, e até as mais dispendiosas, os responsáveis garantem que as mesmas foram corretamente ponderadas. Na Figura 1.6 apresenta-se o aspeto final da ponte Hsi-Lo.



Figura 1.6 - Aspeto pós-reabilitação da Ponte Hsi-Lo (Pu, 2007)

### *Ponte Ferroviária metálica, Grécia*

No final do século XIX o governo Grego decidiu desenvolver uma rede de caminhos ferroviários na parte sul do país. Sendo uma área bastante montanhosa, houve necessidade de serem criadas algumas pontes com vãos entre os 10 e 60 metros. Este plano iniciou-se em 1890 e as obras de arte foram concebidas de acordo com a regulamentação francesa da época. Ao longo dos anos foram realizadas intervenções pontuais, de substituição ou reforço, de forma a que a estruturas pudessem corresponder às solicitações dos veículos que foram sendo utilizados (Ermopoulos e Spyrakos, 2006).

Sabendo que grande parte destas obras ainda se encontra em uso nos dias que correm, em 2002, o governo Grego sentiu a necessidade de conduzir estudos para avaliar a sua capacidade resistente remanescente e verificar se se encontravam adequadas à circulação de veículos mais modernos.

Das muitas intervenções realizadas, uma estrutura foi alvo de um estudo especial. A ponte em questão apresentava sete tramos, seis laterais em alvenaria de pedra, e o vão central constituído

por uma treliça metálica de 51,6 metros de comprimento, como ilustra a Figura 1.7 (Ermopoulos e Spyrakos, 2006).



Figura 1.7 - Vista geral da ponte em estudo (Ermopoulos e Spyrakos, 2006)

Estruturalmente esta ponte apresenta nas vigas principais cordas, superiores e inferiores, formadas por duas cantoneiras intercaladas com uma chapa e ligadas por rebites. Os restantes elementos da treliça e dos travamentos horizontais são formados, novamente, por cantoneiras com dimensões variáveis ao longo da ponte. As carlingas, que suportam as cargas provenientes dos carris, assemelham-se a um perfil em I materializado através da assemblagem de cantoneiras com uma chapa por meio de rebites (Ermopoulos e Spyrakos, 2006).

Ao contrário dos casos anteriormente apresentados, o objetivo inicial residiu na conceção e implementação de uma solução de reforço da ponte. Para a apoiar foram realizados vários ensaios de carga e de vibração para caracterizar as frequências naturais da estrutura. Os dados obtidos foram de uma importância crucial na medida em que foram utilizados para validar o modelo numérico de cálculo, tendo sido possível concluir da adequabilidade de sua utilização para avaliação da segurança estrutural.

Posteriormente foram analisados e comparados os esforços atuantes com a capacidade resistente remanescente das peças, e em seguida dimensionados os reforços dos elementos que necessitavam de intervenção.

Relativamente ao reforço da estrutura, os elementos intervencionados foram as carlingas e o sistema de travamento inferior. As carlingas foram reforçadas por meio de chapas, acopladas

nos seus banzos, enquanto que os travamentos horizontais viram a sua área de aço duplicada pela acoplação de uma nova cantoneira. Relativamente ao tipo de ligação assumida, não se obteve informação mas presume-se que tenha sido rebitada (Ermopoulos e Spyrakos, 2006).

Neste estudo foi considerada a regulamentação europeia, na altura em vigor, tanto para determinação das cargas a que a estrutura estaria sujeita como para o dimensionamento dos elementos estruturais de reforço.

### *Ponte Luiz I, Portugal*

A ponte Luiz I, ilustrada na Figura 1.8, concluída no século XIX, apresenta um imponente arco que suporta em simultâneo dois tabuleiros, um inferior e outro superior, por onde se efetua o tráfego entre as cidades do Porto e Vila Nova de Gaia. Atualmente apenas se efetua tráfego rodoviário no tabuleiro inferior e de metro ligeiro no superior.



Figura 1.8 - Vista geral da ponte Luiz I

O arco apresenta uma geometria parabólica que atinge uma altura máxima de 45,1 metros, sendo que na zona dos apoios apresenta uma largura aparente de 16,7 metros e a meio vão de 7,1 metros.

Os tabuleiros superior e inferior apresentam um comprimento de 392 e de 174 metros, respetivamente. O tabuleiro superior é materializado por duas vigas treliça, travadas em cruz de Santo André e travessas ao nível das cordas inferiores, e por uma grelha metálica onde assentam as madres que apoiam os carris do metro e as longarinas que suportam a chaparia de revestimento ao nível das cordas superiores. No tabuleiro inferior as cargas rodoviárias são acomodadas por uma laje de betão armado aligeirada que repousa numa grelha de carlingas e longarinas metálicas apoiada em duas vigas-treliça suspensas nos pendurais que transmitem as ações ao arco. De referir que as barras da estrutura foram construídas através da ligação entre chapas e cantoneiras por meio de rebites (Costa, Félix e Figueiras, 2009).

Com vista a dotar a ponte com as características necessárias às exigências atuais, nomeadamente à sua integração na Rede de Metro do Porto, a estrutura foi sujeita a um processo de reabilitação e reforço. Tendo isto em conta foram conduzidas análises estáticas e dinâmicas, realizados ensaios de carga e de vibração livre, com o objetivo de aferir valores de deslocamentos e extensões no primeiro caso e de frequências naturais e modos de vibração da estrutura no segundo. Estes dados experimentais permitiram validar e/ou calibrar os modelos numéricos que possibilitaram uma análise estrutural e conceção adequadas do projeto de reabilitação e reforço, assim como o acompanhamento e avaliação do desempenho da ponte para as novas condições de serviço.

Os principais trabalhos realizados durante a intervenção consistiram em (Costa, Félix e Figueiras, 2009):

- remover o antigo tabuleiro superior (laje aligeirada, carlingas e longarinas) e instalar uma nova grelha de carlingas e longarinas adequada às novas cargas do metro ligeiro;
- substituir os contraventamentos verticais do arco e do tabuleiro superior, assim como os contraventamentos horizontais das vigas treliça inferior do tabuleiro superior;
- reforçar as diagonais, montantes e banzos das cordas superiores das vigas-treliça do tabuleiro superior; reforçar as diagonais do arco e pilares metálicos; reforçar as pernas, diagonais e travessas dos montantes de suspensão;
- reparar os montantes, diagonais, cordas inferiores, contraventamentos, goussetes de ligação que se encontrassem deteriorados ou danificados no tabuleiro superior;

- substituir todos os “trellis” e cantoneiras danificados ou respectivas ligações, em secções compostas das barras da estrutura reticulada do arco;
- limpar e lubrificar todos os componentes dos aparelhos de apoio originais e substituir os aparelhos de apoio do tabuleiro superior nos encontros;
- hidro-decapar todas as peças metálicas com aço original para remover a camada de proteção existente e aplicar pintura epoxy.

### *Ponte do Pinhão, Portugal*

A ponte do Pinhão é uma ponte metálica rodoviária, construída no século XX, que permite a ligação entre os distritos de Viseu e Vila Real, ilustrada na Figura 1.9.



Figura 1.9 - Vista geral da ponte do Pinhão

Esta ponte apresenta três tramos retos de 69,2 metros de comprimento e um tramo enviesado de 12,5 metros. Os tramos são materializados atualmente por meio de uma laje de betão de pequena espessura que repousa sobre uma grelha metálica de carlingas e longarinas. Também neste caso a assemblagem de peças da estrutura foi realizada de forma semelhante ao processo construtivo adotado para a ponte Luiz I, ou seja, ligação de chapas e cantoneiras por meio de rebites (Costa, Félix e Figueiras, 2009).

A suportar esta grelha metálica encontram-se duas vigas treliça constituídas por duas cordas, uma curva e outra reta, unidas por montantes e diagonais de geometria variável. As cordas

superiores possuem um sistema de contraventamento que as une para prevenir fenómenos de instabilidade (Costa, Félix e Figueiras,2009).

Após uma inspeção, realizada em 2004, a EP - Estradas de Portugal, E.P.E., decidiu que existia a necessidade de limitar a velocidade de tráfego na ponte e o peso dos veículos circulantes para não agravar mais o seu estado de degradação. Com o objetivo de capacitar a estrutura com as propriedades adequadas às cargas e velocidade do tráfego atuais em termos de resistência, rigidez, estabilidade e parâmetros dinâmicos, a ponte foi submetida a um processo de reabilitação e reforço.

O estudo que permitiu avaliar, por um lado, a condição da ponte e, por outro analisar a viabilidade técnica e económica da intervenção, teve por base modelos numéricos que foram validados e calibrados com resultados de ensaios de campos estáticos e dinâmicos. O estudo concluiu pela necessidade de (Costa, Félix e Figueiras,2009):

- substituir diagonais, aparelhos de apoio e juntas de dilatação;
- substituir o antigo pavimento em betão do tabuleiro por um novo apoiado em pré-lajes;
- reforçar as cordas e montantes das vigas treliça, assim como as longarinas e carlingas de grelha metálica;

As peças sujeitas a reforço viram a sua capacidade resistente melhorada através de ligação de chapas e perfis de aço comerciais do tipo LNP, UNP, HEA e IPE, mediante o recurso a parafusos pré-esforçados.

### **1.3. OBJETIVOS E CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO**

O presente trabalho tem como objetivos principais a avaliação do comportamento de uma ponte metálica ferroviária sujeita às ações do tráfego atual e regulamentar, assim como propor e estudar uma solução de reforço e reabilitação da estrutura, analisando o seu impacto efetivo ao nível da resposta e segurança estruturais.

No âmbito do projeto de reabilitação teve-se como objetivos a correta análise das características da ponte, a conceção de um modelo numérico capaz de reproduzir a situação real e a conceção de um reforço adequado tendo em conta as características da ponte.

No âmbito da análise dinâmica pretende-se avaliar o comportamento da ponte, tanto na situação pré como pós reforço, para a passagem de um grupo de comboios. Pretende-se avaliar ainda que comboio condiciona mais a ponte tanto a nível de deslocamentos como de acelerações e avaliar se a ponte consegue para cumprir os limites regulamentares.

De seguida descreve-se de forma sucinta o conteúdo dos seis capítulos que constituem o presente trabalho.

No capítulo 1 é realizada uma abordagem à temática da reabilitação de pontes. Neste são apresentados alguns casos de estudo de sucesso com diferentes condicionantes de projeto. São ainda definidos os objetivos estabelecidos na realização do presente trabalho.

No capítulo 2 são apresentados os aspetos regulamentares que estiveram na base do processo de avaliação estrutural e de reforço, assim como dos critérios de segurança relativos às análises dinâmicas. Neste capítulo procede-se à descrição dos conteúdos para a quantificação das ações e dos critérios regulamentares de segurança estrutural, tanto para o dimensionamento do reforço como para a realização das análises dinâmicas.

No capítulo 3 é realizada uma descrição detalhada da Ponte de Maçainhas. Neste é feita, para além de um resumo da sua história e da linha ferroviária onde se localiza, uma caracterização mecânica e geométrica dos elementos e sistema estruturais da ponte.

No capítulo 4 procede-se à apresentação do estudo de reforço da Ponte de Maçainhas. Numa primeira etapa deste capítulo são abordadas as considerações realizadas no processo de modelação numérica e descrita a quantificação de ações e a sua aplicação aos modelos concebidos. Em seguida é apresentado o processo de dimensionamento do reforço e descrita a solução proposta. Posteriormente procede-se a uma análise comparativa das características e propriedades estimadas de resposta e segurança da ponte entre as condições pré e pós intervenção.

No capítulo 5 procede-se à apresentação das análises dinâmicas realizadas, não considerando a interação veículo-ponte, com vista à avaliação do comportamento da ponte antes e após o

reforço. Para o efeito foram considerados os veículos que habitualmente circulam na linha e o comboio Alfa-Pendular.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões gerais do trabalho realizado e as perspetivas de futuros desenvolvimentos.



## **2 ASPETOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS**

### **2.1 INTRODUÇÃO**

As verificações que devem ser atendidas na análise e dimensionamento de pontes ferroviárias encontram-se especificadas na norma EN 1991 - Parte 2 (2003), dividindo-se em dois grupos em função do tipo de ações consideradas, verticais ou horizontais. As associadas às ações verticais contemplam os efeitos estáticos e os dinâmicos de todas as solicitações, enquanto as relativas às ações horizontais prendem-se sobretudo com os esforços estáticos associados à passagem de comboios. No âmbito de verificações regulamentares, para estruturas metálicas, também se deve considerar o definido na EN 1993.

Para o estudo dos efeitos estáticos a norma definiu três modelos de carga distintos de forma a simular a passagem dos comboios nas linhas ferroviárias. Estes modelos são: o LM71, o SW/0 e SW/2.

Os efeitos dinâmicos, resultantes da passagem do tráfego ferroviário, são obtidos multiplicando os efeitos estáticos por um coeficiente de amplificação dinâmica. Este coeficiente amplifica os efeitos induzidos na estrutura aquando da passagem de tráfego devido à natureza dinâmica da ação. As vibrações geram deslocamentos, esforços e tensões superiores aos considerados pela análise estática, podendo colocar em risco a segurança estrutural, incluindo a fadiga dos materiais.

Os efeitos dinâmicos podem ser avaliados utilizando metodologias de análise com ou sem interação entre a ponte e o comboio. Para a situação em que é considerada a existência de interação, a norma EN 1991-2 (2003) apresenta uma metodologia simplificada baseada num acréscimo adicional do coeficiente de amortecimento.

Relativamente às ações horizontais a norma EN 1991-2 (2003) prevê três tipos de ações a ter em conta na análise de pontes ferroviárias: a força centrífuga, a força de lacete e as forças de arranque e frenagem. A força centrífuga encontra-se associada às características geométricas da via, só sendo considerada quando a via apresenta uma forma curva em parte ou na totalidade da sua extensão. A força de lacete está relacionada com o contacto lateral das rodas no carril decorrente do movimento dos bogies. Os bogies não se deslocam de forma perfeitamente retilínea ao longo do seu percurso e daí surge a necessidade de se adotar uma ação concentrada ao nível do carril para atender este efeito. As forças de arranque e frenagem são traduzidas por meio de forças longitudinais que atuam no topo dos carris.

A acrescentar às ações devidas ao tráfego ferroviário há ainda a considerar as ações ambientais: vento, temperatura, neve e a ação sísmica. A quantificação destas ações foi feita tendo em conta o definido nas respetivas normas nacionais e europeias. No âmbito do presente trabalho não se considerou a ação da neve pois, tendo em conta a natureza da estrutura em questão, o acréscimo de carga associado a esta ação seria pequeno.

O Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, RSAEEP, explana as diretrizes relativamente às combinações de ações a considerar para as ações consideradas por forma a obter os resultados mais gravosos nas verificações a realizar.

## **2.2 AÇÕES VERTICAIS DE TRÁFEGO**

Pretende-se de seguida apresentar as ações verticais associadas à passagem do tráfego ferroviário, mais especificamente os modelos de carga considerados nas análises estáticas e os comboios, e respetivos esquemas de carga, considerados nas análises dinâmicas.

### **2.2.1 Efeitos estáticos**

#### **2.2.1.1 Modelo de carga LM71**

A EN 1991-2 (2003) define o modelo de carga LM71 como um modelo capaz de traduzir o efeito estático do carregamento vertical associado ao tráfego normal na via. A conceção deste modelo foi vista como um grande passo na direção da simplificação da análise das pontes ferroviárias cálculo uma vez que com apenas um modelo de cargas se conseguia reproduzir o efeito de diversos comboios reais. A Figura 2.1 apresenta o esquema de cargas do modelo de cargas LM71.

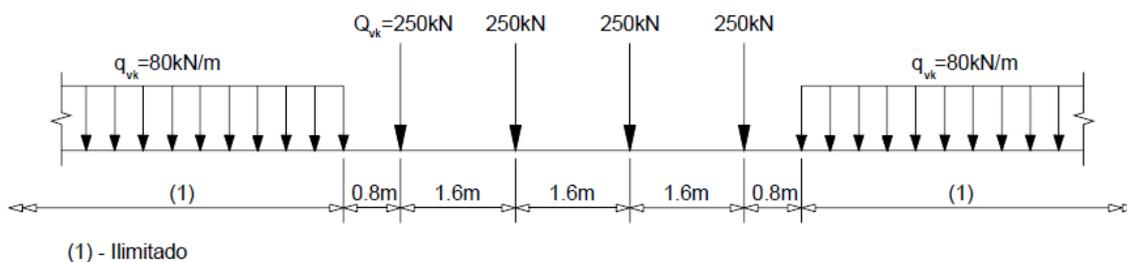


Figura 2.1 - Modelo de cargas LM71

Este modelo contempla quatro cargas concentradas ( $Q_{vk}$ ) de 250 kN e cargas distribuídas ( $q_{vk}$ ) de 80 kN/m, podendo estas últimas tomar o comprimento que se considerar mais gravoso para a estrutura ou elemento estrutural que se pretende analisar.

A EN 1991-2 (2003) prevê ainda que as cargas consideradas sejam multiplicadas por um coeficiente  $\alpha$  caso o tráfego que circula na ponte seja mais leve ou mais pesado do que o que é considerado normal. Caso as cargas sejam multiplicadas pelo referido coeficiente estas passam a chamar-se de cargas verticais classificadas. O coeficiente  $\alpha$  pode tomar os valores de 0,75 , 0,83 , 0,91 , 1,00 , 1,10 , 1,21 , 1,33 ou 1,46 sendo os valores inferiores à unidade aplicados quando o tráfego é mais leve que o normal e os restantes valores quando o contrário se verifica.

### 2.2.1.2 Modelos de carga SW/0 e SW/2

Os modelos de carga SW/0 e SW/2 constituem alternativas para situações em que o modelo de carga LM71 não se adequa. O modelo SW/0 pretende traduzir os efeitos estáticos relacionados com o tráfego normal em vigas contínuas, enquanto que o modelo SW/2 procura replicar o efeito estático

associado ao tráfego de veículos pesados. Ambos os modelos de carga apresentam a mesma configuração, ilustrada na Figura 2.2, sendo os seus valores característicos definidos no Quadro 2.1.

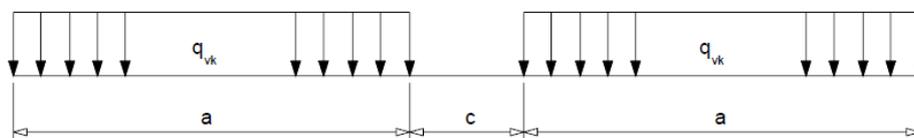


Figura 2.2 - Modelos de cargas SW/0 e SW/2

Quadro 2.1 - Valores característicos da carga vertical e dos parâmetros geométricos dos modelos SW/0 e SW/2

Modelo de Cargas	$q_{vk}$ (kN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

As cargas referidas no Quadro 2.1 devem ser multiplicadas pelo parâmetro  $\alpha$ , definido no ponto 2.2.1.1, de acordo com as condições descritas.

## 2.2.2 Efeitos dinâmicos

Os efeitos vibratórios induzidos na estrutura, aquando da passagem do tráfego ferroviário, fazem com que se verifique um aumento dos deslocamentos e das acelerações que a estrutura experimenta quando apenas se efetua uma análise estática. Estas vibrações ocorrem devido (Ribeiro, 2004):

- i) à forma rápida como se processa o carregamento da estrutura devido à velocidade do comboio;
- ii) à passagem de sucessivos grupos de eixos regularmente espaçados que, em certas circunstâncias, podem originar fenómenos de ressonância ou de vibração excessiva do tabuleiro. Tal sucede nos casos em que a frequência da excitação coincide com frequências naturais da ponte ou submúltiplos destas;
- iii) à variação das cargas aplicadas à ponte resultado de irregularidades da via ou de defeitos das rodas dos veículos.

Estes efeitos devem ser tidos em conta aquando do dimensionamento da estrutura pois inflacionam o valor dos esforços, deslocamentos, acelerações, entre outros.

A amplificação destes efeitos dependerá de imensos fatores nomeadamente da velocidade de tráfego, do vão da ponte e do comprimento de deformabilidade do elemento em questão, da massa e do amortecimento da estrutura, das frequências naturais da ponte, do esquema de carga associado ao veículo, das irregularidades da via, defeitos dos veículos, entre outros (Ribeiro, 2004).

### 2.2.2.1 Fator dinâmico $\Phi$

O fator dinâmico  $\Phi$  é um coeficiente cuja função é recriar as amplificações dinâmicas previstas aquando da passagem dos modelos de carga estáticos (LM71 e SW/0).

Este fator foi concebido para que fossem atendidos os efeitos reais dos comboios considerados na criação do modelo de cargas LM71, não contemplando, no entanto, fenómenos de ressonância. Perante situações deste tipo é necessário efetuar uma análise dinâmica para a avaliação dos seus efeitos.

O fator dinâmico depende do estado de manutenção da via. Sempre que seja de nível corrente deve ser considerado o coeficiente  $\Phi_3$ , no caso de um cenário de manutenção mais exigente deve ser adotado o coeficiente  $\Phi_2$ .

De acordo com a EN 1991-2 (2003) o coeficiente  $\Phi_2$  é dado por:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,82 \quad (2.1)$$

com  $1,0 \leq \Phi_2 \leq 1,67$  e onde  $L_\Phi$  é o comprimento de deformabilidade para o elemento estrutural em estudo, definido na Tabela 6.2 da EN 1991-2 (2003).

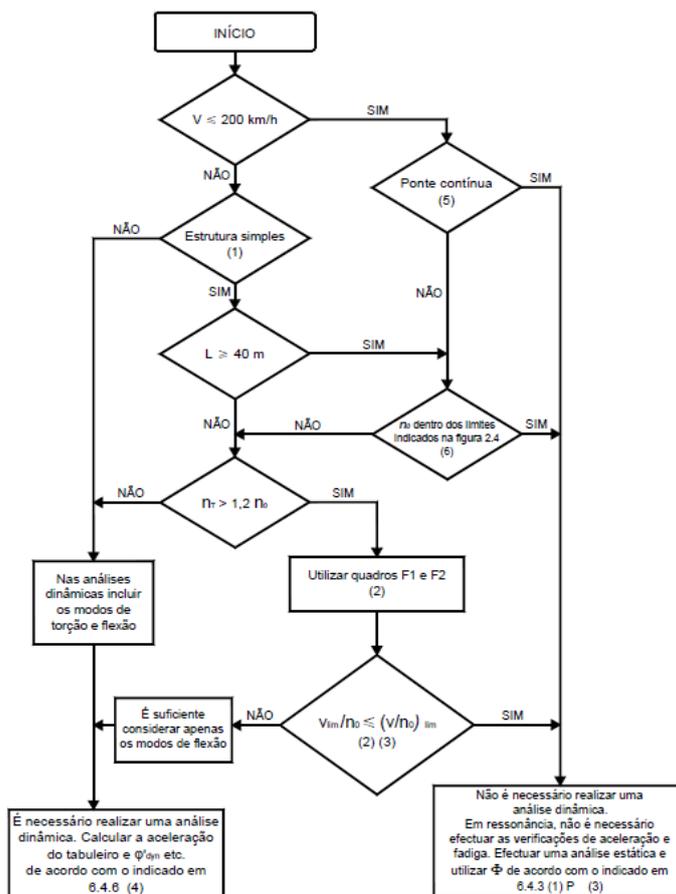
De acordo com a mesma norma, o coeficiente  $\Phi_3$  é dado por:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 \quad (2.2)$$

com  $1,0 \leq \Phi_3 \leq 2,0$ . Em caso de falta de informação relativamente ao estado de manutenção deve ser adotado conservativamente o valor de  $\Phi_3$ .

### 2.2.2.2 Verificação da necessidade de realização de uma análise dinâmica

De acordo com a EN 1991-2 (2003) a necessidade, ou não, de se ter de proceder à análise dinâmica de uma estrutura encontra-se definida no fluxograma da Figura 2.3.



- (1) Válido para pontes simplesmente apoiadas com comportamento semelhante ao de uma viga ou laje sem viés;
- (2) As tabelas F1 e F2 e os respetivos limites de validade são apresentados no Anexo F;
- (3) Deverá realizar-se uma análise dinâmica caso a velocidade de operação dos comboios reais iguale uma velocidade de ressonância da estrutura. Ver 6.4.6.6 e Anexo F;
- (4)  $\varphi'$  dyn é um coeficiente de amplificação dinâmica para comboios reais dado em 6.4.6.5 (3);
- (5) Válido caso a ponte verifique os requisitos em termos de resistência e os limites de deformação dados na EN1990 (2009) A2.4.4 e a máxima aceleração nas carruagens (ou os limites de deformação associados) corresponda a um nível de conforto muito bom de acordo com a EN1990-prAnnexA2 (2003);
- (6) Para pontes em que a primeira frequência natural ( $n0$ ) se situe dentro dos limites da Figura 2.4 e a velocidade máxima da linha no local da ponte não exceda os 200 km/h, não é necessária a realização de uma análise dinâmica;
- (7) Para pontes em que a primeira frequência natural ( $n0$ ) exceda o limite superior da Figura 2.4 é necessária a realização de uma análise dinâmica. Ver também 6.4.6.1.1 (7).

Figura 2.3- Fluxograma para a determinação da necessidade de realização de uma análise dinâmica (adaptado de EN1991-2 (2003))

De acordo com a Figura 2.3,  $v$  representa a velocidade máxima da linha no local da ponte (km/h),  $v$  é a velocidade nominal máxima (km/h), ou seja, a velocidade máxima atingida pelos comboios reais sobre a ponte,  $L$  é o vão (m),  $n_c$  é a frequência natural correspondente ao 1º modo de vibração de flexão vertical (Hz),  $n_T$  é a frequência natural correspondente ao 1º modo de vibração de torção (Hz) e  $(V/n_b)$  são limites indicados no Anexo F da EN1991-2 (2003). (Ribeiro, 2004)

Na Figura 2.4 encontram-se representados os limites superiores e inferiores da frequência natural, (1) e (2) respetivamente, em função do comprimento da ponte. Os limites superiores relacionam-se com os efeitos dinâmicos associados a irregularidades na via, enquanto que os limites inferiores estão relacionados com as amplificações dinâmicas.

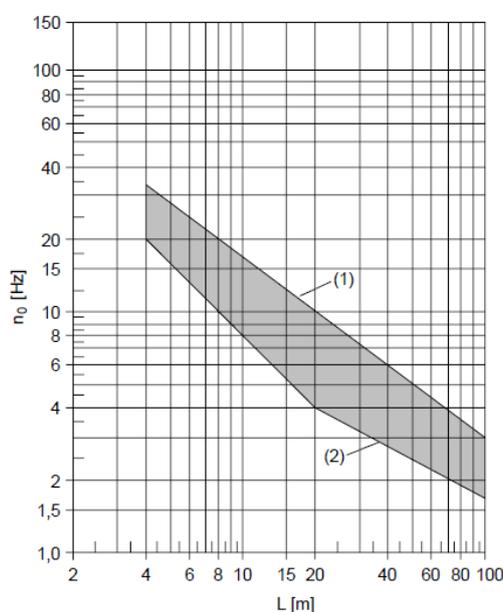


Figura 2.4 - Limites da frequência natural da ponte  $n_0$  (Hz) em função do vão  $L$  (m) (adaptado de EN1991-2 (2003))

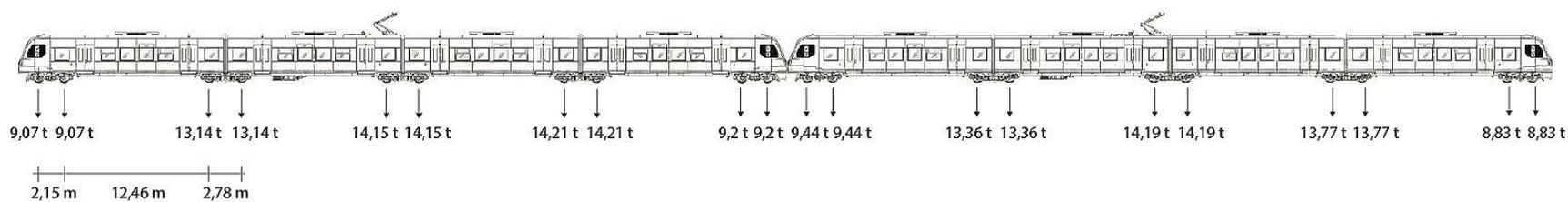
### A - Casos de carga: comboios reais

Para a realização das análises dinâmicas teve-se em conta um conjunto de comboios reais que previsivelmente irão circular na linha. Na Figura 2.5 apresentam-se os esquemas de carga dos comboios com a indicação das suas cargas por eixo e a distância entre eixos. Dos comboios apresentados o que se encontra um pouco fora do contexto da Linha da Beira Baixa é o comboio

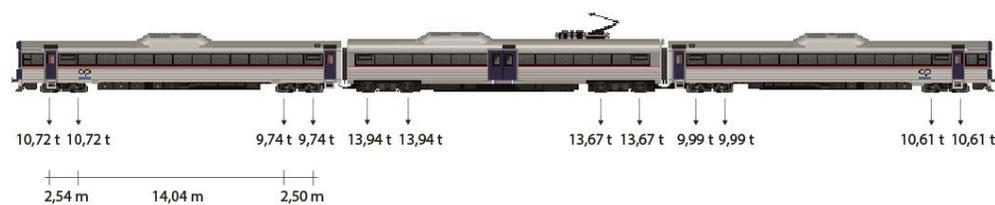
Alfa-Pendular. A consideração deste comboio tem por objetivo prever um uso futuro da ponte e perceber o comportamento que a ponte terá para a passagem deste.

O comboio urbano considerado é da série 3400 da CP, sendo que as cargas adotadas foram obtidas através dos trabalhos de Pimentel (2008). Os valores relativos ao comboio Regional foram também baseados nos trabalhos do mesmo autor, enquanto que os valores do comboio Intercidades foram obtidos através dos estudos de Calçada (1995). Os valores considerados para o comboio Alfa-Pendular foram os adotados por Ribeiro (2004). O comboio de Mercadorias foi estipulado com base nas fichas técnicas da CP. Para o efeito, considerou-se que a locomotiva é da Série 1401/1467 enquanto que os vagões são da série Kbmps 41 94 342 5 201/250 com carregamento de madeira.

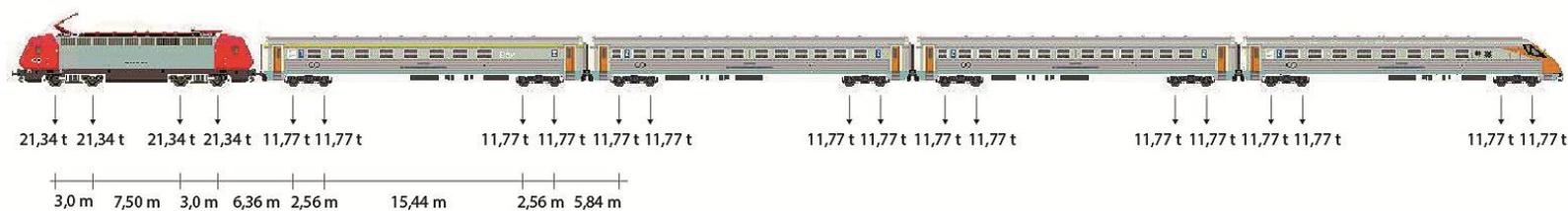
Os desenhos dos comboios de Mercadorias e Alfa-Pendular na Figura 2.5 encontram-se simplificados por forma a serem perceptíveis os valores de cargas e distâncias associados. Convém, no entanto, referir que o comboio Alfa-Pendular é constituído por seis carruagens, com iguais esquemas de carga, e que o comboio de Mercadorias possui no total 14 vagões iguais aos apresentados.



a)

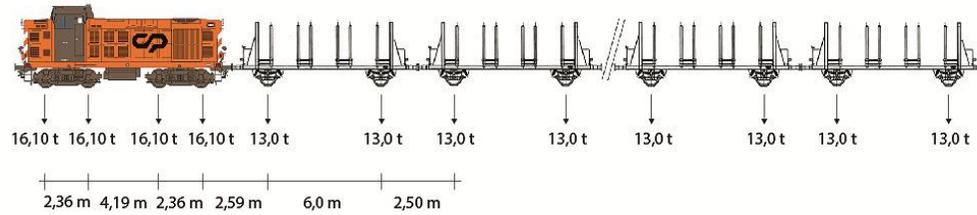


b)

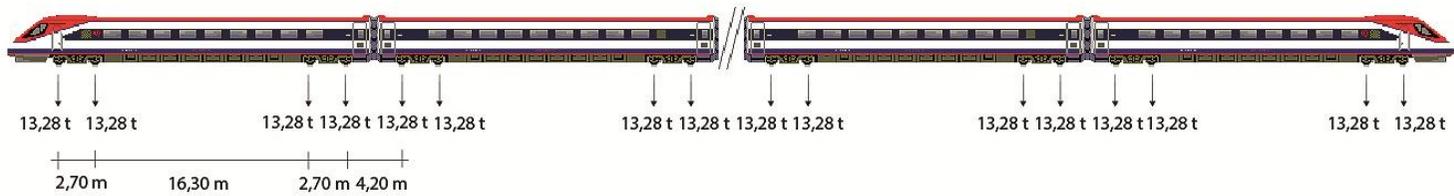


c)

Figura 2.5 - Esquema de cargas dos comboios considerados nas análises dinâmicas: a) Urbano; b) Regional; c) Intercidades; d) Mercadorias; e) Alfa-Pendular



d)



e)

Figura 2.5 (continuação) - Esquema de cargas dos comboios considerados nas análises dinâmicas: a) Urbano; b) Regional; c) Intercidades; d) Mercadorias; e) Alfa-Pendular

### *B - Gama de velocidades*

A EN 1991-2 (2003) define diretrizes relativamente às velocidades de circulação a considerar em projeto. Refere que a velocidade a considerar deve ser 1,2 vezes superior à velocidade de circulação máxima esperada para a linha. Estas diretrizes encontram-se mais direcionadas para vias de alta velocidade, uma vez que a menor velocidade a ser considerada nestes estudos deve ser sempre superior a 145 km/h.

Em pontes ferroviárias e linhas de tráfego convencional, como é o caso das linhas da Rede Ferroviária Portuguesa, são usuais velocidades de circulação entre os 60 e 100 km/h, no entanto, e atendendo a que no futuro estas linhas possam receber tráfego a velocidade alta, as velocidades de circulação consideradas para as análises dinâmicas ficaram compreendidas entre 60 e 180 km/h para todos os comboios.

### *C - Parâmetros relativos à ponte*

A análise dinâmica encontra-se fortemente condicionada por três fatores: a massa da estrutura, a sua rigidez e o seu amortecimento. Quando estes três fatores não se encontram devidamente definidos, os valores das frequências naturais da estrutura podem variar e oferecer valores errados para situações de risco, como são as de ressonância.

A rigidez é a gradeza mais difícil de determinar visto que esta varia com a tipologia estrutural, as características da secção transversal e com o material dos seus elementos. A sobreavaliação do valor da rigidez conduz a um aumento natural das frequências naturais. No sentido inverso, uma sobreavaliação da massa da estrutura conduz a uma redução das frequências naturais. Ambas as situações podem levar a uma análise incorreta do efeito da passagem dos veículos na ponte, sendo imperativa uma correta contabilização de ambos os fatores (Ribeiro, 2004).

Relativamente ao amortecimento, a EN 1991-2 (2003) definiu três curvas a ter em conta aquando da análise dinâmica, as quais dependem do tipo de material da ponte e do vão dos seus tramos. O Quadro 2.2 apresenta as expressões matemáticas das três curvas referidas.

Quadro 2.2 - Valores do coeficiente de amortecimento ( $\xi$ ) para efeitos de dimensionamento  
(adaptado de EN1991-2 (2003))

Tipo de Ponte	Limite inferior do coeficiente de amortecimento $\xi$ (%)	
	Vão $L < 20$ m	Vão $L \geq 20$ m
Aço ou Compósita	$\xi = 0,5 + 0,125x(20-L)$	$\xi = 0,5$
Betão Pré-Esforçado	$\xi = 1,0 + 0,07x(20-L)$	$\xi = 1,0$
Betão Armado e "Filler Beam"	$\xi = 1,5 + 0,07x(20-L)$	$\xi = 1,5$

## 2.3 METODOLOGIA DE ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO

Nesta secção é detalhado o método de análise que não contempla a interação entre a ponte e o comboio, em particular é explicada a formulação de cargas móveis e a folha de cálculo em Microsoft Excel que realiza as análises dinâmicas e permite a obtenção automática de resultados, denominado *Dym Robot Analysis*.

### 2.3.1 Formulação de cargas móveis

O método das cargas móveis possibilita a definição de funções de carga temporais nos nós que definem o percurso das cargas. As funções de carga traduzem, para cada instante de tempo, uma força nodal equivalente à passagem do esquema de cargas, e podem ser obtidas da seguinte forma (Ribeiro, 2004):

- i) definição dos nós que definem o caminho de cargas;
- ii) no instante inicial a posição das cargas ( $P_k$ ) coincide com o início do caminho de cargas ( $x_k(0)$ );
- iii) num determinado instante  $t$  a posição das cargas,  $x_k(t)$ , é dada por:

$$x_k(t) = x_k(t_0) + v \times t \quad (2.3)$$

- iv) sabendo a posição das cargas num determinado instante  $t$ , é possível converter esta informação em forças nodais equivalentes usando a expressão:

$$P_i = P_k \times N_i(x_k) \quad (2.4)$$

Em que  $N_i(x_k)$  é uma função de forma definida para o nó  $i$  da estrutura, como ilustra a Figura 2.6, dada por:

$$N_i(x_k) = \begin{cases} \frac{x_k - x_{i-1}}{L_{i-1,i}} \leftarrow x_{i-1} \leq x_k \leq x_i \\ 1 - \frac{x_k - x_i}{L_{i,i+1}} \leftarrow x_i \leq x_k \leq x_{i+1} \end{cases} \quad (2.5)$$

onde  $L_{i-1,i}$  e  $L_{i,i+1}$  são as distâncias entre os nós  $i-1$  e os nós  $i+1$ , respetivamente.

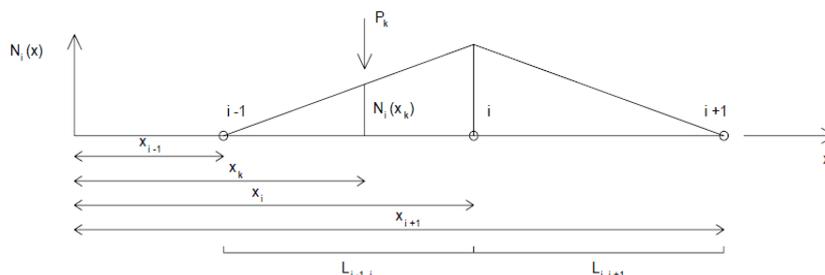


Figura 2.6 - Variação da força nodal no nó  $i$  devida à passagem da carga rolante  $P_k$  (Ribeiro, 2004)

### 2.3.2 O programa *Dyn Robot Analysis* (DRA)

O programa DRA permite a realização de análises dinâmicas no programa *Robot* com base numa interface desenvolvida em ambiente *Excel* e com recurso a uma ferramenta de programação denominada de *Robot Open Standard - ROS* (ISS, 2002). As ferramentas ROS estão disponíveis em linguagem de programação VBA e permitem aceder e manipular os objetos do programa ROBOT sem a necessidade da sua utilização direta.

O programa contempla três fases de análise: fase de pré-processamento, a fase de cálculo e fase de pós-processamento. Estas serão descritas nas secções seguintes.

#### 2.3.2.1 Fase de pré-processamento

A) Definição do comboio e da gama de velocidades

A folha de dados do Excel tem uma base de dados onde se encontram definidos os comboios que se pretende estudar. Estes encontram-se caracterizados pelas suas cargas por eixo e pela posição/distância destas relativamente à primeira carga. A folha permite ainda a definição da velocidade máxima e mínima de circulação bem como um possível acréscimo de velocidade que o comboio pode sofrer durante a sua passagem na ponte. A Figura 2.7 ilustra o interface gráfico principal do programa DRA e os conteúdos mencionados encontram-se assinalados com a letra do respetivo ponto, A).

Tipo de Problema	1 Via (2 carris)		
Limite inferior	120	Km/h	A)
Limite superior	120	Km/h	A)
Intervalo Tempo ( $\Delta t$ )	0.002	s	C)
Materiais - Caminho 1	S 235 1		E)
Materiais - Caminho 2	S 235 2		E)
Acréscimo de Velocidade (Caminho 1/Caminho 2)	10		A)
Comboio - Caminho 1	C.F Tipo 8		A)
Comboio - Caminho 2			
Método de Integração	Modal	m	D)
Posição Comboio 1 (coordenada xx da 1ª carga em relação ao início do caminho 1)	0	m	
Posição Comboio 2 (coordenada xx da 1ª carga em relação ao início do caminho 2)			

ROS - Análise Dinâmica Versão 04.6

Figura 2.7 - Interface gráfico principal do programa DRA

B) Definição do coeficiente de amortecimento

A Figura 2.8 ilustra o interface gráfico secundário do programa DRA. Neste é possível definir o valor do coeficiente de amortecimento, assinalado pela letra B).

Método de Newmark		
$\alpha$	0.804	B)
$\beta$	7.95800E-05	B)
$\Delta t$	0.002	C)
Tempo Final		C)
Método da Sobreposição Modal		
Nº Modos	45	D)
Coefficiente de amortecimento ( $\zeta$ )	0.005	B)
$\Delta t$	0.002	C)
Tempo Final	10	C)

Figura 2.8 - Interface gráfico secundário do programa DRA

C) Definição do tempo de análise e do *Time Step*

O tempo de análise é o tempo que o comboio demora a atravessar a ponte, Figura 2.8 C). O *Time Step* é o intervalo de tempo sob o qual será feita a análise, Figura 2.8 C).

#### D) Seleção do método de integração e definição do número de modos de vibração

O programa permite escolher entre o método da sobreposição modal e o método de Newmark, havendo em ambos os casos necessidade de definir certos parâmetros, Figura 2.7 D) (Chopra, 1995; Clough e Penzien, 1979). Geralmente o método de cálculo mais utilizado é o método da sobreposição modal por ser computacionalmente mais eficiente e rápido. É também definido o número de modos de vibração considerados nas análises dinâmicas, Figura 2.8 d).

#### E) Definição do caminho de cargas

A definição do caminho de cargas é feita automaticamente, no entanto, é necessário primeiramente definir os materiais dos elementos que o constituem de modo a evitar conflitos, os materiais usados nos elementos do caminho de cargas não podem ser aplicados a outros elementos da estrutura. Posteriormente, os nós identificados serão ordenados por ordem crescente de abscissa relativa, sendo o primeiro nó identificado como o início do caminho e o último nó como o fim deste.

### 2.3.2.2 Fase de cálculo

#### A) Geração dos casos de carga estáticos

São gerados um conjunto de casos de carga estáticos correspondentes à aplicação de forças unitárias verticais descendentes nos nós pertencentes ao percurso das cargas, Figura 2.9. Estas forças nodais vão ser multiplicadas em cada instante de tempo pelo valor da respetiva função de carga temporal.

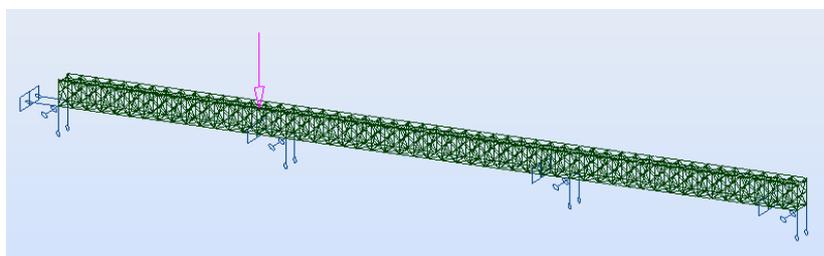


Figura 2.9 - Exemplo de caso de carga estático

#### B) Definição das funções de carga temporais

São calculadas as funções de carga para cada nó do caminho de cargas para uma determinada velocidade e comboio. O programa fornece um ficheiro do tipo .thf, Figura 2.10, onde se encontra a informação relativa à função de carga que se considerada para um determinado nó.

```

FUNCTION
Nó 137 v=80
6211
0 106.68375
0.002 102.89055
0.004 99.09735
0.006 95.30415
0.008 91.51095
0.01 87.71775
0.012 83.92455
0.014 80.13135
0.016 76.33815
0.018 72.54495
0.02 68.75175
0.022 64.95855
0.024 61.16535
0.026 57.37215
0.028 53.57895
0.03 49.78575
0.032 45.99255
0.034 42.19935
0.036 38.40615
0.038 34.61295
0.04 30.81975
    
```

Figura 2.10 - Exemplo de ficheiro .thf

### C) Criação do caso *Time History Analysis*

Neste passo o programa dá indicação ao Robot para a criação de um caso de análise dinâmica denominado por *Time History*, Figura 2.11. As funções de carga, anteriormente calculadas, serão associadas ao seu respetivo nó. Nesta análise o tempo total de cálculo é assumido igual ao tempo que o comboio leva a atravessar a ponte.

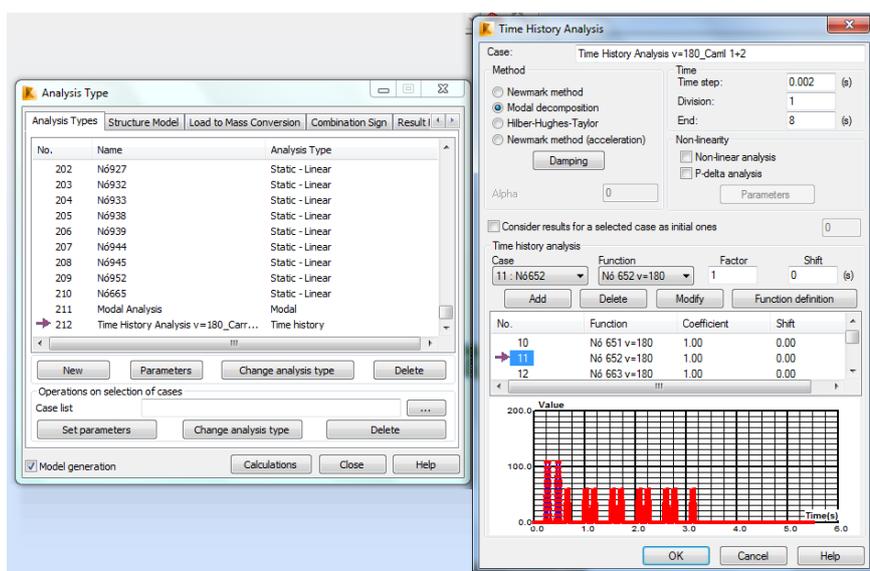


Figura 2.11 - Interface gráfico das análises *Time History*

### 2.3.2.3 Fase de Pós-processamento

A fase de pós-processamento consiste na gravação dos ficheiros que se geraram durante a fase de cálculo. Por facilidade decidiu-se dar aos ficheiros a designação de “structure” e a respetiva velocidade de análise, por exemplo “structure v=160.rtd”. Destes ficheiros podem ser retirados resultados em função de deslocamentos, acelerações, tensões, deformações, etc.

### 2.3.2.4 Melhoramentos implementados no programa

O programa DRA para versões mais recentes do *Robot* apresenta algumas incompatibilidades. Inicialmente verificou-se que o DRA não conseguia abrir o ficheiro base do Robot. Para tal analisou-se o código e procedeu-se a uma alteração, ilustrada na Figura 2.12, por forma a corrigir o referido erro.

```
Private Sub CommandButton12_Click()
fileToOpen = Application.GetOpenFilename("RobotFiles (*.rtd), *.rtd")

Set robapp = New RobotApplication

robapp.Project.Open (fileToOpen)

robapp.Visible = True
robapp.Interactive = True
robapp.UserControl = True

End Sub
```

Figura 2.12 - Novo trecho de código

Posteriormente averiguou-se que o DRA estava a definir de forma errada o caminho de cargas. Para a correta definição deste, o DRA define que o primeiro nó do caminho de cargas não pode apresentar uma coordenada no eixo XX superior à do nó seguinte, ordenando assim os nós por ordem crescente da sua coordenada neste eixo. Para resolução desta situação analisou-se novamente o código e procedeu-se à sua alteração.

## 2.4 AÇÕES HORIZONTAIS DE TRÁFEGO

Em projetos de estruturas ferroviárias existem três tipos de ações horizontais devidas ao tráfego que devem ser consideradas no dimensionamento: a força de lacete, forças de arranque e frenagem e a força centrífuga. A força centrífuga apenas é relevante em pontes com traçado do eixo não retilíneo.

A quantificação destas ações foi realizada de acordo com o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP, 1983). A consideração desta norma em detrimento da norma EN 1991-2 (2003) deve-se apenas à fácil e rápida interpretação.

### 2.4.1 Forças de lacete

As forças de lacete pretendem traduzir a não regularidade que a circulação do tráfego ferroviário possui. Esta irregularidade da circulação é traduzida por meio de uma força concentrada de 100 kN aplicada no topo do carril, perpendicularmente à via. O regulamento não prevê a majoração deste esforço pelo coeficiente dinâmico  $\phi$ . (Ribeiro, 2004).

### 2.4.2 Forças de arranque e frenagem

As forças de arranque e frenagem contemplam os esforços que ocorrem quando travagens ou acelerações acontecem na via. Estas forças atuam no topo do carril e para traduzir o seu efeito deverá ser considerada uma carga distribuída ao longo de um comprimento de influência  $L_{a,b}$  aplicado ao elemento estrutural em causa. (Ribeiro, 2004)

O RSAEEP define que as forças de arranque devem ser quantificadas com um valor correspondente a 25% da sobrecarga do veículo tipo, não devendo o comprimento de aplicação ultrapassar os 30 metros em vias não balastradas. A estes valores não deve corresponder nenhum acréscimo devido ao efeito dinâmico da ação mediante a aplicação de qualquer coeficiente.

Para as forças de frenagem devem ser tomadas com um valor igual a 20% da sobrecarga do veículo tipo, podendo estar distribuídas ao longo de um comprimento superior a 30 metros, ao contrário do que ocorre para as forças de arranque. Também neste caso não deve ser aplicado qualquer coeficiente para atender aos efeitos dinâmicos.

## 2.5 AÇÕES AMBIENTAIS

As ações ambientais consideradas na presente dissertação foram a ação do vento e da temperatura assim como a ação sísmica. A primeira foi definida de acordo com a norma EN-1991-1-4 (2010), a segunda conforme estipulado no RSAEEP, e a ação sísmica segundo a norma EN 1998 (2010).

### 2.5.1 Ação do vento

O algoritmo previsto pela EN 1991-1-4 (2010) para o cálculo da ação do vento passa pela determinação da pressão dinâmica de referência,  $q_b$ , para em seguida se avaliar a pressão dinâmica de pico,  $q_p$ .

A pressão dinâmica de referência é dada por:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (2.6)$$

em que:

$\rho$  - massa volúmica do ar (1,25 kg/m<sup>3</sup>);

$v_b$  - valor de referência da velocidade do vento (m/s).

Para efeitos de quantificação da ação do vento, a EN 1991-4 (2010) divide o território nacional em duas zonas, A e a B. A Zona B abrange os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600

metros. Por seu turno a Zona A reúne todo o restante território. Na primeira zona a velocidade do vento de referência é considerada igual a 30 m/s, enquanto na segunda toma um valor de apenas 27 m/s.

A pressão dinâmica de pico é dada por:

$$q_p = q_b \times C_e(z) \quad (2.7)$$

em que:

$q_p$  - pressão dinâmica de pico (Kpa);

$C_e(z)$  - coeficiente de exposição.

A Figura 2.13 apresenta a variação do coeficiente de exposição em função da cota acima do solo onde é exercida a ação do vento,  $z$ , e da rugosidade do terreno.

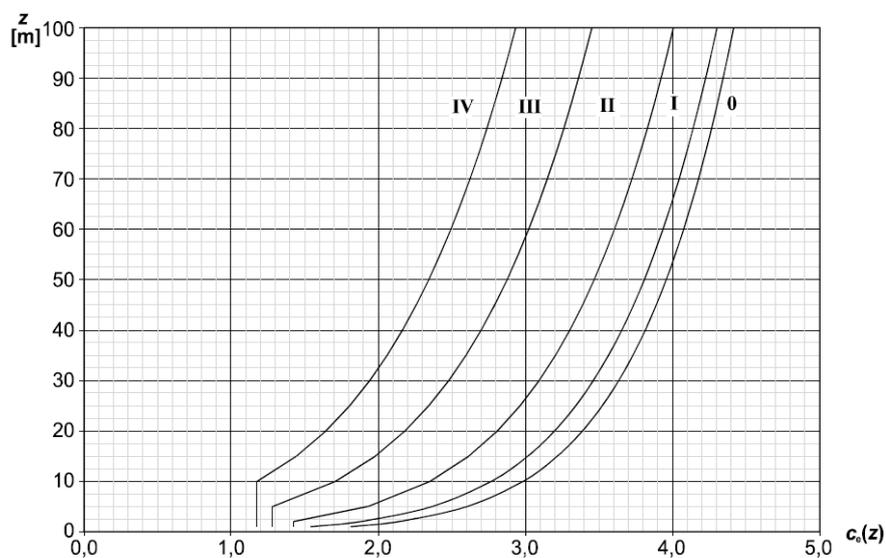


Figura 2.13 - Gráfico da representação do coeficiente de exposição  $C_e(z)$  (EN 1991-1-4 (2010))

A escolha da categoria da rugosidade do terreno depende das características orológicas que envolvem o local de implantação da estrutura. No Quadro 2.3 apresentam-se os parâmetros associados a cada categoria, assim como a sua descrição.

Quadro 2.3- Categorias de terreno e respectivos parâmetros (EN 1991-1-4 (2010))

Categoria	Descrição	Z <sub>0</sub> [m]	Z <sub>min</sub> [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas, suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura superior a 15 m	1,0	15

Tendo em conta que os elementos estruturais, onde a ação do vento atua, apresentam geometria distinta, com exposições e áreas de incidência de pressão do vento diferentes, a força exercida pelo vento,  $F_w$ , em cada componente é dada por:

$$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(Z_e) \times A_{ref} \quad (2.8)$$

em que:

$c_s c_d$  - coeficiente estrutural;

$c_f$  - coeficiente de força relativo ao elemento de construção;

$q_p(Z_e)$  - pressão dinâmica de pico à altura de referência  $Z_e$ ;

$A_{ref}$  - área de referência do elemento de construção.

## 2.5.2 Temperatura

O RSAEEP estabelece que a ação da temperatura é definida por duas componentes: uma associada à sua variação uniforme e outra relativa a uma variação diferencial. As variações uniformes correspondem às variações anuais da temperatura ambiente que, por se processarem com lentidão, conduzem sucessivamente a estados térmicos que se podem supor uniformes em todos os elementos da estrutura. As variações diferenciais correspondem, por sua vez, às

variações rápidas da temperatura ambiente, característica da evolução diária, que originam gradientes térmicos na estrutura (RSAEEP, 1983).

A norma prevê situações em que não é necessário considerar ambos os tipos de variação de temperatura. As variações uniformes podem não ser consideradas desde que a estrutura possua disposições construtivas adequadas, que tornem desprezáveis os esforços associados a esta ação. Por sua vez, as variações diferenciais só devem ser consideradas em certos tipos de estruturas onde se preveja que os elementos estruturais sejam sensíveis a esta ação, devido às suas dimensões e materiais constituintes.

No âmbito das variações uniformes de temperatura, a norma faz distinção entre estruturas protegidas e não protegidas. Esta define estruturas protegidas como aquelas que possuem um bom isolamento térmico dos seus elementos. No estudo destas deve ser considerada uma variação máxima de temperatura de 35°C e uma variação mínima de -25°C. Nos restantes casos, devem ser consideradas as temperaturas de 10 e -10 °C (RSAEEP, 1983).

### 2.5.3 Ação Sísmica

A ação sísmica foi quantificada através do espectro de resposta elástico. Na norma EN 1998-1 (2010) define dois tipos de espectros de resposta elástico, tipo 1 e 2. O espectro do tipo 1 caracteriza-se por um sismo de magnitude moderada e que ocorre a pequena distância do foco, enquanto que o espectro do tipo de 2 se caracteriza por um sismo de elevada magnitude mas a grande distância do foco. Apesar das diferentes características entre sismos, a norma EN 1998-1 (2010) estabeleceu um grupo de equações que permite definir os referidos espectros, sendo estas:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \times S \times \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad (2.9)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \quad (2.10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.11)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[ \frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \quad (2.12)$$

em que:

$S_e(T)$  - espectro de resposta elástica

$T$  - período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade

$a_g$  - valor de cálculo da aceleração à superfície

$T_B$  - limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante

$T_C$  - limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante

$T_D$  - valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante

$S$  - coeficiente de solo

$\eta$  - coeficiente de correção do amortecimento

O desenvolvimento esquemático da aceleração espectral da resposta em função do período de vibração é apresentado na Figura 2.14.

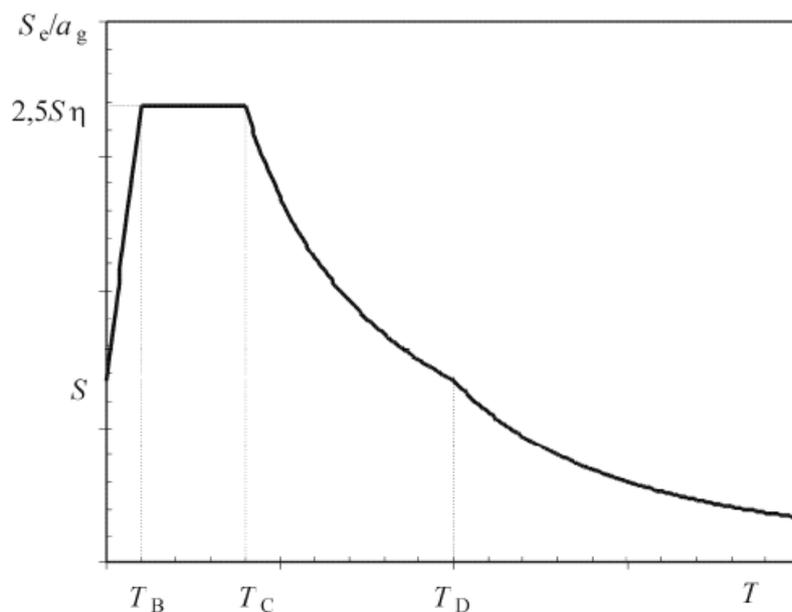


Figura 2.14 - Forma do espectro de resposta elástica (EN 1998 (2010))

Os parâmetros para o seu cálculo encontram-se definidos no anexo nacional da norma. Apesar de existirem valores recomendados, a adoção dos valores definidos no anexo nacional revela-se mais adequada à realidade do país. Estes parâmetros dependem de quatro fatores: a zona sísmica em que se localiza a estrutura, o tipo de terreno, o coeficiente de importância e o amortecimento da estrutura.

O valor da aceleração à superfície é obtido multiplicando o valor de referência da aceleração à superfície,  $a_{gr}$ , dependente da zona sísmica, pelo coeficiente de importância  $\gamma_I$ .

$$a_g = \gamma_I \times a_{gr} \quad (2.13)$$

O coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , relaciona-se com o tipo e magnitude da obra em estudo. A EN1998-5 define as classes de importância apresentadas no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 - Classes de importância de pontes

Classe de importância	Edifícios
I	A ponte não é de importância crítica para a realização do tráfego e o tempo de vida útil da ponte ultrapassou os 50 anos.
II	Em pontes rodoviárias ou ferroviárias deve-se adotar a classe de importância II quando as restantes classificações não se adequam.
III	A ponte é de importância extrema para a realização do tráfego.

Sabendo a classe de importância, e recorrendo ao anexo nacional da norma EN 1998-1 (2010), obtêm-se o valor de  $\gamma_I$ . No Quadro 2.5 encontram-se os referidos valores.

Quadro 2.5 - Coeficientes de importância  $\gamma_I$

Classe de Importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15

As zonas sísmicas encontram-se definidas no anexo nacional da EN 1998-1 (2010). De uma forma simplificada traduzem a propensão que uma determinada zona apresenta, ou não, para que nela

se verifique algum tipo de ação sísmica. A cada zona corresponde diretamente um valor de referência para a aceleração à superfície,  $a_{gr}$ ,

O tipo de terreno é o parâmetro que mais importa nas equações que definem o espectro de resposta pois dele depende os valores de  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_c$  e  $T_D$ . A norma EN 1998-1 (2010) define cinco tipos principais de solo que se encontram descritos no Quadro 2.6.

Quadro 2.6 - Tipos de terreno

Tipo de Terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
<b>A</b>	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
<b>B</b>	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 - 800	> 50	> 250
<b>C</b>	Depósitos profundos de areia compacta ou mediamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 - 360	15 - 50	70 - 250
<b>D</b>	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
<b>E</b>	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			

Por fim, atendendo a que o espectro de resposta elástico de referência é estabelecido para uma estrutura com coeficiente de amortecimento de 5%, para os restantes casos de correção associada é realizado através do fator  $\eta$ , traduzido pela seguinte formula:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\zeta)}} \geq 0,55 \quad (2.14)$$

## 2.6 DISPOSIÇÃO, GRUPOS E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Os grupos e combinações de ações foram definidos de acordo com o estabelecido RSAEEP, por este apresentar diretrizes simples e de fácil compreensão.

O objetivo consiste em estimar os esforços máximos possíveis de ocorrer, para os quais a estrutura deverá apresentar adequada resistência, local e global.

Tendo em conta as ações descritas ao longo deste capítulo, o RSAEEP define que as do tipo permanente devem ser sempre contabilizadas, independentemente da combinação em estudo, e que se devem fazer variar as sobrecargas por forma a obter a mais condicionante para cada elemento em estudo. Matematicamente o conceito é traduzido pela seguinte expressão:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times S_{Gik} + \gamma_q \times [S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{oj} \times S_{Qjk}] \quad (2.15)$$

em que:

$S_{Gik}$  - esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

$S_{Q1k}$  - esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

$S_{Qjk}$  - esforço resultante de ação variável de ordem  $j$  distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

$\gamma_{gi}$  - coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;

$\gamma_q$  - coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

$\psi_{oj}$  - coeficiente  $\psi_0$  correspondente à ação variável de ordem  $j$ .

A ação sísmica, à luz deste regulamento, merece uma especial atenção pois, ao contrário das restantes ações ambientais, não é vista como uma sobrecarga que atua na estrutura, mas sim uma ação independente. Para tal ação foi combinada com as restantes da seguinte forma:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times S_{Gik} + \gamma_q \times S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \times S_{Qjk} \quad (2.16)$$

Em que:

$S_{Ek}$  - esforço resultante da ação sísmica considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

$\psi_{2j}$  - coeficiente  $\psi_2$  correspondente à ação variável de ordem  $j$ ;

$\psi_{2j} \times S_{Qjk}$  - valor quase permanente da ação variável de ordem  $j$ .

Apesar de a expressão indicada no regulamento não contemplar a majoração das cargas permanentes pelo coeficiente  $\gamma_{gi}$  considerou-se que neste caso de estudo seria relevante fazê-lo por não se saber qual o efeito do peso da estrutura aquando da ocorrência da ação sísmica.

O RSAEEP estabelece que o coeficiente  $\gamma_{gi}$  deve assumir os valores de 1,0 ou de 1,35, enquanto que o coeficiente  $\gamma_q$  deve assumir o valor de 1,5. Para os coeficientes  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  o regulamento define em vários artigos os seus, sintetizados no Quadro 2.7.

Quadro 2.7 - Coeficientes  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  de acordo com o RSAEEP

	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
<b>Vento</b>	0,4	0,2	0
<b>Temperatura</b>	0,6	0,5	(0,3) 0,8
<b>Sobrecarga</b>	(0,6) 0,8	0,4	0,2

As sobrecargas indicadas no Quadro 3.7 referem-se às ações das forças de lacete, de arranque e frenagem e aos comboios LM71 e SW/0. Para estas sobrecargas o regulamento define que aquando da ocorrência da ação sísmica o seu valor quase permanente é nulo.

O regulamento permite a alteração dos coeficientes adotados mediante justificação adequada. A coberto desta prerrogativa foram considerados valores distintos para os coeficientes  $\psi_{0j}$  das sobrecargas e  $\psi_{2j}$  da temperatura.

O agravamento do primeiro está relacionado com a importância que as sobrecargas têm no âmbito do presente trabalho. Estas são as cargas que mais condicionam todos os elementos da estrutura e à luz do novo regulamento, EN 1990 (2010), este coeficiente vê o seu valor agravado, também, para 0,8.

O agravamento do  $\psi_{2j}$  da ação da temperatura estava relacionado com o facto de esta ser a única ação que era passível de consideração aquando da ação sísmica, pois todos os restantes  $\psi_{2j}$  são iguais a zero. Em consonância com o que foi referido anteriormente, este valor na nova regulamentação também apresenta o valor de 0,8.

## 2.7 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Pretende-se de seguida apresentar as verificações de segurança efetuadas para o dimensionamento do reforço para os elementos estruturais da ponte e os critérios considerados para avaliar o comportamento da ponte para a passagem do tráfego ferroviário real.

### 2.7.1 Critérios gerais

A norma EN 1991-2 estabelece os critérios que devem ser tidos em conta para se assegurar a segurança do tráfego na via, e que consistem na (Ribeiro, 2004):

- verificação das acelerações máximas de pico no tabuleiro devem ser tidas em conta como um requisito de segurança, em estado limite de serviço, para que se previna que existam fenómenos de instabilidade na via;
- agravamento das cargas estáticas para a obtenção de efeitos dinâmicos associados ao tráfego ferroviário, os quais devem ser tidos em conta através da majoração das cargas pelo coeficiente  $\Phi$ , de acordo com o definido em 2.2.2.1. Caso seja necessário efetuar uma análise dinâmica, os resultados da análise dinâmica devem ser comparados com os obtidos com os resultados do processo de majoração, devendo os esforços mais gravosos ser considerados.

### 2.7.2 Critérios relativos à segurança estrutural

Os elementos estruturais devem ter a sua segurança estrutural avaliada consoante os esforços atuantes nesta. Avaliando a tipologia estrutural dos elementos da ponte, existem dois grupos

que devem ser analisados, um em que os esforços de flexão são predominantes (carlingas e longarinas) e outro em que os esforços axiais são condicionantes (restantes componentes).

De acordo com a norma EN 1993-1 (2010), para que os elementos apresentem adequada resistência a esforços de flexão é necessário verificar a seguinte condição:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \quad (2.17)$$

onde:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ para secções transversais de Classe 1 ou 2;} \quad (2.18)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \times f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ para secções transversais de Classe 3;} \quad (2.19)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ef,min} \times f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ para secções transversais de Classe 4.} \quad (2.20)$$

em que:

$M_{pl,Rd}$  - valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal

$M_{el,Rd}$  - valor de cálculo do momento fletor resistente elástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal

$M_{c,Rd}$  - valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal

$W_{pl}$  - módulo de flexão plástico de uma secção transversal

$W_{el,min}$  - módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal

$W_{ef,min}$  - módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva

$f_y$  - tensão de cedência do aço

$\gamma_{M0}$  - coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe (1,0)

A classe de uma secção transversal encontra-se definida no Quadro 5.2 no ponto 5.6 da norma EN1993-1 (2010).

Apesar dos esforços de flexão terem sido considerados os mais condicionantes, são geralmente realizadas outras verificações de segurança nomeadamente à:

- Resistência ao esforço axial de tração;
- Resistência ao esforço axial de compressão;
- Resistência ao esforço de flexão simples nas duas direções;
- Resistência ao esforço transversal simples nas duas direções;
- Resistência com interação entre os esforços de flexão e transversal na direção vertical;
- Resistência com flexão composta;
- Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão;
- Resistência à encurvadura lateral de vigas.

No que toca às peças solicitadas sobretudo pelos esforços axiais, a norma EN 1993-1 (2010) estabelece que uma peça apresenta resistência adequada caso respeite a seguinte condição:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}, \text{ em tração} \quad (2.21)$$

e

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}, \text{ em compressão} \quad (2.22)$$

onde:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.23)$$

e

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.24)$$

em que:

$N_{t,Rd}$  - Valor de cálculo do esforço normal resistente de tração

$N_{c,Rd}$  - Valor de cálculo do esforço normal resistente de compressão

$A$  - Área da secção transversal

$f_y$  - Tensão de cedência do aço

$\chi$  - Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante definido de acordo com o ponto 6.3.1.2 da norma EN 1993-1 (2010).

Apesar de em certos casos o esforço de tração condicionar o dimensionamento estrutural, o esforço de compressão em grande parte dos casos é condicionante devido ao fenómeno de encurvadura.

### **2.7.3 Critérios relativos à segurança da via**

A norma EN1991-2 (2010) remete em vários pontos para a norma EN1990-AnnexA2 (2005). Esta apresenta-se como um complemento da anterior e oferece vários limites regulamentares. Em conjunto estas definem um conjunto de critérios de deformabilidade a ter em conta para que a segurança da via não seja comprometida. Estes critérios pretendem evitar: a redução de forças de contacto da roda-carril; a degradação dos sistemas de apoio; a destabilização da via; o descarrilamento dos comboios por torção da via; o empolamento dos carris.

#### **2.7.3.1 Estados limites de deformação e vibração especificados na EN1990 Annex A2 (2005)**

A norma EN 1990 Annex A2 (2005) define os limites máximos para as acelerações verticais e deformações verticais no tabuleiro da ponte.

Os limites regulamentares aplicado às acelerações a que o tabuleiro pode estar sujeito têm por objetivo evitar problemas de contacto entre os rodados e o carril, e problemas de instabilidade do balastro no caso de via com estas características. A norma prevê que para uma via balastrada a aceleração vertical máxima assuma valores inferiores a  $3,5 \text{ m/s}^2$  e para uma via não balastrada de  $5 \text{ m/s}^2$ .

A norma oferece ainda diretrizes sobre que frequências considerar para a obtenção da resposta dinâmica para as acelerações consideradas. Esta define que devem ser considerados valores de acelerações até frequências de 30 Hz ou 1,5 vezes superiores à frequência do primeiro modo de vibração do elemento estrutural em análise, incluindo os três primeiros modos de vibração.

Relativamente às deformações verticais máximas, a norma define que os valores não devem exceder o valor de  $L/600$  para os modelos de carga LM71, ou SW/0 e SW/2, quando aplicáveis.

#### 2.7.4 Critérios relativos ao conforto dos passageiros

A norma EN 1990-AnnexA2 (2005) define critérios para que o conforto dos passageiros seja garantido durante a travessia da ponte. Esta é garantida através do controlo das acelerações que o comboio transmite às carruagens aquando da sua circulação.

A norma define três níveis de conforto: muito bom, bom e aceitável, os quais se encontram descritos no Quadro 2.8.

Quadro 2.8 - Valores máximos admitidos para as acelerações nas carruagens em função dos níveis de conforto

Nível de conforto	Aceleração vertical $b'_{\nu}$ (m/s <sup>2</sup> )
Muito Bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

Para avaliar o conforto dos passageiros recorrendo a análises dinâmicas que não contemplem a interação entre a ponte e o comboio a norma definiu o ábaco ilustrado na Figura 2.15.

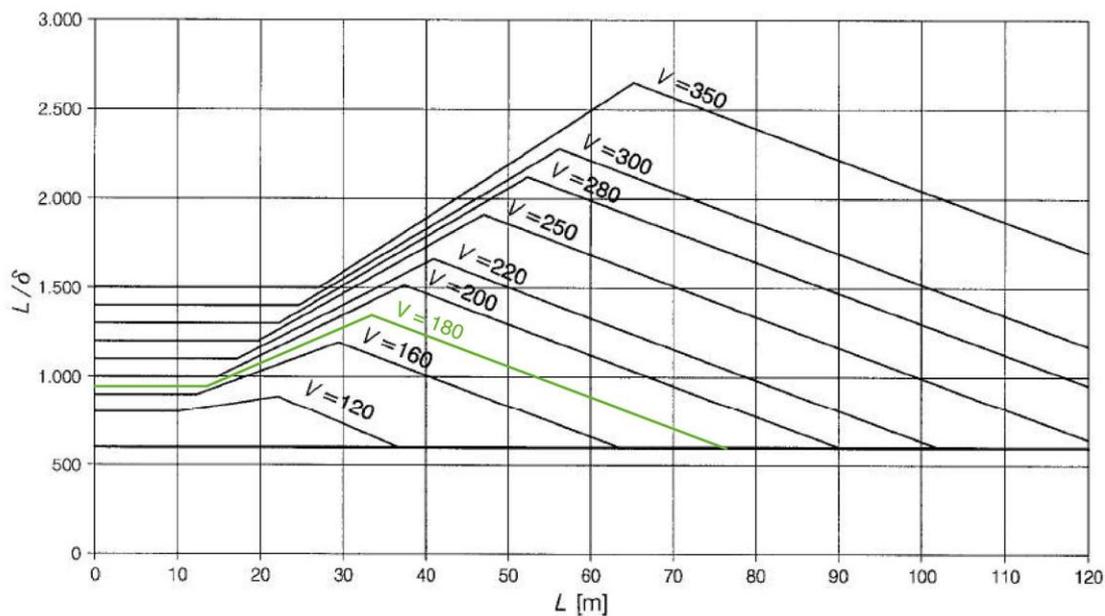


Figura 2.15 - Deslocamento máximo permitido para pontes com 3 ou mais vãos simplesmente apoiados para a aceleração de  $1 \text{ m/s}^2$

Para configurações estruturais diferentes da prevista no ábaco da Figura 2.14, a norma EN 1990-AnnexA2 (2005) define condições de compatibilização do referido ábaco. Para pontes em continuidade a norma prevê uma redução do valor da razão  $L/\delta$  deve ser multiplicado por 0,9.

Os níveis de conforto definidos no Quadro 2.8 relacionam-se com os valores do ábaco da Figura 2.15 na medida em que se se multiplicar o valor de uma aceleração obtém-se o respetivo nível de conforto. Isto verifica-se útil quando os valores da razão  $L/\delta$  definidos no ábaco são ultrapassados.



## 3 CASO DE ESTUDO: PONTE FERROVIÁRIA DE MAÇAINHAS

### 3.1 LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DA PONTE

A Ponte de Maçainhas situa-se ao km 192+127 na linha da Beira Baixa e efetua a ligação entre as cidades da Covilhã e da Guarda. Na Figura 3.1 apresenta-se a ponte de uma perspetiva de satélite e na Figura 3.2 a sua vista geral.



Figura 3.1- Vista de satélite da Ponte de Maçainhas (Fonte: google.maps.com)



Figura 3.2 - Vista geral da Ponte de Maçainhas

A ponte de Maçainhas é constituída por três tramos em continuidade, dois tramos laterais com 40 metros e um central com 50 metros, perfazendo um comprimento total de 130 metros. A ponte apresenta uma distância entre vigas de 3,50 metros albergando apenas uma via de circulação não balastrada em que os carris estão assentes e fixos sobre travessas de madeira. Além da largura referida. Existe ainda um passeio lateral do lado poente da ponte e uma guarda simples do lado inverso.

As longarinas em conjunto com as carlingas formam um sistema em grelha que suporta as cargas transmitidas pelos carris. As longarinas encontram-se ligadas às carlingas com recurso a cantoneiras e rebites. Na Figura 3.3 encontra-se ilustrado um pormenor da grelha metálica onde assentam as travessas que dão apoio aos carris.



Figura 3.3 - Sistema de suporte dos carris e pormenor de ligação das longarinas com as carlingas

As cargas são transmitidas pelas carlingas a duas vigas treliça em aço, constituindo estas o principal sistema estrutural da ponte. As carlingas ligam-se às vigas treliça com a chapa da sua alma a servir de *gousset* posicionado entre os perfis que formam os montantes da viga treliça. A ligação entre os vários elementos é conseguida por meio de rebites como ilustra a Figura 3.4.



Figura 3.4 - Pormenor da ligação da carlinga à viga treliça

As vigas treliça são constituídas por diagonais, montantes e cordas. As cordas, por força das suas características, são as peças que servem de ponto de ancoragem das restantes peças da treliça. Não obstante, convém salientar que existem ligações nas diagonais entre si e entre as diagonais e os montantes. Na Figura 3.5 é possível vislumbrar vários pormenores de ligações entre estes vários elementos, materializados através de rebites.



Figura 3.5 - Pormenores de ligações na viga treliça

Na mesma figura também é possível vislumbrar a forma como as travessas e os contraventamentos verticais e horizontais se encontram ligados às vigas treliça, conferindo a estas resistência às ações horizontais. Os contraventamentos horizontais, superiores e inferiores, e as travessas encontram-se ligados à viga treliça por meio de uma chapa *goussset* ligada ao banzo da corda. As barras do travamento vertical também se ligam à restante estrutura por meio de chapas *goussset* posicionadas entre os perfis dos montantes e das travessas, recorrendo à utilização de rebites.

Nas Figuras 3.6 e 3.7 ilustram-se os elementos estruturais referidos.



Figura 3.6 - Contraventamentos horizontal inferior e vertical



Figura 3.7 - Contraventamento horizontal superior

Os contraventamentos horizontais são materializados por duas barras em cruz de Santo André, sendo uma delas interrompida na zona de ligação utilizando-se para o efeito uma chapa *gousset* que assegura a transmissibilidade dos esforços e o seu equilíbrio no nó. Este pormenor, à semelhança de outros, colocam questões ao nível da modelação, os quais serão abordados em secção própria.

Relativamente aos apoios, a ponte encontra-se apoiada nos encontros e sobre dois pilares de alvenaria sempre com recurso a aparelhos de apoios em aço. Na Figura 3.8 ilustram-se os aparelhos de apoio existentes nos pilares e nos encontros, e na Figura 3.9 apresenta-se um pormenor do aparelho de apoio na zona do encontro. Todos os aparelhos de apoio permitem rotações no plano da estrutura e deslocamentos longitudinais, exceto no encontro sul onde este grau de liberdade está bloqueado.



Figura 3.8 - Vista geral de um tramo extremo da ponte onde se podem identificar os aparelhos de apoio



Figura 3.9 - Pormenor de um aparelho de apoio

## 3.2 HISTORIAL DA PONTE E DA LINHA FERROVIÁRIA DA BEIRA BAIXA

A Linha da Beira Baixa foi inaugurada em 1891 e até esta data só tinha sido concretizada a ligação entre Abrantes e a Covilhã. Apenas em 1893 foi estabelecida a ligação entre a Covilhã e a Guarda, troço onde se encontra a Ponte de Maçaínhas (Cerqueira, 2013).

Esta linha atravessa zonas bastante montanhosas o que tornou o ser traçado muito sinuoso, repleto de curvas, por forma a contrariar, da melhor forma possível, a orografia do terreno. Um aspeto que reforça esta ideia é o elevado número de pontes e túneis que este traçado possui em todo o seu comprimento.

Sobre o passado histórico da Ponte de Maçainhas não existem informações detalhadas disponíveis. No entanto, segundo um estudo datado de 1992, a velocidade de circulação na ponte foi limitada a 20 km/h, só podendo circular um determinado tipo de veículos por razões de segurança. Hoje em dia o troço de ligação Covilhã-Guarda encontra-se encerrado e não faz parte do diretório da Rede Ferroviária Nacional, REFER.

Tendo em conta o atual estado de abandono da ponte e a informação contida no referido estudo, presume-se que a ponte não tenha sido alvo de nenhuma intervenção estrutural com vista a melhorar as suas características estruturais.

Ainda assim, atualmente a linha da Beira Baixa encontra-se em processo de reabilitação. A intervenção já foi realizada do km 178+400 a 185+500, pretendendo-se agora intervencionar os troços desde o km 165+500 a 178+400 e do km 188+500 a 211+330, situando-se a Ponte de Maçainhas neste último. Com estas intervenções pretende-se eliminar as restrições de carga existentes, adaptar a via para a tração elétrica, instalar novos equipamentos de telecomunicações, de sinalização e adaptar a via para o comando centralizado de tráfego (Cerqueira, 2013).

## 3.3 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E GEOMÉTRICA

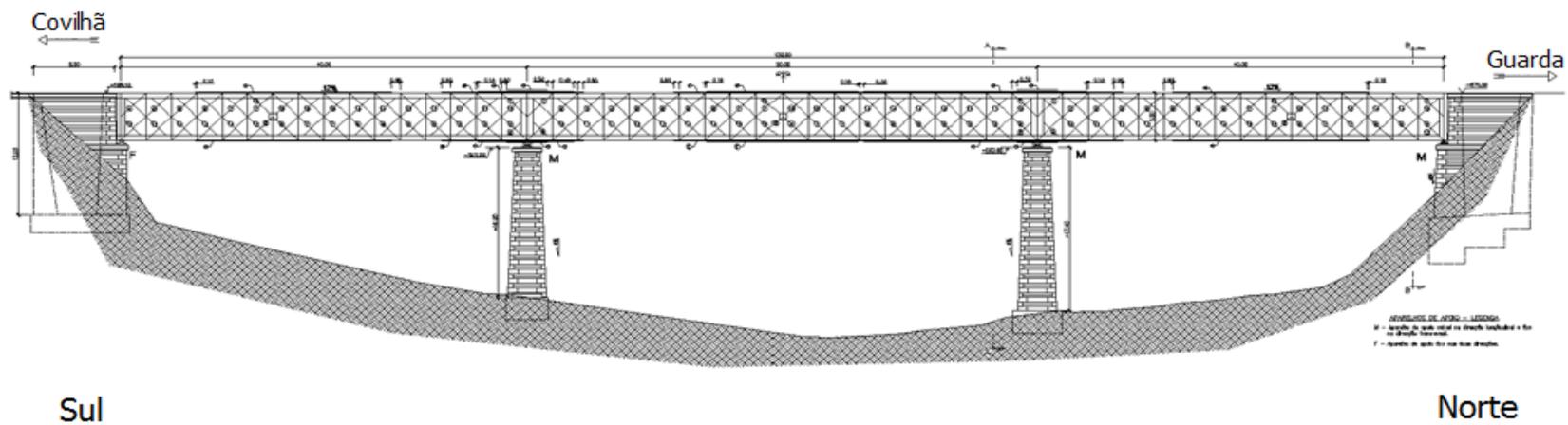
Pretende-se de seguida descrever as secções transversais dos elementos da ponte. Estas serão caracterizadas através da apresentação da sua secção transversal, dimensões, área, propriedades mecânicas e comprimento. Esta caracterização foi conseguida após um minucioso trabalho de campo.

### 3.3.1 Tabuleiro

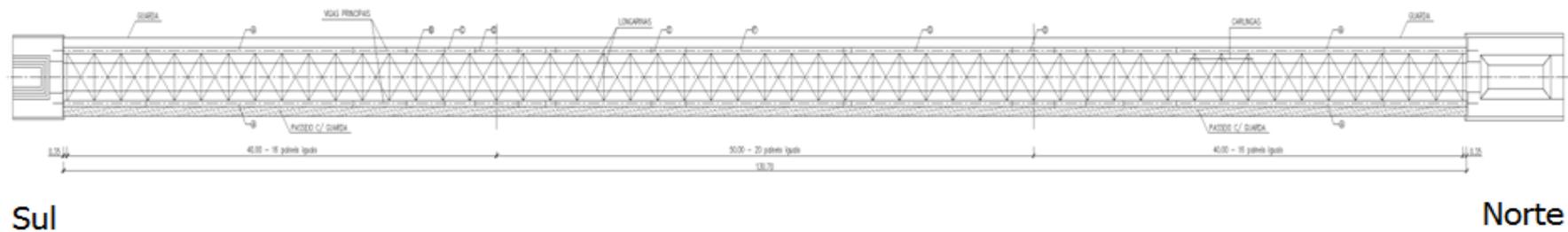
O tabuleiro da ponte, como tem vindo a ser definido ao longo deste capítulo, apresenta duas vigas treliça que suportam um sistema em grelha de carlingas e longarinas. Estas vigas encontram-se ligadas por dois contraventamentos horizontais (superior e inferior), travessas e contraventamentos verticais.

Longitudinalmente, a disposição das peças e suas características apresentam simetria estrutural, ou seja uma metade do tabuleiro é espelhada em relação à outra, à exceção das cordas e dos aparelhos de apoio. No tramo central as cordas nas aspas do lado norte são mais reforçadas que as do lado sul

Nas Figuras 4.10 apresentam-se um alçado da viga treliça, uma vista superior e um corte transversal de todo o tabuleiro.

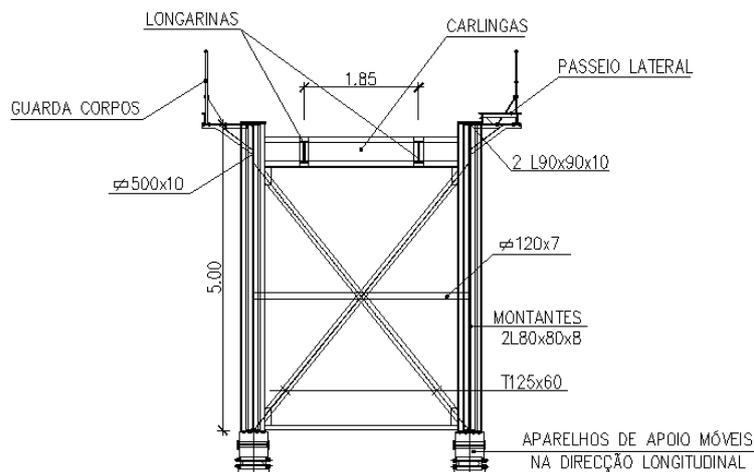


a)



b)

Figura 3.10 - Tabuleiro da Ponte de Maçainhas: a) Alçado da ponte; b) Vista superior da ponte; c) Corte transversal tipo da ponte (REFER)



c)

Figura 3.10 (continuação) - Tabuleiro da Ponte de Maçainhas: a) Alçado da ponte; b) Vista superior da ponte; c) Corte transversal tipo da ponte (REFER)

### 3.3.1.1 Cordas

As cordas da viga treliça apresentam uma configuração em T, assemblada por meio de duas cantoneiras L 90x90x10 e duas chapas, uma de 400x8 milímetros que perfaz o banzo e outra de 500x10 milímetros que materializa a alma. A efetuar a ligação entre estas peças estão rebites.

As cordas variam a espessura do seu banzo consoante a zona da viga em que se encontram. A corda corrente apresenta a configuração ilustrada na Figura 3.11, e o seu reforço varia ao longo da ponte, sendo realizado através do aumento da espessura do banzo da peça por adição de chapas.

Ao todo existem oito secções diferentes, incluindo a corrente, as quais se encontram sistematizadas no Quadro 3.1, onde também se apresenta a espessura total do banzo em função da zona de reforço. Para uma melhor percepção das zonas onde é feito o reforço deve ser consultada a planta estrutural que se encontra no Anexo I.

O Quadro 3.2 sistematiza as principais propriedades mecânicas das diferentes secções das cordas. Estas peças não apresentam um comprimento fixo ao longo do qual se encontram

aplicadas. Porém, para efeitos de cálculo da capacidade resistente e verificação da segurança, foi considerado um comprimento de referência de 2,5 metros por esta ser a distância entre montantes que definem as aspas das vigas treliça.

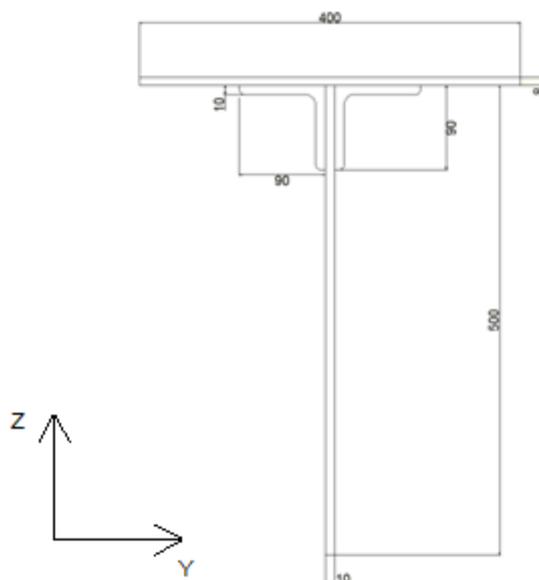


Figura 3.11 - Configuração e dimensões da secção corrente da corda (mm)

Quadro 3.1 - Dimensões das chapas de reforço nos banzos das cordas

Zona de reforço	Dimensões da chapa de reforço (mm)
A	400 x 11
B	400 x 8
C	400 x 10
D	400 x 11
E	400 x 8
F	400 x 7
G	400 x 10

Quadro 3.2 - Geometria de massas das secções transversais das cordas

Corda	Espessura total do banzo (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)
<b>Corda Corrente</b>	8	116,26	27215,30	15,30	4911,99	6,50
<b>Corda A</b>	19	160,27	32316,84	14,20	10776,55	8,20
<b>Corda B</b>	16	148,26	31171,67	14,50	9020,14	7,80
<b>Corda C</b>	26	188,26	34820,57	13,60	14578,85	8,80
<b>Corda D</b>	37	232,26	38053,48	12,80	20522,49	9,40
<b>Corda E</b>	16	148,26	31171,67	14,50	9020,14	7,80
<b>Corda F</b>	23	176,26	33566,95	13,80	12734,79	8,50
<b>Corda G</b>	26	188,26	34820,57	13,60	14578,85	8,80

### 3.3.1.2 Diagonais

As diagonais da viga treliça são de dois tipos: perfis em U ou chapas. Entre chapas e perfis existem dez tipos diferentes de secções que se distribuem ao longo do desenvolvimento da ponte. Estes dois tipos de secções alternam-se ao longo da treliça não havendo duas secções do mesmo tipo em situação de emparelhamento, vulgo costas-com-costas, devido por um lado a que uma peça está comprimida e outra tracionada (requerendo a primeira mais área de secção transversal), e por outro lado à facilidade de construção.

Os perfis em U assumem a configuração e as dimensões da Figura 3.12, enquanto que as chapas têm as seguintes secções: 250x20; 205x20; 175x19,5; 153x16; 135x12 milímetros.

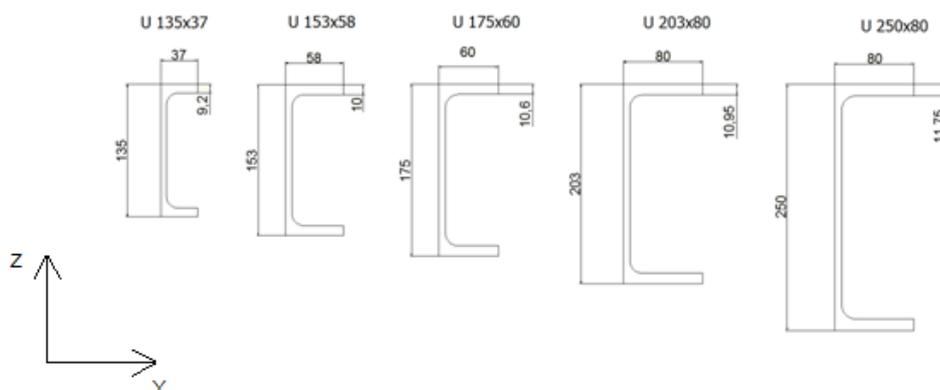


Figura 3.12 - Secções transversais das diagonais materializadas com perfis U da viga treliça (mm)

No alçado estrutural, apresentado de forma simplificada na Figura 3.13, a secção utilizada numa determinada barra é identificada através de um código numérico. No Quadro 3.3 apresentam-se as secções e a numeração associada a cada peça. Existem secções com dois códigos associados por existirem barras com comprimentos diferentes. Neste mesmo quadro apresentam-se ainda as propriedades mecânicas de cada secção transversal.

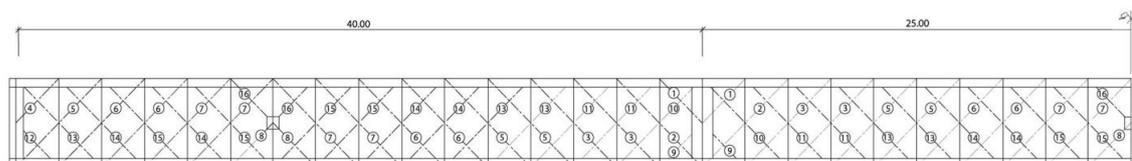


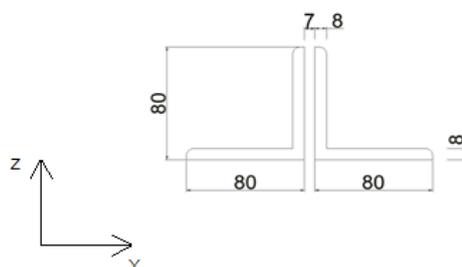
Figura 3.13 - Alçado estrutural esquemático da viga treliça

Quadro 3.3 - Geometria de massas das secções transversais das diagonais

Diagonal	Numeração	Comprimento (m)	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)
U 250x80	1	3,54	36,49	3504,50	9,8	228,06	2,50
	2	7,07					
U 203x80	3	7,07	30,24	1984,05	8,1	189,00	2,50
U 175x60	4	3,54	23,83	1101,90	6,8	77,21	1,80
	5	7,07					
U 153x58	6	7,07	20,75	747,00	6,0	67,23	1,80
U 135x37	7	3,54	14,19	369,08	5,1	17,17	1,10
	8	7,07					
Chapa 250x20	9	3,54	50	2592,00	7,2	18,00	0,60
	10	7,07					
Chapa 205x20	11	7,07	41	1427,21	5,9	14,76	0,60
Chapa 175x19,5	12	3,54	34,13	887,72	5,1	12,29	0,60
	13	7,07					
Chapa 153x16	14	7,07	24,48	473,93	4,4	6,12	0,50
Chapa 135x12	15	3,54	16,2	246,40	3,9	1,46	0,30
	16	7,07					

### 3.3.1.3 Montantes

Os montantes são peças verticais que ligam a corda superior à inferior. Estes elementos apresentam três tipos de secções transversais e, considerando o facto de se encontrarem essencialmente solicitados à compressão, na zona dos apoios estas assumem dimensões mais imponentes por forma a suportar os esforços associados às reacções. Nas Figuras 3.14 a), b) e c) ilustram-se os diferentes tipos de montantes presentes na ponte.



a)

Figura 3.14 - Secções transversais dos montantes: a) corrente; b) zona do apoio sobre os pilares; c) zona do apoio sobre os encontros (mm)

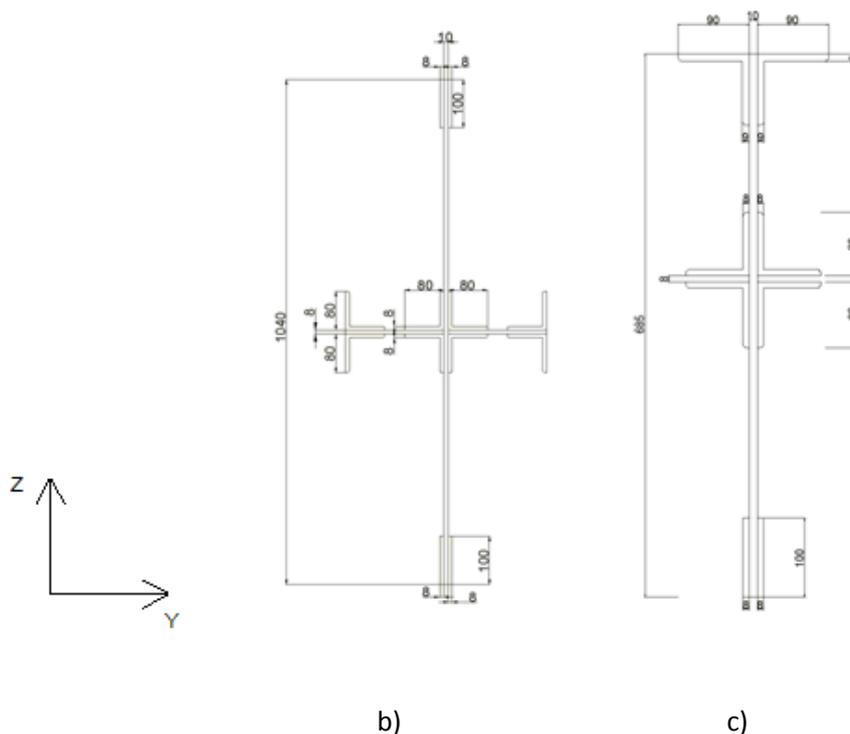


Figura 3.14 (continuação) - Secções transversais dos montantes: a) corrente; b) zona do apoio sobre os pilares; c) zona do apoio sobre os encontros (mm)

O montante da zona corrente é materializado por meio de duas cantoneiras L 80x80x7, e entre estas existe um interstício para que peças como os contraventamentos verticais encaixem e permitam ligação. Os montantes da zona dos apoios sobre os encontros promovem este tipo de ligação mas os montantes do apoio já não, realizando-se a ligação de forma alternativa.

Apesar de incomum, a geometria da secção dos montantes sobre os pilares e os encontros resulta basicamente da assemblagem de cantoneiras e chapas ligadas por rebites.

No Quadro 3.4 apresentam-se as propriedades das secções transversais e os comprimentos destes elementos estruturais.

Quadro 3.4 - Geometria de massas das secções transversais dos montantes

Montante	Comprimento (m)	Área (cm <sup>2</sup> )	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$i_y$ (cm)	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$i_z$ (cm)
Corrente	2,5	24,10	312,35	3,60	138,82	2,40
Pilares	2,5	264,41	166578,24	25,10	21416,86	9,00
Encontro	2,5	176,21	70484,20	20,00	1585,89	3,00

### 3.3.1.4 Longarinas

As longarinas da Ponte de Maçainhas são semelhantes a um perfil em I, materializadas por uma chapa de 350x7 milímetros à qual se ligam nas extremidades duas cantoneiras L70x70x8 que servem de banzos, como ilustra a Figura 3.15.

No Quadro 3.5 são apresentadas as propriedades mecânicas da secção transversal e o comprimento corrente do elemento estrutural.

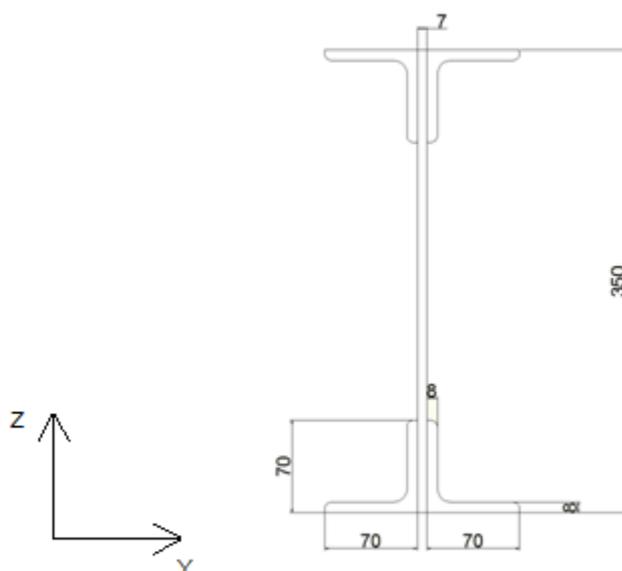


Figura 3.15 - Secção transversal de uma longarina (mm)

Quadro 3.5 - Geometria de massas das secções transversais das longarinas

Peça	Comprimento (m)	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	Wpl,y (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	Wpl,z (cm <sup>3</sup> )
Longarina	2,5	67,18	12979,85	13,9	865,73	419,88	2,5	104,6

### 3.3.1.5 Carlingas

A semelhança das longarinas, as carlingas apresentam uma secção em I conseguida pela montagem de cantoneiras L 100x100x10 a uma chapa 500x7,5 milímetros. Estas peças apresentam dimensões maiores do que as longarinas por estarem sujeitas a esforços mais elevados. Na Figura 3.16 encontra-se ilustrada a secção transversal das carlingas.

No Quadro 3.6 apresentam-se as propriedades mecânicas da secção transversal e comprimento de referência destas vigas.

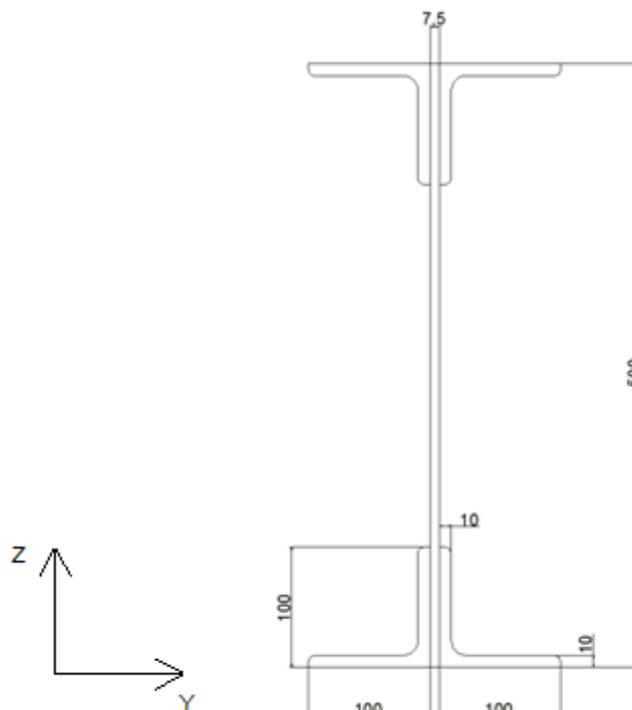


Figura 3.16 - Secção transversal das carlingas (mm)

Quadro 3.6 - Geometria de massas das secções transversais das carlingas

Peça	Comprimento (m)	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
Carlinga	3,5	114,13	46109,66	20,1	2163,98	1479,12	3,6	251,29

### 3.3.1.6 Contraventamentos e Travessas

Os elementos dos contraventamentos inferior e superior são materializados por cantoneiras L80x80x8, como ilustra a Figura 3.17.

Os contraventamentos verticais são constituídos por, dois perfis metálicos cruzados T125x60 e por uma chapa de travamento de 120x7 milímetros. Na Figura 3.18 apresenta-se a secção transversal dos perfis metálicos.

As travessas são formadas por meio de duas cantoneiras L 80x80x8, afastadas entre si de forma a permitir a inserção entre elas de chapas *gousset* para ligação às cordas como ilustra a Figura 3.19.

No Quadro 3.7 são listadas as propriedades das secções transversais, e os comprimentos das barras dos contraventamentos e das travessas.

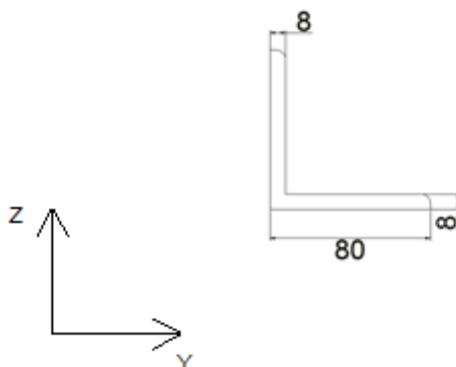


Figura 3.17 - Secção transversal dos contraventamentos horizontais, superior e inferior (mm)

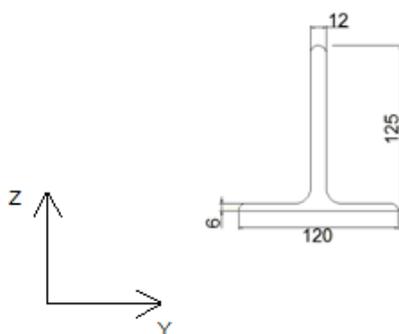


Figura 3.18 - Secção transversal dos perfis dos contraventamentos verticais T 125x60 (mm)

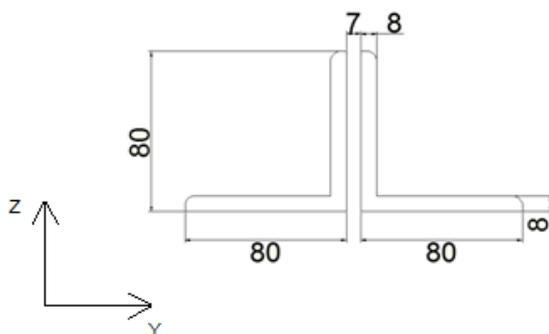


Figura 3.19 - Secção transversal das travessas (mm)

Quadro 3.7 - Geometria de massas das secções transversais dos contraventamentos horizontais, vertical e travessas

Secção	Comprimento (m)	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)
Chapa de travamento: chapa 120x7	3,5	8,4	102,90	3,5	0,34	0,2
Travamento Vertical: T125x60	6,104	21,74	347,84	4,0	86,96	2
Contraventamento Superior e Inferior: L 80x80x8	4,302	12,05	115,80	3,1	30,85	1,6
Travessa: 2L 80x80x8	3,5	24,1	312,34	3,6	138,82	2,4

### 3.3.2 Aparelhos de apoio, pilares e fundações

Os aparelhos de apoio são peças metálicas que conferem à estrutura as restrições ou liberdades de movimento nos nós de ligação da super à infraestrutura de forma a garantir seu adequado comportamento. Esta ponte apresenta dois tipos de apoios: fixos e móveis. Os apoios móveis permitem deslocamentos longitudinais mas travam movimentos na direção transversal, enquanto que os apoios fixos encontram-se bloqueados em ambas as direções. Todos os apoios possibilitam rotações longitudinais. Os apoios no encontro sul são fixos enquanto os restantes são móveis.

Os pilares e os encontros da ponte são em alvenaria de pedra e cantaria. Relativamente às dimensões destes elementos, elas são variáveis visto que têm por objetivo contrariar a orografia do terreno fixando o tabuleiro da ponte a uma dada cota. Nas Figuras 3.20 ilustram-se as configurações e dimensões que os encontros e os pilares apresentam.

Relativamente às fundações não foi possível recolher qualquer informação sobre as mesmas. No entanto, analisando as figuras julga-se que elas serão do tipo direto adequadas a um terreno em zona montanhosa com prominência de formações rochosas graníticas.

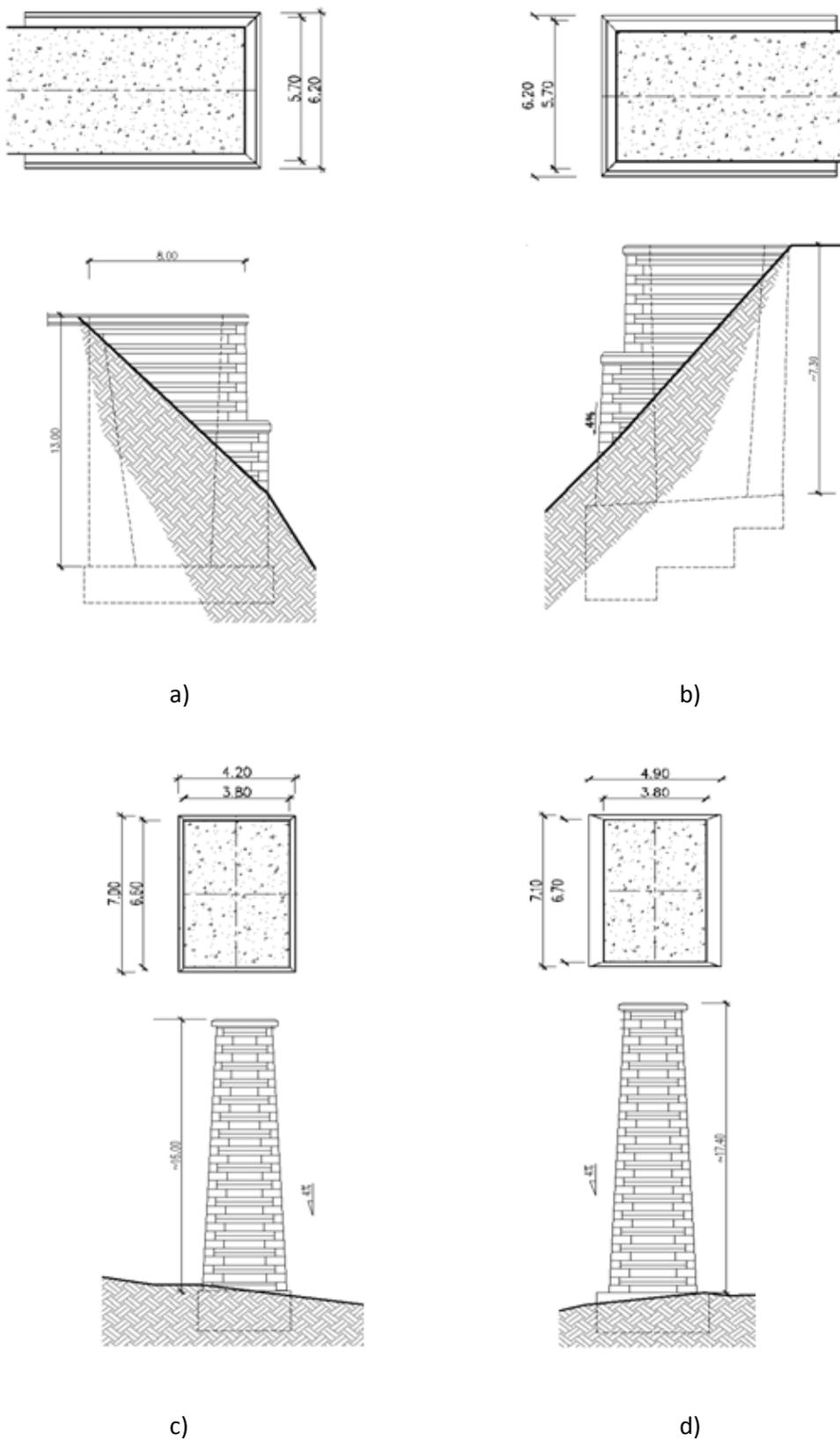


Figura 3.20 - Vista de perfil e secção do: a) encontro Norte; b) encontro Sul; c) Pilar Norte; d) Pilar Sul (REFER)

## 4 ESTUDO DO REFORÇO DA PONTE DE MAÇAINHAS

### 4.1 MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE

#### 4.1.1 Descrição do Modelo e da Estratégia de Modelação Adotada (Pré e Pós-Reforço)

Tendo por base a informação anteriormente apresentada procedeu-se à modelação da Ponte de Maçainhas usando um programa de cálculo automático. O programa utilizado para desenvolver o presente trabalho foi o *Autodesk Robot Structural Analysis 2014*. Este foi escolhido pelo seu interface intuitivo e de fácil compreensão.

O processo de modelação, apesar de simples e intuitivo, foi bastante moroso. O primeiro passo no processo de modelação consiste na definição geométrica da estrutura.

O programa oferece facilidade na definição de elementos em série através de comandos de *Move/Copy*. Para definir os elementos principais da estrutura da ponte, as vigas treliça, recorreu-se a uma funcionalidade proporcionada pelo Robot de importação de ficheiros de dados noutros formatos. Os eixos das barras da viga treliça foram desenhados no *Autodesk Autocad 2010*, gravados em formato *.dxf* e importados pelo Robot que os interpretou como sendo barras. Os restantes elementos da estrutura foram introduzidos diretamente com os comandos disponibilizados pelo próprio *software* de cálculo.

Com a definição dos eixos das barras da estrutura realizada procedeu-se à atribuição das secções às barras. Para o efeito, as secções têm de constar da base de dados do Robot. Para tal utilizou-se o módulo de *Section Definition* do Robot que permite desenhar, ou importar secções em formato *.dxf*, procedendo-se de seguida ao cálculo das propriedades mecânicas e resistentes das

peças. Novamente a possibilidade de interação entre os programas da *Autodesk* permitiu poupar tempo na execução de tarefas habitualmente muito morosas.

Com as secções inseridas na base de dados do programa, o processo de atribuição de secções às barras foi fácil. Nota apenas para a necessidade de em certas barras ser necessário “rodar” a secção transversal em torno do eixo por esta não se encontrar na posição correta.

Adicionalmente, com o objetivo de conseguir traduzir da melhor forma possível a transmissão de esforços entre barras com os baricentros em diferentes posições, recorreu-se à funcionalidade *Offsets* para deslocar os eixos das barras adequadamente. Desta forma, excentricidades dos esforços axiais dão origem a momentos fletores secundários em coerência com um desvio do fluxo de tensões entre peças com geometria diferente ao nível da secção transversal. Na Figura 4.1 encontra-se ilustrado um exemplo de um *Offset* feito num montante.

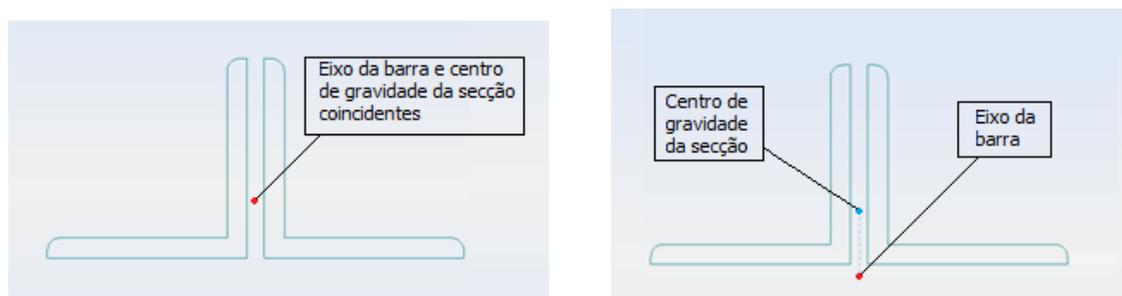


Figura 4.1 - Efeito de um *Offset* numa secção de um montante (Antes e Depois)

O passo seguinte no processo de caracterização da estrutura consistiu em definir o material da desta. O aço é o material base desta ponte e não foi possível determinar as suas características através de ensaios laboratoriais nem tão pouco avaliar o seu estado de conservação. Neste contexto julgou-se por bem tomar como referência as características de um aço de uma ponte contemporânea, tendo sido selecionada a ponte Luiz I.

No âmbito dos estudos de viabilidade e de reabilitação da Ponte Luiz I, para a integração do tabuleiro superior na rede de Metro do Porto, foi determinado que o seu material possuía um módulo de elasticidade de 192,5 GPa e uma tensão de cedência de 160 MPa. Estes valores são comuns em aços antigos e suficientemente conservativos para não comprometer a análise de segurança e o dimensionamento de medidas de reforço.

Para inserir as características materiais pretendidas foi necessário, novamente, manipular a sua base de dados correspondente do *Robot*. Na Figura 4.2 encontram-se listadas as características adotadas no modelo para o aço da ponte de Maçainhas.

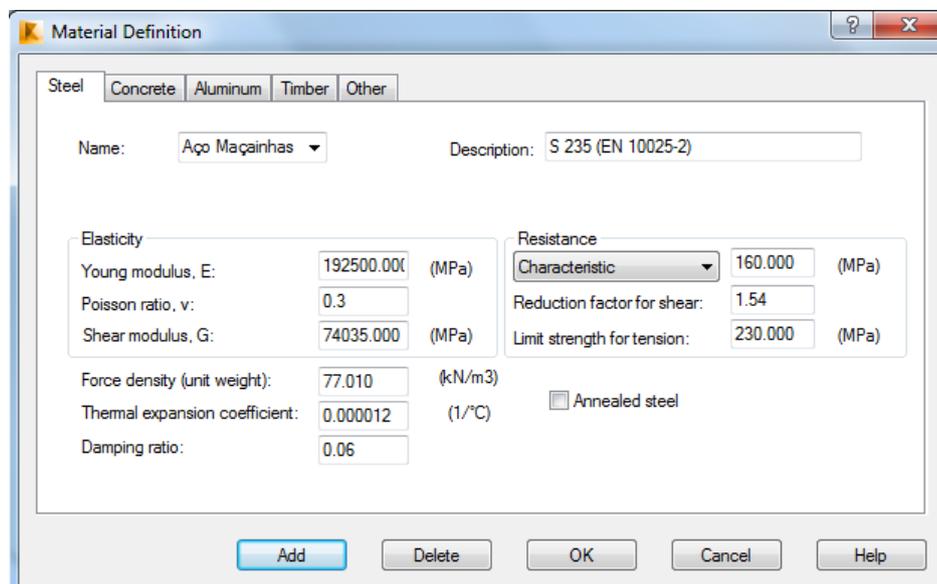


Figura 4.2 - Características adotadas para o aço da ponte de Maçainhas

Definidas a geometria, as características mecânicas e materiais dos elementos que simulam a estrutura, o passo seguinte foi a definição dos vários casos de carga a considerar em linha com as ações definidas no capítulo 2.

De seguida procedeu-se à combinação dos esforços, reações e deslocamentos devidos às várias ações. Este processo foi levado a cabo com a ajuda do *Microsoft Excel 2007* que, através da sua facilidade de associação de fórmulas entre células, permitiu realizar o cálculo de forma simples e rápida. Com os valores combinados efetuou-se a verificação da segurança e a análise da necessidade, ou não, de reforço assim como o seu dimensionamento.

Em condições habituais de projeto o estudo de reforço dar-se-ia por concluído nesta fase. Porém, no âmbito desta dissertação, pretendeu-se avaliar a variabilidade da estimativa dos esforços nas peças tendo por base uma nova versão do modelo com a inclusão das soluções preconizadas, reavaliando os níveis de segurança e da eficiência dos reforços.

Neste processo de *update* do modelo da estrutura com as secções e materiais preconizados para reforço, determinados aspetos tiveram que ser tidos em conta, em particular na utilização do módulo *Section Definition* para a atualização da base de dados.

A ação de reforço trouxe a muitas peças uma nova capacidade resistente através da acoplação de uma nova área de aço novo. Para traduzir adequadamente esta realidade é necessário definir ao nível da secção quais os materiais associados a cada uma das partes, original e de reforço, e proceder ao cálculo das características da secção homogeneizada admitindo para o efeito uma ligação plena entre os diferentes elementos. Tal procedimento é permitido pelo módulo *Section Definition*. O material base a considerar deverá ser sempre o mesmo de forma a manter a compatibilidade das características das secções.

Repetido o cálculo estrutural para cada uma das ações e após combinação dos esforços e reações de interesse foi realizada uma reverificação da segurança e uma reanálise do dimensionamento do reforço.

Esta nova avaliação permitiu retirar várias conclusões, nomeadamente:

- i) se os reforços tinham sido realizados de forma bem equilibrada;
- ii) se as considerações de segurança assumidas no dimensionamento dos reforços estavam corretas;
- iii) se ocorreu uma redistribuição de esforços, em que medida tal condicionou o reforço e quais os elementos mais afetados.

As conclusões obtidas e as considerações assumidas no dimensionamento dos reforços são apresentadas mais à frente no presente capítulo.

#### **4.1.2 Quantificação de ações**

Pretende-se de seguida apresentar os principais aspetos tidos em conta na quantificação de algumas ações definidas no capítulo 2, nomeadamente, a forma como estas foram aplicadas no modelo numérico e o modo como a estrutura em estudo condicionou o seu cálculo.

#### 4.1.2.1 Quantificação das cargas permanentes e da ação sísmica

Por cargas permanentes entende-se todas as cargas que resultam da ação da gravidade sobre a massa de elementos da estrutura ou nesta aplicadas. No caso das peças estruturais a sua quantificação é automaticamente realizada pelo programa de cálculo automático tendo por base a sua geometria, nomeadamente a da sua secção transversal e a densidade do material.

No presente caso de estudo existem elementos que não sendo estruturais possuem massa que tem de ser contabilizada para uma correta análise modal. Estes elementos são as travessas de madeira, os carris, o passeio lateral e as guardas laterais.

Sobre os elementos estruturais que os suportam, no caso das travessas e dos carris, as cargas foram aplicadas às longarinas enquanto as cargas relativas à massa do passeio lateral e da guarda foram aplicadas às cordas.

As travessas de madeira da ponte apresentam uma secção quadrada de aproximadamente 250 milímetros de lado e entre carlingas existem em geral quatro travessas. Estas apresentam um estado de degradação um pouco avançado, havendo situações onde são mesmo inexistentes. Contudo, foi considerada a situação mais desfavorável traduzida por uma carga contínua de 1,485 kN/m aplicada em cada uma das longarinas (tomou-se por peso volúmico da madeira 1100 kg/m<sup>3</sup>).

A bitola da via sobre a da Ponte de Maçainhas é larga e os carris habitualmente utilizados são do tipo UIC 54, apresentando uma área de secção transversal de 69,34 cm<sup>2</sup> e um peso por metro linear de 54,43 kg/m (0,546 kN/m de carga distribuída).

Tendo em conta os elementos disponíveis do projeto de reabilitação de (REFER), as cargas permanentes correspondentes ao passeio lateral e às guardas foram quantificadas como sendo 0,75 e 0,35 kN/m, respetivamente.

A massa de elementos secundários de ligação, designadamente das chapas *gousset* e rebites, não foi explicitamente quantificada por neste tipo de estruturas representar uma percentagem residual do valor da massa total. Por outro lado, esta subestima da massa é de algum modo compensada pelo modelo numérico devido à sua sobreavaliação na união dos nós resultante da impossibilidade da correta definição dos mesmos face à interseção dos eixos das barras.

Uma má contabilização da massa da estrutura influencia decisivamente os resultados obtidos em qualquer tipo de estudo dinâmico. Os resultados que dependem diretamente da correta contabilização da massa na estrutura são os da análise modal, os quais constituem a base para qualquer estudo dinâmico.

A análise modal permite determinar as frequências naturais e modos de vibração da estrutura. Quando solicitada por ações cujo conteúdo das frequências coincide com uma ou mais frequências naturais, entrando por isso em ressonância, leva a que o sistema comece a vibrar com amplitudes maiores, conduzindo por isso a uma amplificação não só dos esforços na estrutura mas também dos seus deslocamentos.

A cada frequência natural corresponde um determinado modo de vibração. O modo de vibração constitui uma forma natural de a estrutura deformar quando é ativada por uma ação dinâmica com uma frequência de valor igual à natural. Este movimento vibratório mobiliza a massa da estrutura, sendo tanto maior o seu valor quanto menor for o modo de vibração e mais baixa for a frequência natural associada.

Uma estrutura de natureza treliçada apresenta tipicamente muitos modos locais associados à vibração das diferentes barras que a constituem. Este facto torna-se um problema quando se pretende realizar análises dinâmicas com a mobilização da maior parte da massa da estrutura, tipicamente superior a 90%.

Para ultrapassar este problema houve necessidade de concentrar a massa dos elementos estruturais nos nós das cordas das vigas treliça. Para o efeito foi atribuído, à maior parte das peças, um material com densidade quase nula, mantendo os parâmetros de elasticidade e resistência, Figura 4.3. Com exceção das carlingas, longarinas e cordas, aplicou-se em todos os elementos estruturais o novo material. Desta forma, o modelo numérico ficou dotado de elementos estruturais sem massa mas com características de rigidez inalteradas, sendo a sua massa real aplicada na forma de cargas concentradas nos nós das cordas, permitindo manter o mesmo valor de massa global nas análises dinâmicas.

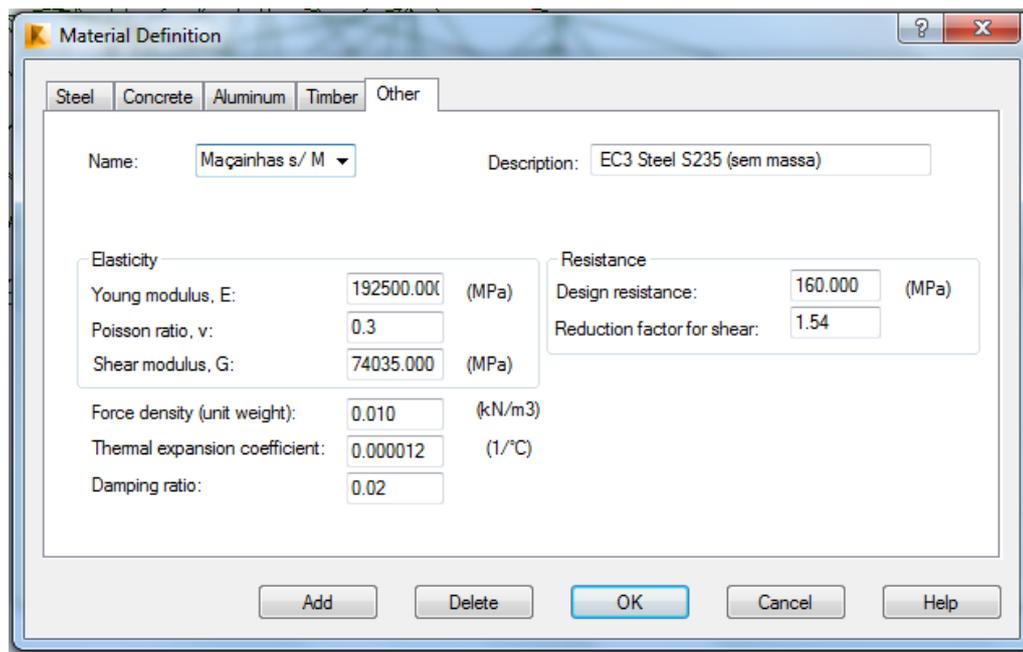


Figura 4.3 - Características do aço sem densidade adotado na modelação da Ponte de Maçainhas

As cargas concentradas que substituem a massa dos elementos com material sem densidade foram obtidas a partir das reações verticais dos apoios aplicados aos nós das cordas do modelo solicitado apenas pelas cargas do peso próprio dos elementos alterados. A Figura 4.4 ilustra o procedimento adotado e representa graficamente o desenvolvimento das forças simétricas das reações obtidas ao longo do tabuleiro.

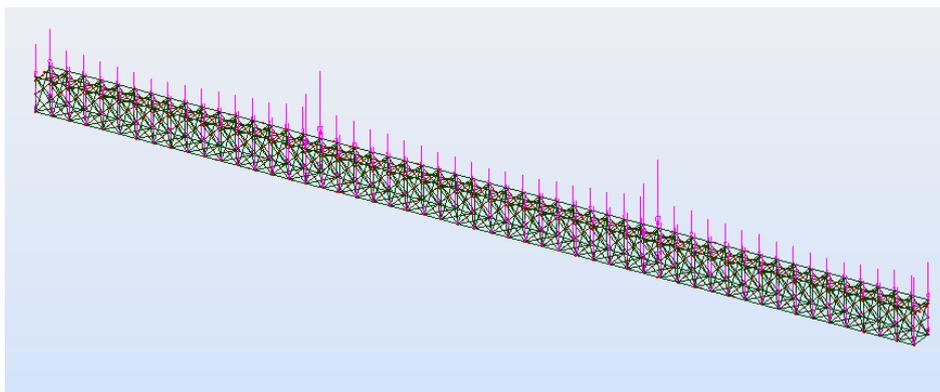


Figura 4.4 - Cargas concentradas equivalentes ao peso da massa dos elementos com material sem densidade

No Quadro 4.1 é realizada uma comparação das frequências naturais estimadas a partir do modelo base da condição existente da estrutura (Modelo A) e calculadas com o modelo em que

o material de grande parte das barras possui densidade nula e a massa correspondente foi considerada mediante aplicação de cargas permanentes (Modelo B). Como se constata o desvio dos valores é em geral pequeno e ligeiramente superior para o modelo simplificado, validando desta forma o procedimento adotado.

Quadro 4.1 - Comparação de frequências: Modelo base vs. Modelo simplificado

Modo	Modelo A	Modelo B	Desvio (%)
	Frequencia (Hz)	Frequencia (Hz)	
1	2,615	2,614	-0,04
2	3,395	3,389	-0,18
3	3,813	3,804	-0,24
4	4,338	4,345	0,16
5	4,924	4,933	0,18
6	6,077	6,067	-0,16
7	6,702	6,725	0,34
8	7,552	7,269	-3,75
9	7,587	7,625	0,50
10	7,725	7,66	-0,84
11	8,079	7,877	-2,50
12	9,439	9,296	-1,51
13	9,715	9,593	-1,26
14	9,933	9,804	-1,30
15	10,502	11,767	12,05

Modelo A - Modelo com elementos dotados de material com densidade

Modelo B - Modelo simplificado com massa de grande parte dos elementos concentrados nos nós

De seguida são apresentados os 10 primeiros modos de vibração da estrutura classificados de acordo com o seu tipo, mobilizando a deformação de todos os tramos ou de apenas alguns.

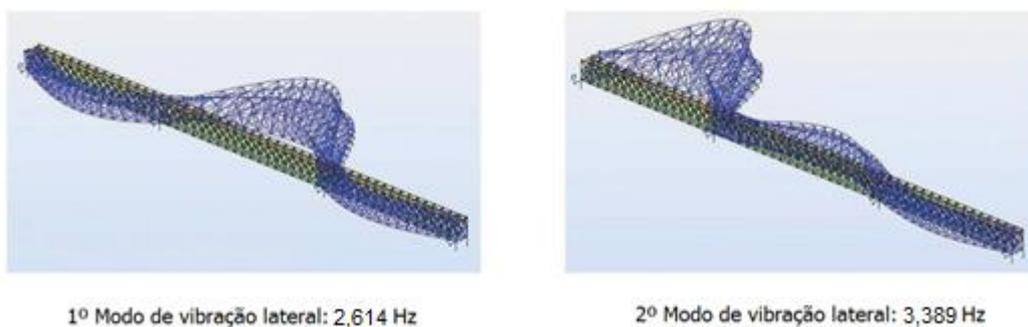


Figura 4.5 - Modos de vibração para a situação pré reforço

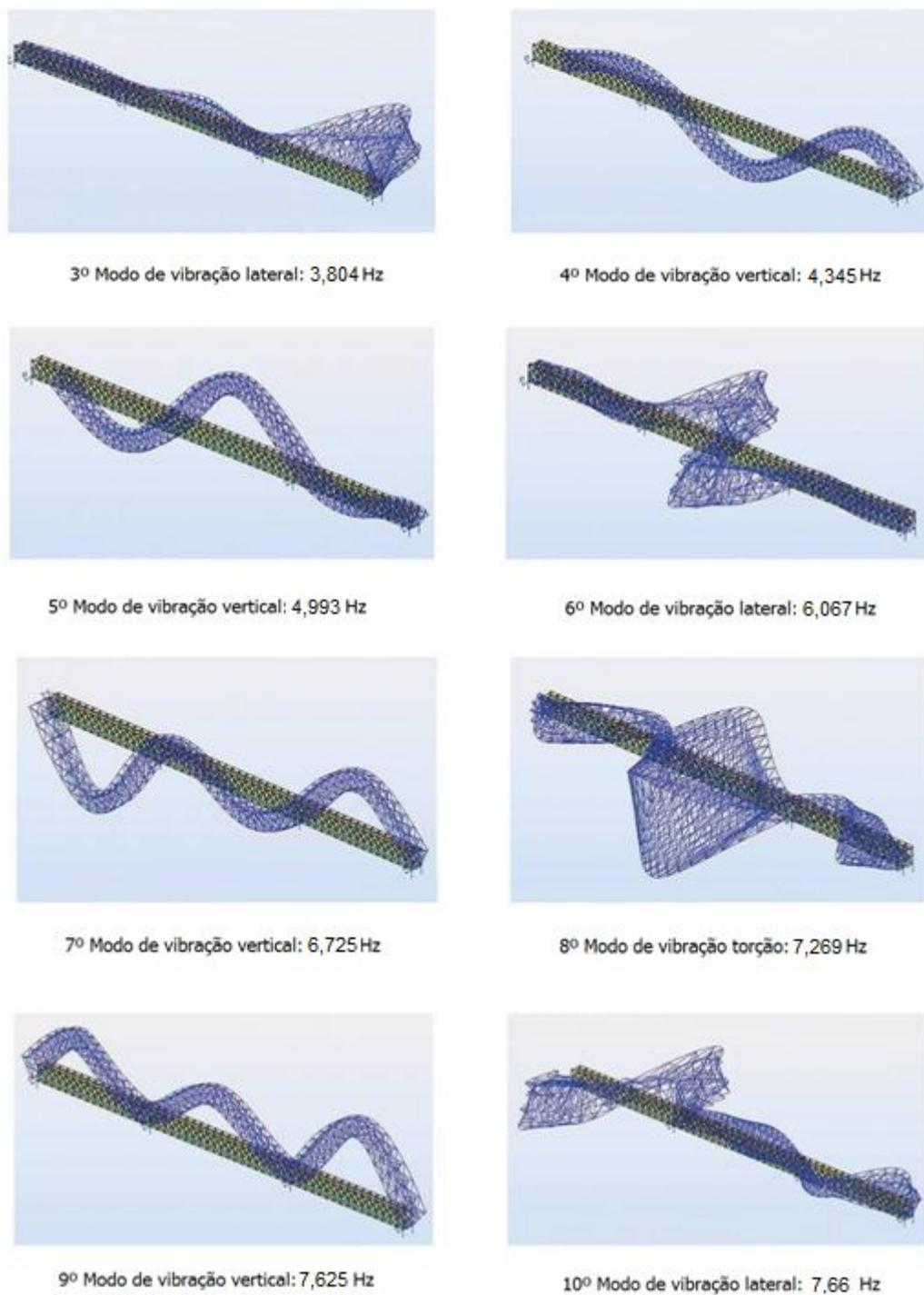


Figura 4.5 (continuação) - Modos de vibração para a situação pré reforço

Relativamente à ação sísmica, a mesma foi quantificada tendo em conta os aspetos abordados na secção 2.5.3. As Figuras 4.6 e 4.7 apresentam dos dois espectros de resposta elásticos considerados.

O *software* de cálculo permite realizar o cálculo da ação sísmica através da de definição manual por parte do utilizador dos espectros de resposta elásticos estabelecidos na norma EN 1998-1 (2010), ou alternativamente recorrendo a procedimento automático disponibilizado que permite a seleção da norma de trabalho e a definição dos parâmetros associados. Neste trabalho aptou-se pela primeira via por ser aquela que permite um melhor e maior controlo por parte do utilizador.

Os presentes espectros foram concebidos tendo por base as seguintes considerações: i) solo de fundação era de natureza rochosa (Zona A); ii) zonas sísmicas 1.6 e 2.4 (zonamento definido no Anexo NA.I da EN 1998-1 (2010) tanto para a Guarda como para a Covilhã); iii) coeficiente de importância do tipo II; iv) coeficiente de amortecimento,  $\xi$ , de 2% (valor característico para este tipo de estruturas).

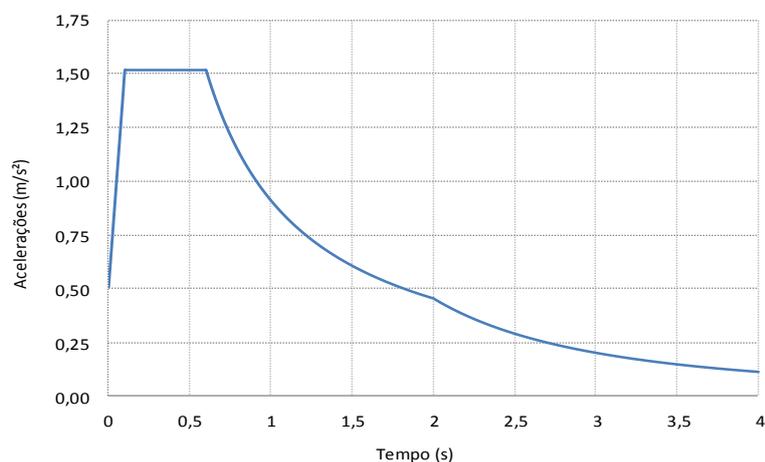


Figura 4.6 - Espectro de resposta elástico do sismo do Tipo 1

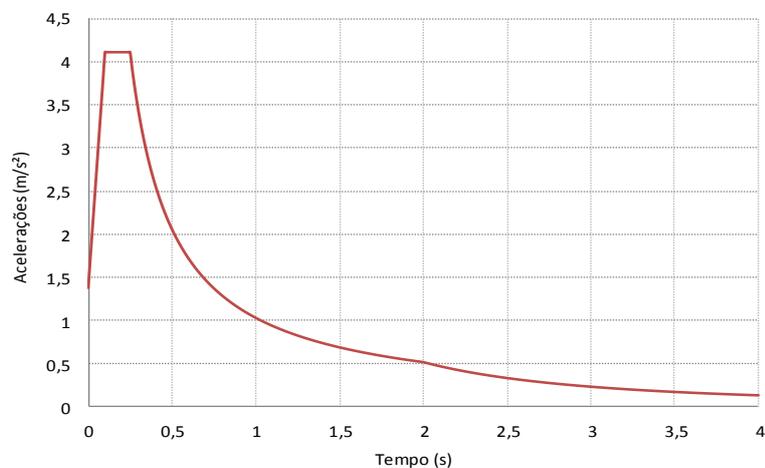


Figura 4.7 - Espectro de resposta elástico do sismo do Tipo 2

#### 4.1.2.2 Quantificação da ação do vento

O cálculo da ação do vento foi feito tendo por pressuposto que: i) a Ponte de Maçaínhas se situa na Zona A; ii) a ponte tem uma altura de 23 metros (REFER); a categoria do terreno é do tipo II. De acordo com o que foi definido na secção 2.5.1 deste documento o valor da pressão dinâmica de pico ( $q_p$ ) a considerar resulta da conjugação das fórmulas (2.6) e (2.7), da referida secção, obtendo-se:

$$q_p = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 27^2 \times 2,74 = 1,248 \text{ kPa}$$

A ação poderia ser aplicada de forma bastante simples e rápida caso a estrutura em questão fosse uma superfície contínua. Todavia, neste caso foram calculadas as cargas por metro linear correspondentes que atuam em cada um dos elementos da estrutura, recorrendo para o efeito à expressão (2.8) indicada na secção 2.4.1.

Uma vez que a estrutura possui um grande número de secções transversais para cada tipo de elemento considerou-se como área de referência a maior existente em cada um dos mesmos. Os valores das cargas a aplicar obtidas para cada um dos elementos são:

- Diagonais:

$$F_w = 1,0 \times 2,4 \times 1,248 \times 0,25 = 0,75 \text{ kN/m}$$

- Cordas:

$$F_w = 1,0 \times 2,4 \times 1,248 \times 0,537 = 1,61 \text{ kN/m}$$

- Montantes correntes:

$$F_w = 1,0 \times 2,4 \times 1,248 \times 0,16 = 0,48 \text{ kN/m}$$

- Montantes no apoio:

$$F_w = 1,0 \times 2,4 \times 1,248 \times 0,685 = 2,66 \text{ kN/m}$$

- Montantes no encontro:

$$F_w = 1,0 \times 2,4 \times 1,248 \times 1,04 = 4,03 \text{ kN/m}$$

Nestes cálculos o valor de 1,0 é referente ao coeficiente  $c_{scl}$  (de acordo com o definido na secção 8.2, Nota 2, da EN 1991-1-4 (2010)). O valor de 2,4 é referente ao coeficiente  $c_f$  (de acordo com o definido na secção 8.3.1, ponto (1), da EN 1991-1-4 (2010)). Os valores de 0,25; 0,537; 0,16; 0,685 e 1,04 são referentes à largura da peça em questão.

Atendendo a que durante a atuação do vento o tabuleiro da ponte pode ser atravessado por veículos, o efeito da ação nestes é transmitido à estrutura que a tem de suportar. Os veículos aplicam na ponte cargas horizontais, transversais ao tabuleiro, ao nível dos carris mas também um par de forças verticais de igual valor e sinal contrário que constituem o binário resultante da excentricidade do centro de pressão do vento atuando no veículo relativamente aos carris.

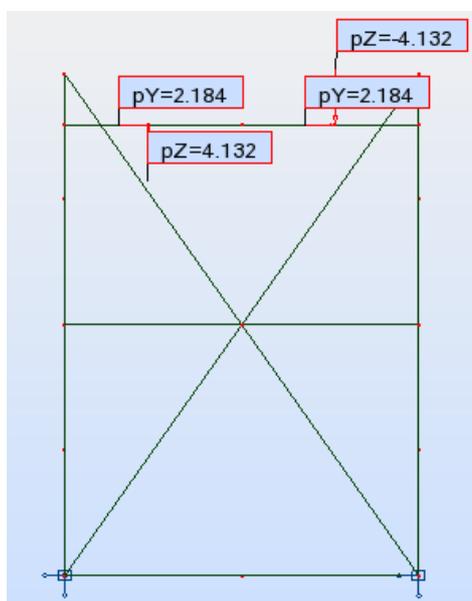


Figura 4.8 - Forças do vento atuantes nos veículos transmitidas à estrutura (kN/m)

As forças foram obtidas admitindo um comboio modelo com 3,5 metros de altura, pressão dinâmica de pico do vento de  $1,248 \text{ kN/m}^2$ , uma distância entre carris de 1,85 metros e o contacto permanente dos rodados dos veículos nos mesmos.

- Forças horizontais:

$$F = \frac{3,5 \times 1,248}{2} = 2,184 \text{ kN/m}$$

- Binário de forças:

$$F = 3,5 \times 1,248 \times \frac{1,75}{1,85} = 4,132 \text{ kN/m}$$

#### 4.1.2.3 Quantificação da ação da temperatura

Tendo em conta o definido na secção 2.4.2 e atendendo às características da estrutura em análise, apenas foi tido em conta a variação uniforme. Considerou-se ainda que a ponte não possui qualquer tipo de isolamento térmico dos seus elementos, sendo esta classificada como não protegida, e por isso está sujeita a uma variação máxima de temperatura de +35 °C e uma variação mínima de -25 °C, tendo como referência a temperatura média durante a sua construção.

A aplicação da carga relativa à ação da temperatura é conseguida utilizando uma opção de cálculo específica do *Robot*.

#### 4.1.2.4 Simulação dos comboios LM71 e SW/0

A aplicação das cargas correspondentes aos comboios LM71 e SW/0 foi feita usando a funcionalidade de cargas móveis, *Moving Loads*, disponibilizada pelo *software*. Esta opção permite recriar de forma estática os modelos de carga definidos no capítulo 2, fazendo movimentar grupos de carga sucessivamente ao longo da ponte segundo um eixo pré-definido. Para cada passagem de um grupo de cargas que simule o efeito estático da passagem do comboio, são gerados intervalos de esforços, reações e deslocamentos nas secções, apoios e nós da estrutura. Na Figura 4.9 ilustra-se o módulo de cargas móveis do *software*.

De igual modo, os efeitos extremos gerados pelas forças de lacete aquando da passagem dos comboios foram quantificados adotando procedimento semelhante.

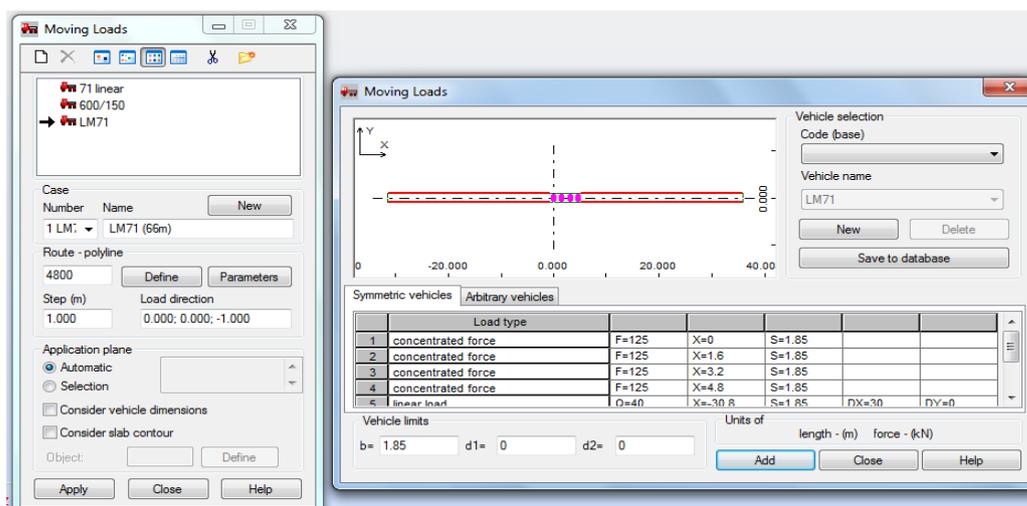


Figura 4.9 - Módulo de aplicação de cargas móveis do *software* de cálculo

A EN 1991-2 (2003) define que o modelo de carga LM71 pode tomar o comprimento que seja mais gravoso tendo em conta as características da ponte em estudo. Atendendo ao facto de que as grandezas que caracterizam a resposta da estrutura tomam valores extremos em função do número e posição dos tramos solicitados e da posição da carga nos mesmos, adaptou-se um procedimento que permitisse uma boa estimativa dos mesmos. Deste modo, foram considerados 22 modelos de carga distintos nos quais se fez variar o comprimento de aplicação das cargas uniformemente distribuídas. Desde 0 a 42 metros, com escalões de 2 metros perfazendo para o modelo de carga mais longo, um total de 90,4 metros (42+6,4+42 metros). Um desses modelos de carga encontra-se ilustrado na Figura 4.10.

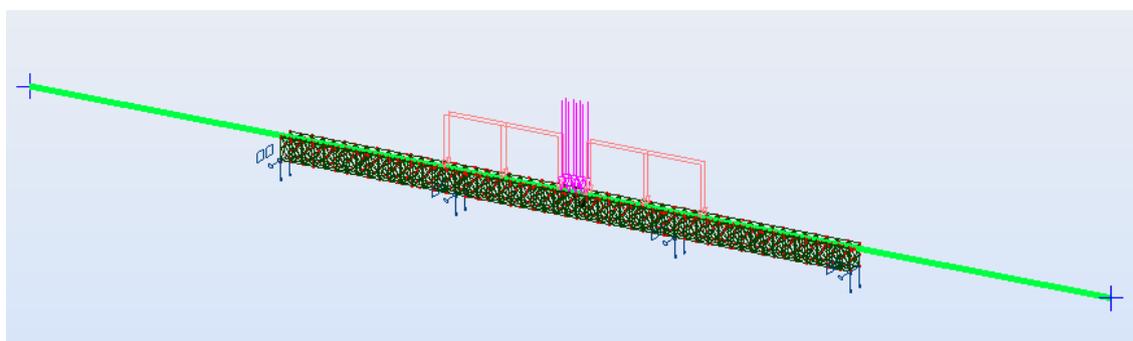


Figura 4.10 - Um dos 22 modelos de carga que simulam o comboio LM71

Para o presente estudo não se considerou a utilização do modelo de carga SW/2 por não se prever que na via em causa circule tráfego muito pesado.

## 4.2 REFORÇO DA PONTE DE MAÇAINHAS

### 4.2.1 GRUPOS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

O cálculo das combinações permitiu obter os esforços de interesse para a verificação de segurança em cada barra da estrutura. Atendendo ao elevado número de barras o volume de dados a analisar e sistematizar é vasto. Para agilizar o procedimento os elementos estruturais foram agrupados em 3 conjuntos estruturais: i) barras das vigas treliça; ii) contraventamentos e travessas; iii) carlingas e longarinas. Esta seriação das peças foi realizada em função do tipo de esforço atuante mais significativo e da sua função como elemento principal ou secundário. Cada um destes grupos é constituído por subgrupos de barras com a mesma secção transversal, e estes por sua vez foram divididos em novos agrupamentos sempre que a variabilidade dos esforços atuantes fosse grande, potenciando desta forma uma otimização das soluções de reforço.

Para facilitar o cálculo do reforço considerou-se que para todas as barras do mesmo subgrupo se adotaria o mesmo reforço. O seu dimensionamento foi realizado tendo por base o par de esforços extremos e/ou mais gravosos. Nas Figuras 4.11 a 4.17 encontram-se ilustrados os agrupamentos feitos para os contraventamentos, as carlingas, longarinas, travessas e montantes.

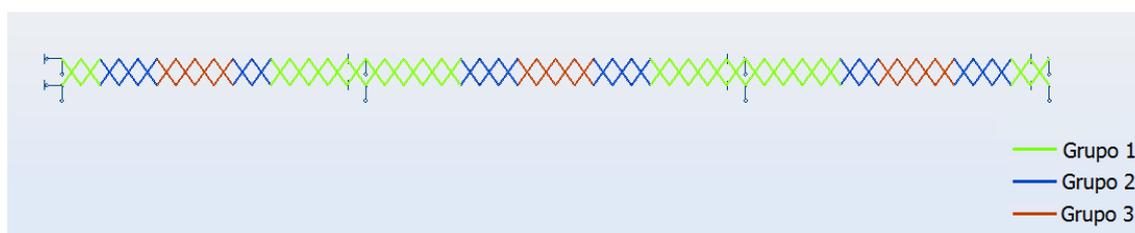


Figura 4.11 - Grupos de contraventamentos horizontais superiores

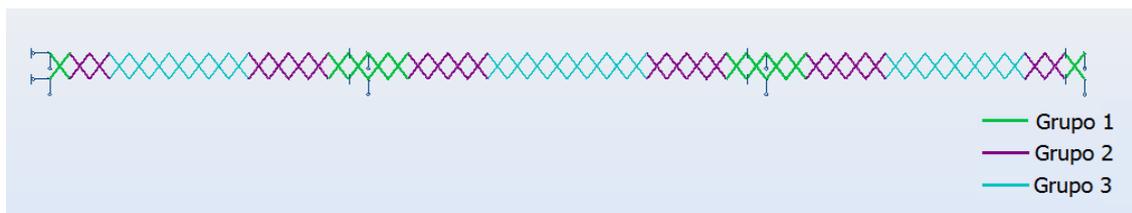


Figura 4.12 - Grupos dos contraventamentos horizontais inferiores

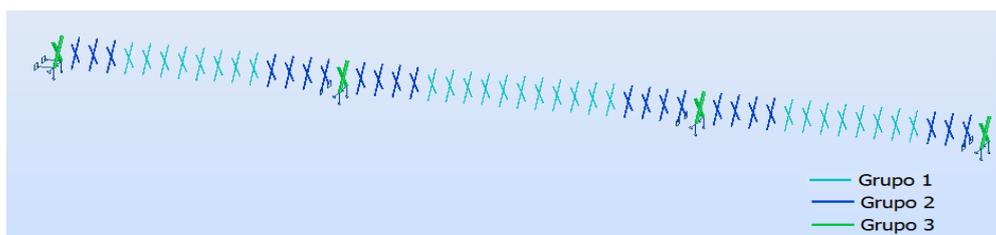


Figura 4.13 - Grupos dos contraventamentos verticais



Figura 4.14 - Grupos das longarinas

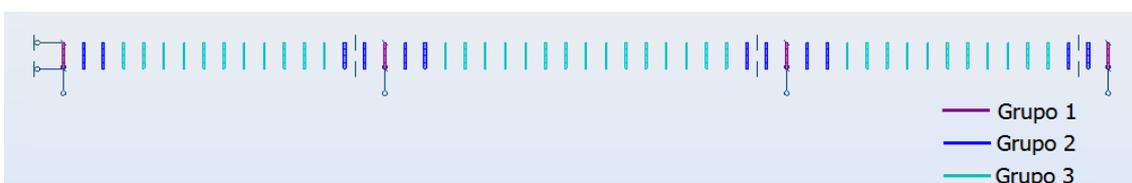


Figura 4.15 - Grupos das carlingas



Figura 4.16 - Grupos dos montantes

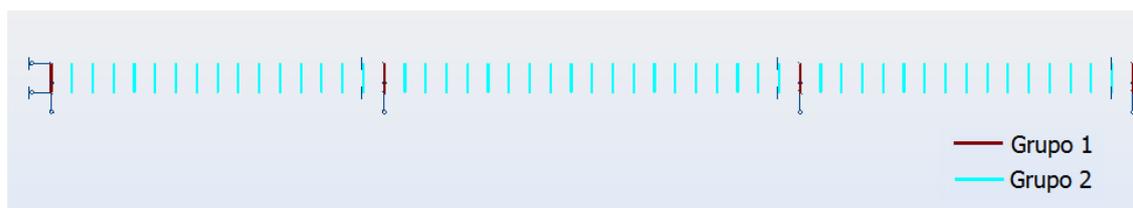


Figura 4.17 - Grupos das travessas

#### 4.2.1.1 Dimensionamento do Reforço da Ponte de Maçainhas: elementos das vigas treliça e contraventamentos

O processo de dimensionamento do reforço foi realizado em duas fases: Primeiro foram analisadas as peças cujos esforços são principalmente de natureza axial, isto é, elementos da viga treliça, contraventamentos e travessas. Em seguida foram avaliadas as peças solicitadas maioritariamente à flexão, isto é, carlingas e longarinas. Nesta secção será abordado o reforço calculado para o primeiro conjunto e na secção seguinte será analisado o segundo conjunto.

Antes do cálculo da área de reforço necessária para que uma peça suporte os novos esforços atuantes é necessário conhecer a capacidade resistente que apresentam à partida. O Quadro 4.2 apresenta as capacidades resistentes dos elementos condicionados pelos esforços axiais para esforços de tração/compressão simples e para o fenómeno de encurvadura.

Os comprimentos indicados neste quadro são os de encurvadura, e foram considerados após uma análise criteriosa do tipo de ligação das peças em análise aos restantes elementos da estrutura.

Quadro 4.2 - Capacidade resistente dos elementos da treliça e dos contraventamentos

Grupo	Secção	Le (m)	Área (cm <sup>2</sup> )	Resistência à Compressão/Tração		Nb,Rd,y (kN)	Nb,Rd,z (kN)
				f <sub>y</sub> (Mpa)	N <sub>rd</sub> (kN)		
Treliça	Diagonal 1 - U 250x80	3,535	36,49	160	583,84	556,18	227,60
	Diagonal 2 - U 250x81	7,071	36,49	160	583,84	469,79	72,29
	Diagonal 3 - U 203x80	7,071	30,24	160	483,84	350,19	59,91
	Diagonal 4 - U 175x60	3,535	23,83	160	381,28	340,95	89,23
	Diagonal 5 - U 175x61	7,071	23,83	160	381,28	238,78	25,79
	Diagonal 6 - U 153x58	7,071	20,75	160	332	181,39	22,45
	Diagonal 7 - U 135x37	3,535	14,19	160	227,04	185,84	22,28
	Diagonal 8 - U 135x38	7,071	14,19	160	227,04	100,00	6,03
	Diagonal 9 - Chapa 250x20	1,768	50,00	160	800	789,68	91,97
	Diagonal 10 - Chapa 250x21	1,768	50,00	160	800	789,68	91,97
	Diagonal 11 - Chapa 205x20	1,768	41,00	160	656	630,99	75,41
	Diagonal 12 - Chapa 175x19,5	1,768	34,13	160	546,08	513,25	62,78
	Diagonal 13 - Chapa 175x19,6	1,768	34,13	160	546,08	513,25	62,78
	Diagonal 14 - Chapa 153x16	1,768	24,48	160	391,68	357,89	32,22
	Diagonal 15 - Chapa 135x12	1,768	16,20	160	259,2	230,38	8,13
	Diagonal 16 - Chapa 135x13	1,768	16,20	160	259,2	230,38	8,13
	Montantes: corrente	2,5	24,10	160	385,6224	315,40	218,23
	Montante: encontro	2,5	176,21	160	2819,368	2819,37	1929,28
	Montante: pilar	2,5	264,41	160	4230,4912	4230,49	4112,38
	Corda Corrente	2,5	116,26	160	1860,16	1860,16	1714,95
Corda A	2,5	160,27	160	2564,32	2564,32	2460,33	
Corda B	2,5	148,26	160	2372,16	2372,16	2258,63	
Corda C	2,5	188,26	160	3012,16	3012,16	2919,20	
Corda D	2,5	232,26	160	3716,16	3716,16	3632,87	
Corda E	2,5	148,26	160	2372,16	2372,16	2258,63	
Corda F	2,5	176,26	160	2820,16	2820,16	2719,95	
Corda G	2,5	188,26	160	3012,16	3012,16	2919,20	
Contraventamentos	Chapa de travamento - Chapa 120x7	1,75	8,40	160	134,4	116,35	1,97
	Contraventamento em X - T 125x60 (Vãos)	3,052	21,74	160	347,84	272,57	121,42
	Contraventamento em X - T 125x60 (Apoios)	6,104	21,74	160	347,84	132,71	37,51
	Contraventamento superior/inferior - L 80x80x8	2,151	12,05	160	192,8	157,75	80,59
	Travessa - 2L 80x80x8	3,5	24,10	160	385,6	256,89	143,84

f<sub>y</sub> - Tensão de cedência do aço

N<sub>rd</sub> - Valor de cálculo do esforço normal resistente de compressão/tração

N<sub>b,Rd,y</sub> - Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido na direção y

N<sub>b,Rd,z</sub> - Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido na direção z

De seguida apresentam-se nos Quadros 4.3 a 4.8 os esforços considerados para o dimensionamento do reforço para cada um dos subgrupos. Nestes quadros encontram-se informações relativas ao tipo de comboio que condicionou o reforço e o esforço condicionante. Estas informações serão úteis aquando da discussão de resultados e análise das conclusões no

capítulo 6. Refira-se que os esforços axiais positivos são relativos a esforços de compressão, enquanto os negativos dizem respeito a forças de tração.

Quadro 4.3 - Esforços condicionantes para as diagonais das vigas treliça

Secção Transversal	Esforços Fx	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	Comboio Condicionante	Verificação Condicionante
Diagonal 1	Máx.	667,688	-0,940	-11,800	-0,148	17,319	-0,374	SW/0	Encurvadura
	Mín.	-140,916	1,596	2,380	-1,279	-1,547	-1,796	SW/0	-
Diagonal 2	Máx.	969,789	-0,978	-0,063	-0,260	0,386	-0,128	LM71	Encurvadura
	Mín.	-230,163	1,412	0,683	-0,163	-1,683	-1,111	SW/0	-
Diagonal 3	Máx.	759,698	-1,587	0,788	-0,515	-0,126	-0,846	LM71	Encurvadura
	Mín.	-143,016	-2,941	-0,305	0,051	-0,465	2,015	SW/0	-
Diagonal 4	Máx.	535,804	0,372	7,296	-0,622	-4,492	0,704	SW/0	Encurvadura
	Mín.	-116,008	-3,327	-2,839	1,154	-1,239	1,997	SW/0	-
Diagonal 5	Máx.	640,193	-1,125	3,375	0,560	-3,829	-0,601	SW/0	Encurvadura
	Mín.	-253,007	-2,789	-0,745	-0,252	-1,445	1,994	SW/0	-
Diagonal 6	Máx.	505,279	0,598	2,634	-0,503	-1,913	0,722	SW/0	Encurvadura
	Mín.	-183,363	0,635	-1,472	-0,071	0,875	-1,183	SW/0	-
Diagonal 7	Máx.	324,437	0,346	1,810	-0,221	-1,094	0,544	SW/0	Encurvadura
	Mín.	-145,854	1,139	0,878	0,049	0,059	-0,786	LM71	-
Diagonal 8	Máx.	219,109	-1,038	1,293	0,226	-1,707	-0,654	SW/0	Encurvadura
	Mín.	-197,648	1,165	0,912	0,306	0,385	-0,771	SW/0	-
Diagonal 9	Máx.	95,506	1,069	4,182	-0,152	-3,985	0,371	SW/0	Encurvadura
	Mín.	-690,746	0,358	-10,213	0,497	2,887	-0,169	SW/0	-
Diagonal 10	Máx.	144,000	0,672	2,595	0,316	-2,121	0,004	SW/0	Encurvadura
	Mín.	-958,481	0,193	-5,023	-0,263	4,298	-0,068	LM71	Tração
Diagonal 11	Máx.	125,084	0,772	2,710	0,044	-1,806	0,067	SW/0	Encurvadura
	Mín.	-839,437	0,266	2,411	-0,625	0,728	-0,016	LM71	Tração
Diagonal 12	Máx.	153,418	1,277	1,086	0,020	-0,359	0,573	SW/0	Encurvadura
	Mín.	-601,002	0,215	2,307	-0,074	-4,482	-0,049	SW/0	Tração
Diagonal 13	Máx.	184,576	1,324	-0,667	-0,209	1,094	0,573	SW/0	Encurvadura
	Mín.	-689,994	0,173	-1,790	-0,047	0,692	-0,092	SW/0	Tração
Diagonal 14	Máx.	172,932	0,480	-1,465	-0,243	0,723	-0,166	SW/0	Encurvadura
	Mín.	-511,222	0,297	-0,752	0,069	0,359	-0,092	SW/0	Tração
Diagonal 15	Máx.	171,583	-0,313	0,610	-0,118	-0,367	-0,042	LM71	Encurvadura
	Mín.	-341,260	0,502	0,986	0,126	0,454	-0,196	SW/0	Tração
Diagonal 16	Máx.	215,688	-0,299	0,906	-0,244	-0,558	-0,033	SW/0	Encurvadura
	Mín.	-190,592	0,331	1,083	-0,549	-0,614	-0,034	SW/0	-

Quadro 4.4 - Esforços condicionantes para os montantes das vigas treliça

Secção Transversal	Esforços Fx	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	Comboio Condicionante	Verificação Condicionante
Montante: Encontro	Máx.	1923,900	-7,246	49,141	-0,249	14,230	-13,349	LM71	-
	Mín.	-888,018	378,718	10,218	-1,364	19,930	-150,029	LM71	-
Montante: Pilar	Máx.	3233,532	11,232	-4,655	-0,105	3,092	-15,040	LM71	-
	Mín.	-620,609	-39,221	2,411	0,053	-0,152	90,764	SW/0	-
Montantes : Grupo 1	Máx.	236,097	-2,064	5,674	-0,042	-6,382	-2,472	LM71	Encurvadura
	Mín.	-245,366	-40,188	22,398	-2,715	5,107	-7,439	LM71	-
Montantes : Grupo 2	Máx.	238,322	-2,055	5,609	-0,134	-6,269	-2,463	LM71	Encurvadura
	Mín.	-243,959	-36,468	7,854	-2,796	4,256	-7,696	LM71	-
Montantes : Grupo 3	Máx.	241,558	-2,036	-5,942	-0,372	6,688	-2,447	LM71	Encurvadura
	Mín.	-289,374	-55,840	61,656	-2,489	7,333	-5,567	LM71	-

Quadro 4.5 - Esforços condicionantes para os contraventamentos verticais e chapas de travamento

Secção Transversal	Esforços Fx	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	Comboio Condicionante	Verificação Condicionante
Contraventamento Vertical : Grupo 1	Máx.	974,915	0,245	-190,979	-0,442	130,992	0,479	LM71	Encurvadura
	Mín.	-826,328	0,001	113,442	-0,148	93,620	0,018	LM71	Tração
Contraventamento Vertical : Grupo 2	Máx.	166,884	-0,401	-3,191	-0,080	3,976	-0,434	LM71	Encurvadura
	Mín.	-113,769	-0,105	0,236	-0,340	0,518	0,229	SW/0	-
Contraventamento Vertical : Grupo 3	Máx.	96,166	0,262	-2,112	-0,221	2,323	0,301	LM71	-
	Mín.	-45,709	-0,056	0,398	-0,034	0,197	-0,027	SW/0	-
Chapa de travamento : Grupo 1	Máx.	50,971	-0,006	-0,030	-0,014	0,035	-0,006	SW/0	Encurvadura
	Mín.	-88,483	-0,007	-0,050	-0,014	-0,069	0,003	LM71	-
Chapa de travamento : Grupo 2	Máx.	12,401	-0,003	-0,968	-0,071	1,088	-0,003	SW/0	Encurvadura
	Mín.	-19,370	-0,003	-0,664	-0,242	-0,767	0,000	LM71	-

Quadro 4.6 - Esforços condicionante para os contraventamentos horizontais, superior e inferior, e travessas

Secção Transversal	Esforços Fx	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	Comboio Condicionante	Verificação Condicionante
Contraventamento Superior : Grupo 1	Máx.	270,823	-0,645	3,701	-0,049	-6,066	-0,426	SW/0	Encurvadura
	Mín	-248,514	-0,850	-2,649	0,572	-0,221	0,222	SW/0	Tração
Contraventamento Superior : Grupo 2	Máx.	201,039	-1,804	1,269	-2,088	-1,204	-3,087	SW/0	Encurvadura
	Mín	-178,516	1,400	-0,592	-1,922	0,311	-0,636	SW/0	-
Contraventamento Superior : Grupo 3	Máx.	133,350	-1,344	-2,467	1,559	3,216	-2,180	SW/0	Encurvadura
	Mín	-99,589	0,670	-0,053	0,793	0,609	-0,214	SW/0	-
Contraventamento Inferior : Grupo 1	Máx.	459,020	-0,064	-0,609	-0,142	0,783	-0,044	LM71	Encurvadura
	Mín	-375,932	0,297	0,826	-0,178	0,150	0,110	SW/0	Tração
Contraventamento Inferior : Grupo 2	Máx.	299,942	0,531	0,862	0,779	-1,193	0,975	SW/0	Encurvadura
	Mín	-272,447	0,631	0,425	0,290	0,477	-0,172	LM71	Tração
Contraventamento Inferior : Grupo 3	Máx.	133,997	0,302	0,458	-0,072	-0,405	0,222	SW/0	Encurvadura
	Mín	-170,994	0,460	0,729	-0,590	-0,329	0,248	SW/0	-
Travessa Inferior : Grupo 1	Máx.	292,290	0,000	0,376	-0,062	-0,463	0,000	SW/0	Encurvadura
	Mín	-208,779	0,000	0,373	-0,062	0,613	0,000	SW/0	-
Travessa Inferior : Grupo 2	Máx.	117,775	-0,153	0,044	0,038	-0,074	-0,247	SW/0	-
	Mín	-122,859	-0,460	0,522	0,212	0,733	0,376	LM71	-

Quadro 4.7 - Esforços condicionantes para as cordas superiores

Secção Transversal	Esforços Fx	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	Comboio Condicionante	Verificação Condicionante		
Corda Corrente	Aspa 1	Máx.	416,309	9,188	33,168	0,878	-71,418	13,244	SW/0	-	
		Mín	-47,360	-2,635	-6,458	-0,349	5,683	-2,209	SW/0	-	
	Aspa 2	Máx.	1059,687	3,556	-25,300	0,431	50,068	6,027	SW/0	-	
		Mín	-136,842	-2,228	-2,551	0,079	-18,701	-5,656	SW/0	-	
	Aspa 3	Máx.	1649,733	3,765	4,770	0,382	30,391	10,362	SW/0	-	
		Mín	-227,515	-1,948	-3,625	-0,047	-10,461	-3,554	SW/0	-	
Corda A	Aspa 4	Máx.	2081,081	2,488	10,079	0,097	-1,210	11,128	SW/0	-	
		Mín	-316,075	-2,308	-3,281	-0,076	-5,590	-4,447	SW/0	-	
	Aspa 5	Máx.	2431,987	2,183	4,173	-0,064	28,813	11,953	SW/0	-	
		Mín	-423,768	-2,191	-1,968	-0,066	-7,789	-4,400	SW/0	-	
	Aspa 6	Máx.	2607,966	-0,049	3,745	-0,035	35,448	8,653	SW/0	Encurvadura	
		Mín	-533,244	-2,488	0,114	-0,014	-9,781	-4,258	SW/0	-	
	Aspa 7	Máx.	2690,492	-0,333	3,695	0,111	41,261	8,393	LM71	Encurvadura	
		Mín	-645,623	-2,737	1,505	-0,026	-8,444	-3,761	SW/0	-	
	Aspa 8	Máx.	2676,006	-2,457	2,279	0,131	39,214	6,048	LM71	Encurvadura	
		Mín	-763,878	-2,908	0,897	0,056	-8,107	-3,226	SW/0	-	
	Aspa 9	Máx.	2515,058	-3,114	6,876	0,033	27,399	4,873	LM71	Encurvadura	
		Mín	-902,857	-2,852	3,396	0,011	-11,669	-2,950	SW/0	-	
	Aspa 10	Máx.	2263,197	-4,278	7,747	-0,178	22,293	2,814	LM71	-	
		Mín	-1020,795	-2,760	4,717	0,038	-10,536	-1,989	SW/0	-	
	Aspa 11	Máx.	1928,642	-4,112	-14,710	-0,072	16,916	0,475	SW/0	-	
		Mín	-1171,759	-2,203	23,204	0,013	-16,478	-2,676	SW/0	-	
	Corda Corrente	Aspa 12	Máx.	1532,223	-5,449	22,727	0,315	-5,552	-5,045	SW/0	-
			Mín	-1319,307	0,575	5,450	-0,242	-27,339	-0,142	SW/0	-
Aspa 13	Máx.	1005,339	-6,472	38,445	0,171	-26,768	-6,738	SW/0	-		
	Mín	-1569,070	-0,727	-14,614	-0,149	-16,495	0,321	SW/0	-		
Corda B	Aspa 14	Máx.	441,080	-4,971	14,174	0,212	-8,592	-3,085	LM71	-	
		Mín	-1821,718	0,184	-12,641	-0,200	-17,480	0,421	SW/0	-	
Corda C	Aspa 15	Máx.	142,621	-2,256	9,505	0,235	-9,644	3,426	SW/0	-	
		Mín	-2243,638	-0,787	11,088	-0,419	-66,879	-9,056	LM71	-	
Corda D	Aspa 16	Máx.	77,202	-5,517	4,266	0,817	1,783	-15,079	SW/0	-	
		Mín	-3002,292	-8,057	-78,596	0,042	-32,156	-0,863	LM71	-	
	Aspa 17	Máx.	44,152	1,781	0,411	-0,713	9,042	-6,403	SW/0	-	
		Mín	-2896,133	9,563	87,543	0,316	-162,759	21,000	LM71	-	
Corda C	Aspa 18	Máx.	35,936	3,805	-1,418	-0,145	0,290	10,918	SW/0	-	
		Mín	-2036,972	1,028	-3,079	0,406	15,663	-0,405	LM71	-	
Corda Corrente	Aspa 19	Máx.	329,001	7,609	-15,340	-0,079	19,614	11,659	LM71	-	
		Mín	-1391,258	-0,041	17,691	0,174	-7,406	0,594	SW/0	-	
	Aspa 20	Máx.	767,592	9,570	-29,593	-0,155	47,828	12,588	SW/0	-	
		Mín	-1180,329	1,817	-8,119	0,274	-4,738	-2,117	SW/0	-	

Quadro 4.7 (continuação) - Esforços condicionantes para as cordas superiores

Secção Transversal		Esforços Fx	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	Comboio Condicionant	Verificação Condicionante
Corda Corrente	Aspa 21	Máx.	1392,370	8,795	-25,725	-0,292	50,207	12,845	SW/0	-
		Mín.	-976,988	1,556	-2,133	0,243	-4,609	-0,238	SW/0	-
Corda Corrente	Aspa 22	Máx.	1875,460	3,113	8,646	0,122	27,711	8,561	SW/0	Encurvadura
		Mín.	-863,740	0,690	-16,892	-0,108	-4,973	-1,384	SW/0	-
Corda a E	Aspa 23	Máx.	2319,881	2,184	12,542	0,221	14,230	10,267	SW/0	Encurvadura
		Mín.	-753,251	0,317	-15,540	-0,048	-1,091	-1,673	SW/0	-
Corda F	Aspa 24	Máx.	2627,754	1,295	12,600	-0,040	49,922	11,057	SW/0	-
		Mín.	-669,084	2,640	-6,065	-0,079	-5,351	-0,459	SW/0	-
	Aspa 25	Máx.	2912,999	1,235	9,745	-0,182	28,306	11,983	LM71	Encurvadura
		Mín.	-568,351	0,268	-5,397	-0,093	-4,963	-2,015	SW/0	-
	Aspa 26	Máx.	3045,199	-1,320	5,037	-0,072	42,232	8,349	LM71	Encurvadura
		Mín.	-487,202	-1,772	-6,515	0,011	2,382	-6,184	SW/0	-
	Aspa 27	Máx.	3059,612	-1,482	5,753	0,068	41,477	8,157	LM71	Encurvadura
		Mín.	-572,572	-2,046	0,705	0,009	-4,932	-3,660	SW/0	-
	Aspa 28	Máx.	2955,167	-4,041	0,380	0,183	39,564	5,377	LM71	Encurvadura
		Mín.	-670,818	-2,293	-0,372	0,093	-4,186	-3,002	SW/0	-
	Aspa 29	Máx.	2696,045	-4,479	1,054	0,059	23,755	4,175	LM71	-
		Mín.	-790,273	-2,083	4,147	0,035	-7,704	-2,890	SW/0	-
Corda G	Aspa 30	Máx.	2423,275	-5,823	19,257	-0,178	47,962	2,331	SW/0	-
		Mín.	-892,718	0,020	4,613	0,068	-24,094	-3,244	SW/0	-
	Aspa 31	Máx.	2019,213	-6,282	9,721	-0,146	10,935	0,975	SW/0	-
		Mín.	-1024,993	-2,124	3,077	0,104	-4,429	-1,942	SW/0	-
	Aspa 32	Máx.	1551,353	-8,483	12,187	-0,084	2,291	-1,007	SW/0	-
		Mín.	-1147,757	-1,968	5,173	0,166	-4,316	-0,607	SW/0	-
	Aspa 33	Máx.	931,430	-7,182	22,483	0,167	-17,255	-5,964	SW/0	-
		Mín.	-1350,399	0,828	-8,357	-0,214	-18,929	0,128	SW/0	-
	Aspa 34	Máx.	481,053	-5,724	11,505	0,212	-4,925	-2,691	LM71	-
		Mín.	-1588,138	0,516	-7,536	-0,226	-18,872	-0,253	SW/0	-
	Aspa 35	Máx.	128,509	6,141	-6,924	-0,036	9,328	4,844	SW/0	-
		Mín.	-2148,715	-9,741	25,111	-0,273	-25,857	6,712	LM71	-
Corda D	Aspa 36	Máx.	145,457	-4,905	7,478	0,725	2,650	-14,217	SW/0	-
		Mín.	-2990,322	-10,370	-87,866	-0,002	-32,069	-4,384	LM71	-
Corda D	Aspa 37	Máx.	172,396	1,528	0,133	-0,711	7,143	-5,516	SW/0	-
		Mín.	-3101,181	9,661	78,671	0,108	-137,734	17,825	LM71	-
Corda G	Aspa 38	Máx.	207,439	3,233	-1,844	-0,163	1,458	10,014	SW/0	-
		Mín.	-2311,882	1,756	-10,122	0,395	3,986	-2,993	LM71	-
Corda E	Aspa 39	Máx.	420,938	6,259	-6,785	-0,190	17,117	10,948	LM71	-
		Mín.	-1787,766	3,530	0,626	0,173	-29,462	-2,414	SW/0	-
Corda Corrente	Aspa 40	Máx.	925,063	7,463	-30,640	0,049	32,447	10,614	SW/0	-
		Mín.	-1532,027	2,168	11,315	0,171	-2,672	0,937	SW/0	-
	Aspa 41	Máx.	1447,307	6,319	-12,304	-0,272	36,552	9,695	SW/0	-
		Mín.	-1276,252	3,372	-13,040	0,213	-5,841	-1,886	SW/0	-
Corda A	Aspa 42	Máx.	1818,001	3,373	18,384	-0,235	39,942	5,489	SW/0	-
		Mín.	-1106,096	2,207	-19,671	0,135	-9,129	2,442	SW/0	-
	Aspa 43	Máx.	2122,658	3,433	0,048	-0,013	32,985	6,603	LM71	-
		Mín.	-921,323	3,824	-8,772	0,153	-12,053	0,041	SW/0	-
	Aspa 44	Máx.	2351,063	2,544	-2,023	-0,044	37,525	11,499	LM71	-
		Mín.	-785,043	-1,632	-3,594	-0,004	-2,347	1,645	SW/0	-
	Aspa 45	Máx.	2520,643	1,999	2,866	-0,165	38,532	11,061	LM71	Encurvadura
		Mín.	-655,866	-1,648	-1,507	-0,030	1,259	2,106	SW/0	-
	Aspa 46	Máx.	2538,474	-0,099	0,835	-0,157	45,563	7,950	LM71	Encurvadura
		Mín.	-543,302	-1,875	-1,428	0,060	7,077	2,353	SW/0	-
	Aspa 47	Máx.	2459,664	-0,054	0,895	-0,028	39,548	7,947	SW/0	-
		Mín.	-444,516	-2,262	-0,149	0,071	9,484	3,135	SW/0	-
Aspa 48	Máx.	2309,628	-0,548	6,276	0,221	30,378	2,146	SW/0	-	
	Mín.	-363,586	0,716	-4,138	-0,128	0,163	5,335	SW/0	-	
Aspa 49	Máx.	2006,943	-0,974	1,990	0,120	14,245	1,423	SW/0	-	
	Mín.	-292,537	0,931	-4,086	-0,181	2,520	5,383	SW/0	-	
Corda Corrente	Aspa 50	Máx.	1626,829	-2,044	6,724	-0,089	-24,158	-1,320	SW/0	-
		Mín.	-240,503	-1,835	0,514	-0,392	3,918	-0,122	SW/0	-
	Aspa 51	Máx.	1082,483	-4,705	39,307	0,162	-24,547	-5,004	SW/0	-
		Mín.	-174,087	3,386	-8,982	-0,615	3,052	1,567	SW/0	-
Aspa 52	Máx.	456,732	-4,015	-27,123	-0,359	-0,188	-3,721	SW/0	-	
	Mín.	-92,523	-2,465	4,693	-0,117	3,890	6,745	SW/0	-	

Quadro 4.8 - Esforços condicionantes para as cordas inferiores

Secção Transversal	Esforços Fx	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	Comboio Condicionant	Verificação Condicionante	
Corda Corrente	Aspa 1	Máx.	198,684	3,288	3,667	0,627	-12,797	-0,709	SW/0	-
		Mín	-486,725	6,713	-27,574	-0,723	52,180	6,821	SW/0	-
	Aspa 2	Máx.	471,529	1,111	-18,130	0,357	25,924	-3,264	SW/0	-
		Mín	-1205,341	8,861	46,459	-0,136	-33,524	1,952	SW/0	-
	Aspa 3	Máx.	738,471	3,065	-0,494	0,235	9,639	-1,014	SW/0	-
		Mín	-1931,898	3,634	0,266	0,054	-38,036	4,075	SW/0	Tração
Corda A	Aspa 4	Máx.	940,965	2,620	-2,226	0,251	-1,151	-3,132	SW/0	-
		Mín	-2436,666	3,027	1,477	-0,046	-10,709	2,216	SW/0	-
	Aspa 5	Máx.	1123,692	2,087	-3,109	0,220	8,116	-4,516	SW/0	-
		Mín	-2823,945	2,984	5,456	-0,078	-38,000	2,661	SW/0	Tração
	Aspa 6	Máx.	1255,599	2,088	-5,056	0,017	12,439	-4,657	SW/0	-
		Mín	-3029,152	1,714	8,218	0,038	-46,314	1,029	SW/0	Tração
	Aspa 7	Máx.	1366,514	2,713	-3,295	0,032	10,402	-3,672	SW/0	-
		Mín	-3119,042	1,301	3,216	-0,008	-45,903	1,291	LM71	Tração
	Aspa 8	Máx.	1444,214	2,446	-1,278	0,022	10,168	-3,876	SW/0	-
		Mín	-3099,488	0,764	5,323	-0,009	-43,973	1,116	LM71	Tração
	Aspa 9	Máx.	1493,424	2,240	-1,478	-0,115	13,418	-4,090	SW/0	-
		Mín	-2917,265	0,332	-1,956	-0,036	-34,333	0,189	LM71	Tração
Aspa 10	Máx.	1489,541	2,091	-0,701	-0,211	12,710	-3,735	SW/0	-	
	Mín	-2633,774	-0,344	-2,109	0,003	-31,072	0,366	SW/0	Tração	
Aspa 11	Máx.	1590,566	-0,775	-24,935	-0,162	21,170	-4,020	SW/0	-	
	Mín	-2234,477	-1,680	16,455	-0,031	-18,883	-1,084	SW/0	-	
Corda Corrente	Aspa 12	Máx.	1643,454	-0,372	-6,853	-0,143	23,259	-2,287	SW/0	-
		Mín	-1704,931	-2,233	-14,629	-0,026	-18,426	-2,619	SW/0	-
Aspa 13	Máx.	1846,619	-2,887	6,024	0,049	26,610	-2,861	SW/0	Encurvadura	
	Mín	-1157,290	-4,289	-25,952	-0,217	12,720	-4,551	SW/0	-	
Cord a B	Aspa 14	Máx.	2167,518	-1,488	-1,454	-0,173	23,006	-2,855	SW/0	-
		Mín	-836,818	-7,211	1,445	-0,330	8,162	2,979	LM71	-
Cord a C	Aspa 15	Máx.	2793,618	-22,495	-30,859	0,929	83,919	-15,886	LM71	-
		Mín	-995,602	11,560	9,276	-0,750	-25,196	3,736	SW/0	-
Corda D	Aspa 16	Máx.	3822,541	51,603	134,073	0,251	-15,720	22,442	LM71	Encurvadura
		Mín	-1399,115	-47,234	-35,519	0,389	-10,665	2,414	SW/0	-
	Aspa 17	Máx.	3748,402	-55,865	-147,282	-1,368	274,167	-111,847	LM71	Encurvadura
Cord a C	Aspa 18	Máx.	-1358,083	46,071	37,641	0,617	-12,915	9,176	SW/0	-
		Mín	2616,380	16,082	14,215	-0,427	-46,783	32,412	LM71	-
Corda Corrente	Aspa 19	Máx.	1687,703	-3,219	-6,010	-0,018	-8,464	-3,158	SW/0	-
		Mín	-725,100	5,156	2,429	0,447	-1,994	4,959	LM71	-
	Aspa 20	Máx.	1409,882	0,589	10,989	-0,006	-4,779	1,495	SW/0	-
		Mín	-873,356	2,887	19,252	0,274	-39,472	4,581	SW/0	-
	Aspa 21	Máx.	1253,363	2,280	-1,839	0,149	12,400	0,958	SW/0	-
		Mín	-1529,719	5,403	28,432	0,037	-31,215	3,810	SW/0	-
Aspa 22	Máx.	1223,081	2,485	10,289	0,140	7,109	0,713	SW/0	-	
	Mín	-2143,206	3,774	2,872	-0,012	-38,404	3,358	SW/0	Tração	
Cord a E	Aspa 23	Máx.	1262,288	4,099	5,716	0,260	1,362	-0,866	SW/0	-
		Mín	-2700,891	3,414	-4,352	-0,005	-21,362	3,063	SW/0	Tração
Corda F	Aspa 24	Máx.	1302,827	3,679	2,493	0,129	22,817	-2,839	SW/0	-
		Mín	-3045,888	0,133	-7,206	-0,006	-68,501	2,718	SW/0	Tração
	Aspa 25	Máx.	1295,062	3,238	-2,712	0,074	10,501	-3,695	SW/0	-
		Mín	-3345,080	2,683	2,144	-0,011	-36,918	2,686	LM71	Tração
	Aspa 26	Máx.	1256,753	3,103	-0,822	0,034	6,040	-4,000	SW/0	-
		Mín	-3496,701	1,576	6,516	0,035	-48,048	1,294	LM71	Tração
	Aspa 27	Máx.	1330,355	2,961	-3,089	-0,043	9,408	-4,204	SW/0	-
		Mín	-3508,276	0,892	1,584	-0,024	-45,250	1,281	LM71	Tração
	Aspa 28	Máx.	1390,407	2,877	-1,410	-0,072	9,079	-4,229	SW/0	-
Mín		-3380,855	-0,028	6,677	0,016	-43,291	0,666	LM71	Tração	
Aspa 29	Máx.	1419,912	2,377	-3,872	-0,182	11,468	-4,599	SW/0	-	
	Mín	-3095,633	0,039	2,228	-0,002	-28,823	0,326	SW/0	Tração	
Corda G	Aspa 30	Máx.	1402,592	2,706	4,405	-0,292	28,401	-3,749	SW/0	-
		Mín	-2785,185	-3,196	-19,635	0,022	-60,910	-0,653	SW/0	-
	Aspa 31	Máx.	1384,756	0,098	-2,800	-0,127	13,463	-3,847	SW/0	-
		Mín	-2272,594	-2,088	-6,541	-0,034	-18,212	-1,785	SW/0	-
	Aspa 32	Máx.	1425,456	-0,117	-2,411	-0,141	12,938	-3,582	SW/0	-
		Mín	-1671,661	-2,948	-5,402	-0,005	-13,776	-2,287	SW/0	-
	Aspa 33	Máx.	1533,759	-3,092	-9,212	0,030	20,769	-3,373	SW/0	-
		Mín	-969,704	-5,254	-6,466	-0,233	3,567	-4,833	SW/0	-
Aspa 34	Máx.	1833,313	-1,194	-10,697	-0,176	24,101	-2,968	SW/0	-	
	Mín	-737,204	-7,762	5,521	-0,367	5,271	2,991	LM71	-	
Aspa 35	Máx.	2584,305	-23,128	-43,700	0,434	43,822	-17,144	LM71	-	
	Mín	-817,392	6,544	17,511	-0,509	19,125	-14,215	SW/0	-	

Quadro 4.8 (continuação) - Esforços condicionantes para as cordas inferiores

Secção Transversal		Esforços F <sub>x</sub>	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)	Comboio Condicionant	Verificação Condicionante
Corda D	Aspa 36	Máx.	3654,174	47,299	139,872	0,501	-20,387	20,300	LM71	Encurvadura
		Mín	-1256,168	-43,332	-36,716	0,183	-9,483	2,553	SW/0	-
Corda D	Aspa 37	Máx.	3730,841	-54,504	-144,522	-1,206	264,369	-107,322	LM71	Encurvadura
		Mín	-1288,768	43,859	35,606	0,464	-7,387	9,260	SW/0	-
Corda G	Aspa 38	Máx.	2757,114	16,114	21,366	-0,386	-46,550	32,166	LM71	-
		Mín	-945,499	-11,126	-7,439	0,452	-0,278	1,670	SW/0	-
Corda E	Aspa 39	Máx.	2120,866	-1,068	-5,890	0,155	27,007	-2,303	SW/0	-
		Mín	-797,313	0,541	1,700	0,292	-19,923	2,768	LM71	-
Corda Corrente	Aspa 40	Máx.	1851,995	0,309	-13,980	-0,015	0,211	1,136	SW/0	Encurvadura
		Mín	-1121,741	4,433	27,786	0,337	-25,745	4,505	SW/0	-
Corda Corrente	Aspa 41	Máx.	1655,132	2,526	3,688	0,139	8,599	1,387	SW/0	-
		Mín	-1683,953	4,884	18,839	0,031	-26,750	2,850	SW/0	-
Corda A	Aspa 42	Máx.	1622,740	2,774	21,810	0,080	18,901	0,647	SW/0	-
		Mín	-2244,091	2,041	-15,668	-0,029	-55,136	3,300	SW/0	-
Corda A	Aspa 43	Máx.	1546,792	1,819	-0,544	0,142	13,731	-0,885	SW/0	-
		Mín	-2683,811	3,064	9,664	0,015	-31,533	1,755	SW/0	Tração
Corda A	Aspa 44	Máx.	1479,900	1,744	0,188	0,061	11,524	-1,176	SW/0	-
		Mín	-2967,917	2,307	9,763	0,047	-33,546	1,063	LM71	Tração
Corda A	Aspa 45	Máx.	1381,996	1,648	-0,187	-0,018	9,268	-1,121	SW/0	-
		Mín	-3181,027	1,934	1,459	0,005	-37,323	0,912	LM71	Tração
Corda A	Aspa 46	Máx.	1272,154	1,480	1,045	0,003	5,799	-1,257	SW/0	-
		Mín	-3226,382	1,553	5,496	0,064	-41,567	0,555	SW/0	Tração
Corda A	Aspa 47	Máx.	1145,426	1,637	2,259	-0,013	4,052	-1,103	SW/0	-
		Mín	-3200,140	0,907	-0,831	-0,002	-38,362	0,196	SW/0	Tração
Corda A	Aspa 48	Máx.	1010,698	1,770	0,612	-0,136	4,544	-0,774	SW/0	-
		Mín	-3018,350	-0,437	0,931	0,076	-38,010	-0,580	SW/0	Tração
Corda A	Aspa 49	Máx.	849,376	1,440	-0,926	-0,135	-0,149	-0,721	SW/0	-
		Mín	-2673,485	-0,440	8,453	0,023	-14,698	-1,314	SW/0	Tração
Corda Corrente	Aspa 50	Máx.	731,936	-1,182	-8,215	-0,025	-7,118	-0,589	SW/0	-
		Mín	-2262,432	-1,353	10,754	-0,236	22,031	-2,671	SW/0	Tração
Corda Corrente	Aspa 51	Máx.	832,918	-2,294	-22,074	0,198	16,217	-0,719	SW/0	-
		Mín	-1806,315	-6,761	-20,610	-0,338	34,520	-2,858	SW/0	-
Corda Corrente	Aspa 52	Máx.	1208,078	-4,814	31,791	0,602	0,991	-3,855	SW/0	-
		Mín	-1637,829	-4,928	-7,212	-0,512	-81,371	-3,438	SW/0	-

A análise a estes dados permite concluir que o fenómeno de encurvadura condiciona a maior parte das barras que têm capacidade resistente insuficiente. Este fenómeno é mais exigente em termos de segurança que os esforços de tração, uma vez que a secção útil é reduzida pelo coeficiente de encurvadura.

Como se observa, os esforços axiais são sempre acompanhados de esforços de flexão e corte, pelo que outras verificações de segurança poderiam ser também realizadas, sobretudo as que combinam diferentes esforços. Porém, uma análise cuidada dos resultados permitiu concluir que estes esforços não condicionam o dimensionamento dos reforços.

Para materializar a área adicional de aço ao nível da secção transversal associada à operação de reforço preconizou-se a ligação através da acoplação de dois tipos de perfis às peças originais, chapas ou cantoneiras. No entanto, nem sempre se conseguiu viabilizar esta opção.

Situações como a inadequação geométrica que os perfis de reforço trariam à secção da peça reforçada e a necessidade de secções de reforço de dimensões maiores que a secção da peça original levou a que em certos casos as peças fossem substituídas em vez de reforçadas.

Procurou-se sempre que possível viabilizar uma solução de reforço por esta ser mais fácil de executar e menos intrusiva, mas também para procurar manter o mais possível o traço original da estrutura.

De seguida são apresentados os Quadros 4.9 a 4.14 com as soluções adotadas para os elementos das vigas treliça e dos contraventamentos.

Quadro 4.9 - Soluções de reforço para as diagonais da viga treliça

Secção Transversal	$A^{\text{Ref. final}}$ (m <sup>2</sup> )	$A^{\text{Tot.}}$ (m <sup>2</sup> )	$e^{\text{ch., ref.}}$ (mm)	Solução de Reforço / Substituição
Diagonal 1	0,0019	0,0055	-	2 L 70x70x7 (R)
Diagonal 2	-	0,0119	-	1/2 HEB 500 (S)
Diagonal 3	-	0,0102	-	1/2 HEB 450 (S)
Diagonal 4	0,0021	0,0045	-	2 L 75x75x8 (R)
Diagonal 5	-	0,0092	-	1/2 HEB 400 (S)
Diagonal 6	-	0,0081	-	1/2 HEB 320 (S)
Diagonal 7	0,0017	0,0031	-	2 L 60x60x8 (R)
Diagonal 8	-	0,0052	-	1/2 HEB 240 (S)
Diagonal 9	0,0001	0,0051	0,5	Chapa 250x1 (R)
Diagonal 10	0,0007	0,0057	2,8	Chapa 250x3 (R)
Diagonal 11	0,0008	0,0049	3,8	Chapa 205x4 (R)
Diagonal 12	0,0010	0,0044	5,8	Chapa 175x6 (R)
Diagonal 13	0,0013	0,0047	7,2	Chapa 175x8 (R)
Diagonal 14	0,0015	0,0040	10,1	Chapa 153x10 (R)
Diagonal 15	-	0,0041	-	UPN 240 (S)
Diagonal 16	-	0,0045	-	UPN 240 (S)

$A^{\text{ref. final}}$  - Área de reforço

(R) - Peça reforçada

$A^{\text{Tot.}}$  - Área de aço total da peça que a peça apresenta após reforço

(S) - Peça substituída

$e^{\text{chapa, reforço}}$  - Espessura da chapa de reforço

Quadro 4.10 - Soluções de reforço dos montantes

Secção Transversal	$A^{Ref.final}$ (m <sup>2</sup> )	$A^{Tot.}$ (m <sup>2</sup> )	$e^{ch.,ref.}$ (mm)	Solução de Reforço / Substituição
Montantes : Grupo 1	0,0008	0,0032	-	2 L 50x50x5 (R)
Montantes : Grupo 2	0,0008	0,0032	-	2 L 50x50x5 (R)
Montantes : Grupo 3	0,0008	0,0033	-	2 L 50x50x5 (R)

$A^{ref. final}$  - Área de reforço

(R) - Peça reforçada

$A^{Tot.}$  - Área de aço total da peça que a peça apresenta após reforço

$e^{chapa,reforço}$  - Espessura da chapa de reforço

Quadro 4.11 - Soluções de reforço dos contraventamentos horizontais, superiores e inferiores, e nas travessas

Secção Transversal	$A^{Ref.final}$ (m <sup>2</sup> )	$A^{Tot.}$ (m <sup>2</sup> )	$e^{ch.,ref.}$ (mm)	Solução de Reforço / Substituição
Contraventamento Superior : Grupo 1	-	0,0024	-	UPN 160 (S)
Contraventamento Superior : Grupo 2	-	0,0020	-	UPN 140 (S)
Contraventamento Superior : Grupo 3	-	0,0016	-	UPN 120 (S)
Contraventamento Inferior : Grupo 1	-	0,0033	-	UPN 200 (S)
Contraventamento Inferior : Grupo 2	0,0012	0,0024	-	L 80x80x8 (R)
Contraventamento Inferior : Grupo 3	0,0004	0,0016	4,7	Chapa 80x5 (R)
Travessa Inferior : Grupo 1	0,0019	0,0044	-	2 L 75x75x8 (R)

$A^{ref. final}$  - Área de reforço

(R) - Peça reforçada

$A^{Tot.}$  - Área de aço total da peça que a peça apresenta após reforço

(S) - Peça substituída

$e^{chapa,reforço}$  - Espessura da chapa de reforço

Quadro 4.12 - Soluções de reforço dos contraventamentos verticais e das chapas de travamento

Secção Transversal	$A^{Ref.final}$ (m <sup>2</sup> )	$A^{Tot.}$ (m <sup>2</sup> )	$e^{ch.,ref.}$ (mm)	Solução de Reforço / Substituição
Contraventamento Vertical : Grupo 1	-	0,0144	-	1/2 HEB 700 (S)
Contraventamento Vertical : Grupo 2	0,0009	0,0031	-	2 L 50x50x5 (R)
Chapa de travamento : Grupo 1	0,0012	0,0020	9,8	Chapa de 10 mm (R)
Chapa de travamento : Grupo 2	0,0005	0,0013	4,1	Chapa de 4 mm (R)

$A^{ref. final}$  - Área de reforço

(R) - Peça reforçada

$A^{Tot.}$  - Área de aço total da peça que a peça apresenta após reforço

(S) - Peça substituída

$e^{chapa,reforço}$  - Espessura da chapa de reforço

Quadro 4.13 - Soluções de reforço das cordas superiores

Secção Transversal		$A^{Ref.final}$ (m <sup>2</sup> )	$A^{Tot.}$ (m <sup>2</sup> )	$e^{ch.,ref.}$ (mm)	Solução de Reforço / Substituição
Corda A	Aspa 6	0,00065	0,01668	1,6	Chapa de 2 mm (R)
	Aspa 7	0,00102	0,01705	2,6	Chapa de 3 mm (R)
	Aspa 8	0,00096	0,01698	2,4	Chapa de 3 mm (R)
	Aspa 9	0,00024	0,01627	0,6	Chapa de 1 mm (R)
Corda Corrente	Aspa 22	0,00074	0,01237	1,9	Chapa de 2 mm (R)
Corda E	Aspa 23	0,00027	0,01510	0,7	Chapa de 1 mm (R)
Corda F	Aspa 25	0,00085	0,01848	2,1	Chapa de 2 mm (R)
	Aspa 26	0,00144	0,01906	3,6	Chapa de 4 mm (R)
	Aspa 27	0,00150	0,01912	3,7	Chapa de 4 mm (R)
	Aspa 28	0,00104	0,01866	2,6	Chapa de 3 mm (R)
Corda A	Aspa 45	0,00027	0,01629	0,7	Chapa de 1 mm
	Aspa 46	0,00035	0,01637	0,9	Chapa de 1 mm

$A^{ref. final}$  - Área de reforço

(R) - Peça reforçada

$A^{Tot.}$  - Área de aço total da peça que a peça apresenta após reforço

$e^{chapa,reforço}$  - Espessura da chapa de reforço

Quadro 4.14 - Soluções de reforço das cordas inferiores

Secção Transversal		$A^{Ref.final}$ (m <sup>2</sup> )	$A^{Tot.}$ (m <sup>2</sup> )	$e^{ch.,ref.}$ (mm)	Solução de Reforço / Substituição
Corda Corrente	Aspa 3	0,00031	0,01193	0,8	Chapa de 1 mm
Corda A	Aspa 5	0,00110	0,01713	2,8	Chapa de 3 mm
	Aspa 6	0,00198	0,01801	4,9	Chapa de 5 mm
	Aspa 7	0,00236	0,01839	5,9	Chapa de 6 mm
	Aspa 8	0,00228	0,01830	5,7	Chapa de 6 mm
	Aspa 9	0,00150	0,01753	3,8	Chapa de 4 mm
	Aspa 10	0,00030	0,01632	0,7	Chapa de 1 mm
Corda Corrente	Aspa 13	0,00061	0,01223	1,5	Chapa de 2 mm
Corda D	Aspa 16	0,00083	0,02405	2,1	Chapa de 2 mm
	Aspa 17	0,00050	0,02373	1,3	Chapa de 2 mm

$A^{ref. final}$  - Área de reforço

(R) - Peça reforçada

$A^{Tot.}$  - Área de aço total da peça que a peça apresenta após reforço

$e^{chapa,reforço}$  - Espessura da chapa de reforço

Quadro 4.14 (continuação) - Soluções de reforço das cordas inferiores

Secção Transversal		$A^{Ref.final}$ (m <sup>2</sup> )	$A^{Tot.}$ (m <sup>2</sup> )	$e^{ch., ref.}$ (mm)	Solução de Reforço / Substituição
Corda a	Aspa 22	0,00120	0,01283	3,0	Chapa de 3 mm
	Aspa 23	0,00140	0,01622	3,5	Chapa de 4 mm
Corda F	Aspa 24	0,00096	0,01859	2,4	Chapa de 3 mm
	Aspa 25	0,00223	0,01986	5,6	Chapa de 6 mm
	Aspa 26	0,00288	0,02050	7,2	Chapa de 8 mm
	Aspa 27	0,00293	0,02055	7,3	Chapa de 8 mm
	Aspa 28	0,00239	0,02001	6,0	Chapa de 6 mm
	Aspa 29	0,00117	0,01880	2,9	Chapa de 3 mm
Corda a D	Aspa 37	0,00043	0,02365	1,1	Chapa de 1 mm
Corda A	Aspa 40	0,00063	0,01226	1,6	Chapa de 2 mm
	Aspa 43	0,00051	0,01654	1,3	Chapa de 2 mm
	Aspa 44	0,00172	0,01774	4,3	Chapa de 5 mm
	Aspa 45	0,00262	0,01865	6,6	Chapa de 7 mm
	Aspa 46	0,00282	0,01884	7,0	Chapa de 7 mm
	Aspa 47	0,00271	0,01873	6,8	Chapa de 7 mm
	Aspa 48	0,00193	0,01796	4,8	Chapa de 5 mm
	Aspa 49	0,00046	0,01649	1,2	Chapa de 2 mm
Corda Corrente	Aspa 50	0,00171	0,01334	4,3	Chapa de 5 mm

$A^{ref. final}$  - Área de reforço

(R) - Peça reforçada

$A^{Tot.}$  - Área de aço total da peça que a peça apresenta após reforço

$e^{chapa, reforço}$  - Espessura da chapa de reforço

O reforço dos elementos foi concebido com recurso à ligação de cantoneiras e chapas em função das características de cada secção. Por exemplo, no caso das diagonais, com secções em U, as peças foram reforçadas com cantoneiras, enquanto as chapas foram reforçadas com novas chapas.

No caso da substituição de elementos os perfis eleitos foram do tipo UPN ou ½ secção HEB (T). Sempre que foi possível deu-se preferência à seleção de perfis do tipo UPN por serem menos

intrusivos e descaracterizadores. Porém, nos casos em que era necessário optar por peças com secção transversal de grande área, optou-se por meios perfis do tipo HEB.

Este tipo de solução é atualmente corrente no âmbito da reabilitação e reforço de pontes, dotando a estrutura de elementos resistentes sem colocarem em causa a segurança da estrutura.

Analisando os resultados obtidos conclui-se que os elementos mais reforçados foram os da viga treliça, especialmente as diagonais. As diagonais em U apresentaram em todos os seus elementos um nível mínimo de reforço próximo dos 50%, tendo várias peças chegado mesmo a apresentar áreas de reforço com o triplo da área da peça original. As diagonais em chapa apresentaram valores de reforço mais pequenos, à exceção das diagonais 14, 15 e 16 que apresentarem níveis de reforço maiores, tendo mesmo as duas últimas tido de ser substituídas.

Este grupo de elementos apresenta também das taxas de substituição mais altas da estrutura. Este fator revela, por um lado, a importância que estes elementos têm ao nível do equilíbrio dos esforços e encaminhamento das cargas ao longo ao longo das vigas-treliça, e por outro lado, a dificuldade em materializar áreas de reforço consideráveis quando as peças originais têm dimensões reduzidos e/ou geométricas mais complexas.

Ainda em relação aos elementos das vigas-treliça, as cordas apresentaram necessidades de reforços pequenos considerando as áreas das secções originais. As necessidades de reforço das cordas ocorrem mais na zona central de cada tramo. A diferença de esforços entre as cordas superior e inferior condicionou claramente o reforço destes elementos, tendo a inferior apresentado, em relação à superior, necessidades de reforço em maior extensão e quantidade.

No que concerne aos montantes, os de secção corrente, independentemente da zona em que se localize, foram reforçados em cerca de 35%. Os montantes, por não apresentarem condicionamentos do ponto de vista geométrico, puderam ser reforçados facilmente através da ligação de duas cantoneiras.

Os contraventamentos verticais do grupo 1 foram os elementos que apresentaram os níveis de segurança mais baixos o que conduziu à sua substituição. Os elementos situados no mesmo alinhamento transversal, chapas de travamento e travessas, também revelaram necessidades de reforço consideráveis, que decorre do facto de serem gerados esforços grandes nas zonas dos apoios.

Relativamente aos contraventamentos verticais do grupo 2 o reforço foi mais ligeiro, condicionado pela sua localização. Desta mesma forma, as chapas de travamento apresentam um reforço da mesma ordem de grandeza.

À semelhança do que se verificou para as cordas, os contraventamentos horizontais superior e inferior apresentam níveis de reforço diferentes sendo, novamente, os últimos os que requereram maiores níveis de reforço. A comparação entre as áreas de reforço destes elementos é facilitada pelo facto de possuírem a mesma secção transversal.

Os contraventamentos horizontais, à semelhança dos anteriores, viram o seu reforço fortemente condicionado pela zona em que se localizam, ou seja, os elementos mais próximos dos apoios (grupo 1) a necessitaram um reforço maior.

Os contraventamentos horizontais superiores foram todos substituídos, enquanto que nos inferiores tal só se verifica para os do grupo 1. Enquanto para os contraventamentos inferiores (grupo 1) a sua substituição se deve apenas à grande quantidade de reforço requerido, no que toca aos contraventamentos superiores essa opção prendeu-se com razões de simplificação dos trabalhos de reforço ao nível das carlingas e longarinas.

Em relação aos restantes contraventamentos inferiores, optou-se por adotar soluções de reforço de fácil montagem, recorrendo à aplicação de cantoneiras (grupo 2) e de chapas adicionais (grupo 3).

Não obstante a grande maioria das peças necessitar de ser reforçada ou substituída, existem elementos que não necessitaram de intervenção. São eles os montantes do encontro e do apoio, os travamentos verticais do grupo 3, as travessas do grupo 2 e algumas cordas.

Devido à sua elevada robustez, elementos como os montantes dos encontros e dos apoios apresentam alta capacidade remanescente de resistência para receber incremento de esforços. Os montantes dos encontros apresentam valores máximos de esforços atuantes muito próximos da sua capacidade resistente, enquanto os dos pilares possuem níveis de segurança superiores.

Os contraventamentos verticais do grupo 3 e as travessas do grupo 2 apresentam capacidade resistente suficiente para suportar os novos esforços. Estes elementos situam-se em zonas em que os esforços atuantes são maioritariamente suportados por outros elementos.

As cordas, como já foi referido, apresentam algumas zonas em que existe necessidade de reforço e outras onde tal não ocorre. A robustez exibida por estas peças leva a que apenas 36% das aspas apresentem necessidade de ser reforçadas.

As Figuras 4.18 a 4.25 ilustram os reforços concebidos para as peças a intervencionar, assim como os perfis de substituição.

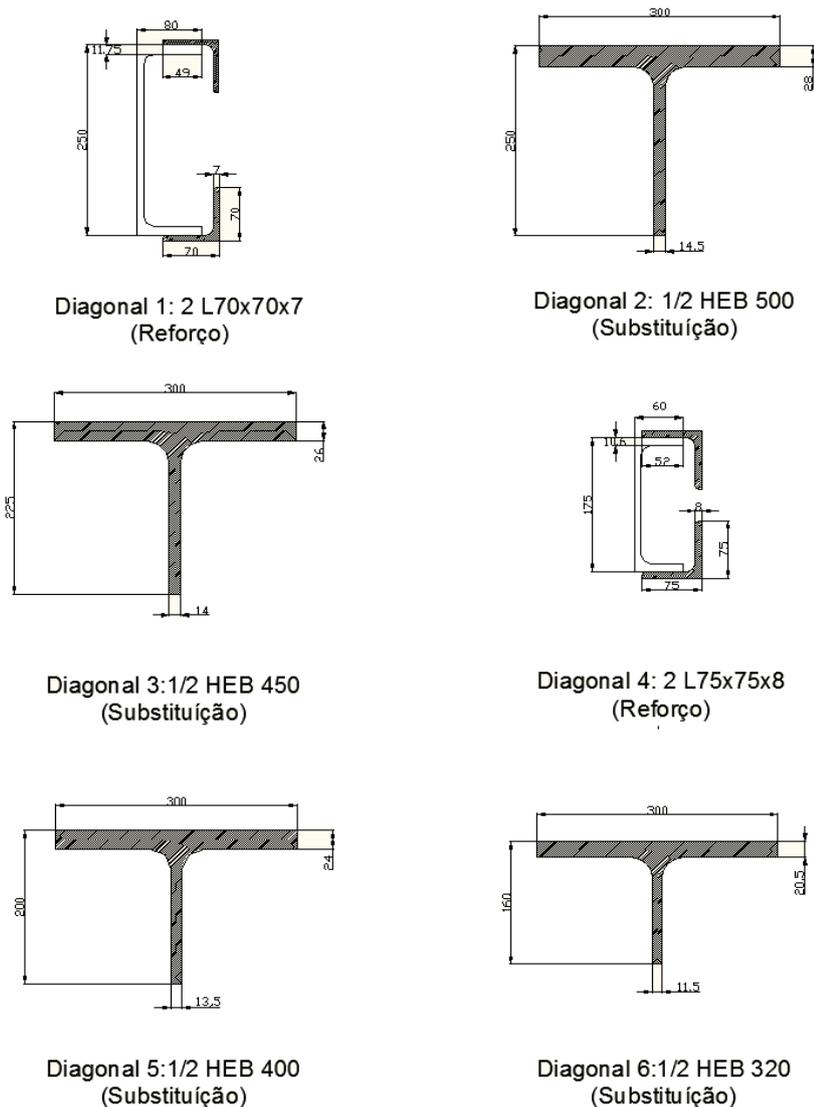


Figura 4.18 - Secções reforçadas/substituídas das diagonais

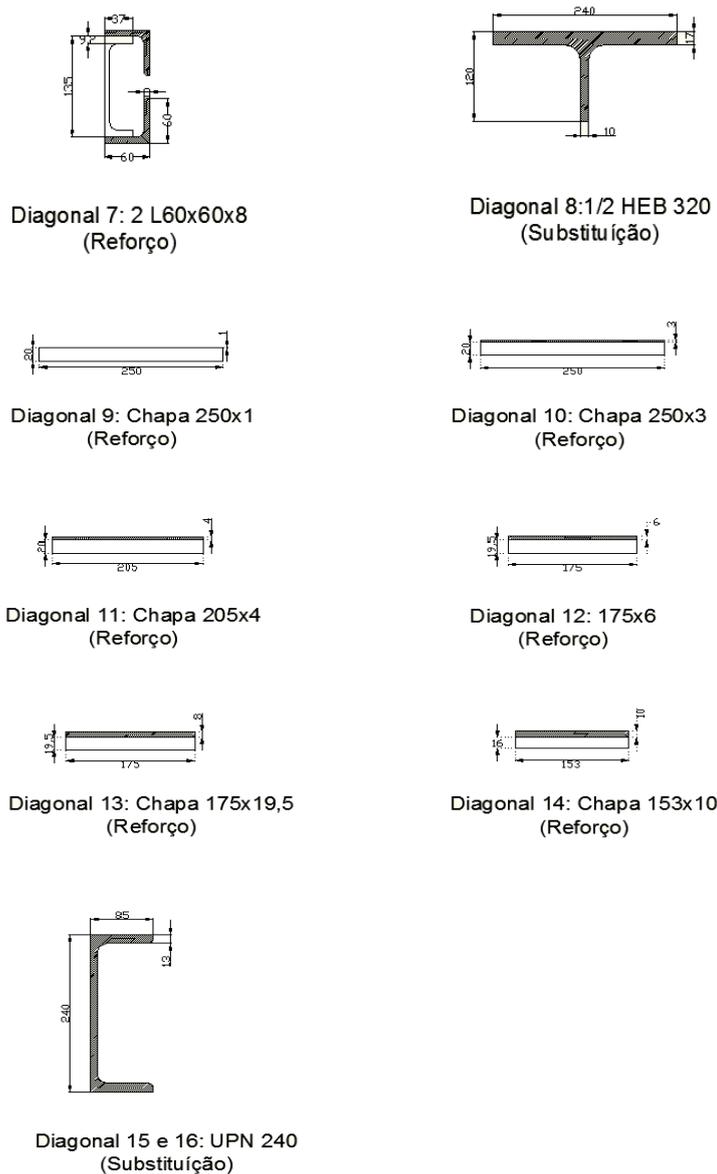


Figura 4.18 (continuação) - Secções reforçadas/substituídas das diagonais

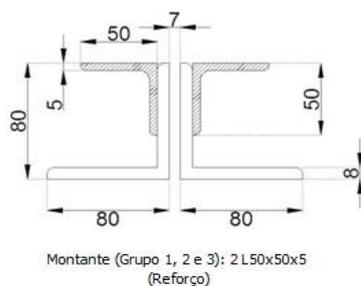


Figura 4.19 - Secção reforçada dos montantes de secção corrente (Grupo 1, 2 e 3)

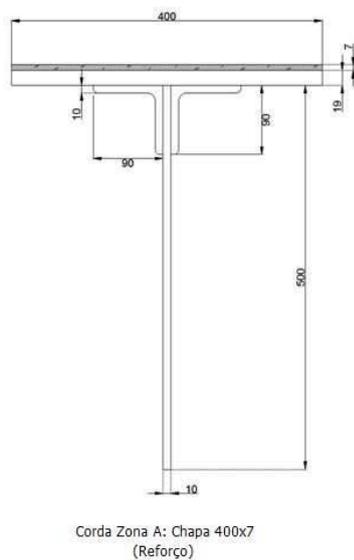
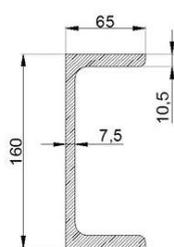
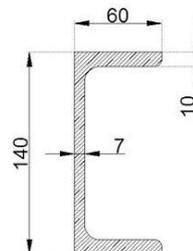


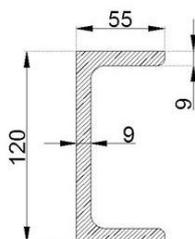
Figura 4.20 -Exemplo de reforço da secção de uma corda



Contraventamento Superior (Grupo 1): UPN 160  
(Substituição)

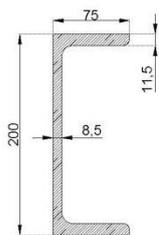


Contraventamento Superior (Grupo 2): UPN 140  
(Substituição)

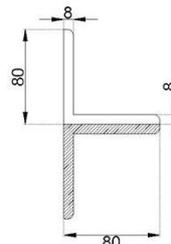


Contraventamento Superior (Grupo 3): UPN 120  
(Substituição)

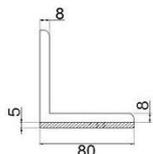
Figura 4.21 - Secções substituídas dos contraventamentos horizontais superiores (Grupo 1, 2 e 3)



Contraventamento Inferior (Grupo 1): UPN 200  
(Substituição)

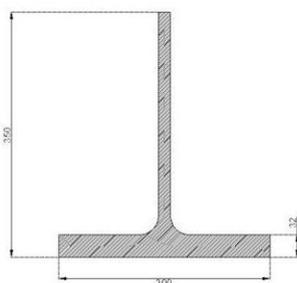


Contraventamento Inferior (Grupo 2): L 80x80x8  
(Reforço)

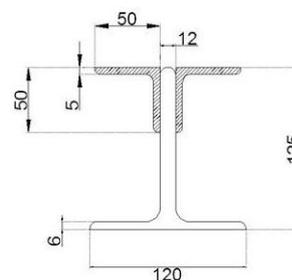


Contraventamento Inferior (Grupo 3): Chapa 80x5  
(Reforço)

Figura 4.22 - Secções reforçadas/substituídas dos contraventamentos horizontais inferiores (Grupo 1, 2 e 3)

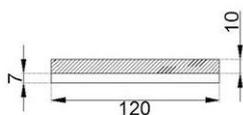


Contraventamento Vertical (Grupo 1): HEB 700  
(Substituição)

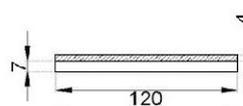


Contraventamento Vertical (Grupo 2): 2 L50x50x5  
(Reforço)

Figura 4.23 - Secções reforçadas/substituídas dos contraventamentos verticais (Grupo 1 e 2)

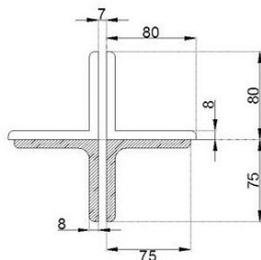


Chapa de travamento (Grupo 1): Chapa 120x7  
(Reforço)



Chapa de travamento (Grupo 2): Chapa 120x4  
(Reforço)

Figura 4.24 - Secções reforçadas das chapas e travamento (Grupo 1 e 2)



Travessas (Grupo 1): 2 L75x75x8  
(Reforço)

Figura 4.25 - Secção reforçada das travessas (Grupo 1)

#### 4.2.2 Dimensionamento do reforço da Ponte de Maçainhas: carlingas e longarinas

Pretende-se de seguida apresentar os resultados relativos à capacidade resistente das carlingas e das longarinas, esforços de dimensionamento atuantes e o reforço necessário para verificar a segurança.

No Quadro 4.15 apresentam-se as capacidades resistentes das longarinas e carlingas, enquanto o Quadro 4.16 lista os esforços de combinação atuantes que condicionam a sua segurança.

Quadro 4.15 - Capacidade resistente das carlingas e das longarinas

Secção	Comprimento (m)	Área (cm <sup>2</sup> )	Resistência à Compressão/Tração		Encurvadura		Resistência à Flexão		Transverso	
			$f_y$ (Mpa)	$N_{c,rd}$ (kN)	$N_{b,Rd,y}$ (kN)	$N_{b,Rd,z}$ (kN)	$M_{c,rd,y}$ (kN.m)	$M_{c,rd,z}$ (kN.m)	$V_{pl,rd,y}$ (kN)	$V_{pl,rd,z}$ (kN)
Carlinga	3,5	114,13	160	1826,08	1826,08	1104,11	346,24	40,21	383,36	332,55
Longarina	2,5	67,18	160	1074,88	1074,88	633,11	138,52	16,74	217,27	215,98

$f_y$  - Tensão de cedência do aço

$N_{rd}$  - Valor de cálculo do esforço normal resistente de compressão/tracção

$N_{b,Rd,y}$  - Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido na direcção y

$N_{b,Rd,z}$  - Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido na direcção z

$M_{c,rd,y}$  - Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal na direcção y

$M_{c,rd,z}$  - Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal na direcção z

$V_{pl,rd,y}$  - Valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico na direcção y

$V_{pl,rd,z}$  - Valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico na direcção z

Quadro 4.16 - Esforços condicionantes para as carlingas e as longarinas

Secção Transversal	Esforço My	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	Combinação Condicionante	Esforço Condicionante
Carlingas : Grupo 1	Máx.	-156,697	12,319	-823,325	3,289	788,717	0,104	LM71	Flexão em YY'
	Min.	-429,095	-33,974	1548,527	6,239	-358,128	-10,774	LM71	Transverso em ZZ'
Carlingas : Grupo 2	Máx.	-55,045	40,643	-469,856	-6,914	377,917	17,045	LM71	Flexão em YY'
	Min.	-58,450	20,297	-31,411	4,090	-41,075	-11,556	SW/0	Transverso em ZZ'
Carlingas : Grupo 3	Máx.	34,018	-25,062	-337,838	-0,470	272,599	-11,717	LM71	-
	Min.	-88,820	21,102	-8,745	3,694	-26,948	-19,675	SW/0	Transverso em ZZ'
Longarinas : Grupo 1	Máx.	72,304	-12,137	66,757	-1,196	173,042	9,077	LM71	Flexão em YY'
	Min.	47,026	-23,157	71,089	0,410	-248,792	-11,744	LM71	-
Longarinas : Grupo 2	Máx.	93,436	6,206	-136,083	0,554	127,295	6,607	LM71	-
	Min.	153,308	0,802	125,565	-0,231	-122,300	0,253	LM71	-
Longarinas : Grupo 3	Máx.	72,136	24,322	-124,074	0,397	77,024	13,440	LM71	-
	Min.	297,641	-0,632	-120,238	-0,099	-121,626	0,700	LM71	-

Do Quadro 20 é perceptível que os esforços de flexão condicionaram quase todas as peças, e que os esforços transversos apresentam valores bastante elevados sobretudo para as carlingas que estão sujeitas a cargas concentradas de elevado valor transmitidas pelas longarinas. Relativamente a estas peças, os valores dos esforços são consideravelmente mais baixos, requerendo apenas as do grupo 1 o seu reforço.

Para o dimensionamento destas peças recorreu-se ao módulo de cálculo automático do Robot. As razões que levaram ao uso deste modo de cálculo prendem-se com o extenso processo de verificações regulamentares de segurança que estes elementos têm de verificar e com a importância extrema que estes elementos possuem no contexto da estrutura. Outro fator que também realçou a necessidade de um cuidado especial no dimensionamento foi o facto destas peças estarem fortemente sujeitas a fenómenos de fadiga.

O fenómeno de fadiga advém da atuação de cargas com tensões inferiores à tensão de rotura do material de forma repetitiva durante o período de vida útil da estrutura. Com o passar do tempo as tensões atuantes no material podem provocar o aparecimento e propagação de fendas em certos elementos ou ligações de elementos.

Este fenómeno não será abordado no presente trabalho, no entanto, prevendo desenvolvimentos futuros, o seu dimensionamento correto, e até mesmo um pouco mais conservativo, é algo que influenciará positivamente o estudo deste estado limite.

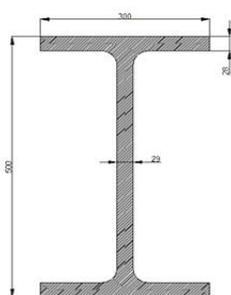
Os perfis adotados para substituir as diferentes peças foram os seguintes:

i) Carlingas - Grupo 1: HEB 500 com duplicação de alma ao corte;

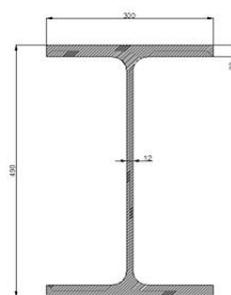
- ii) Carlingas - Grupo 2: HEA 500;
- iii) Carlingas - Grupo 3: IPE 500;
- iv) Longarinas - Grupo 1: IPE 500;
- v) Longarinas - Grupo 2: IPE 450;
- vi) Longarinas - Grupo 3: IPE 450;

Os dados referentes ao dimensionamento destas peças encontram-se no Anexo 2.

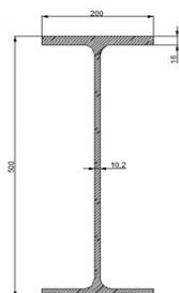
De seguida são apresentadas as novas secções transversais das carlingas e das longarinas, Figuras 4.26 e 4.27, respetivamente.



Carlingas (Grupo 1): HEB 500  
com duplicação da alma  
(Substituição)

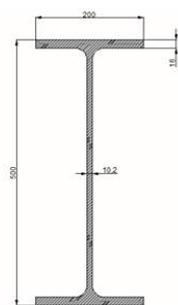


Carlingas (Grupo 2): HEA 500  
(Substituição)

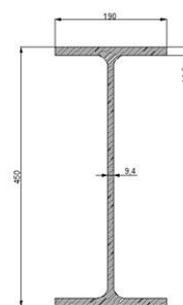


Carlingas (Grupo 3): IPE 500  
(Substituição)

Figura 4.26 - Perfis de substituição das carlingas (Grupos 1, 2 e 3)



Longarinas (Grupo 1): IPE 500  
(Substituição)



Longarinas (Grupo 2 e 3): IPE 450  
(Substituição)

Figura 4.27 - Perfis de substituição das longarinas (Grupos 1, 2 e 3)

### 4.2.3 Representação gráfica da ponte de maçainhas reforçada

Para uma melhor perceção da localização das peças a intervencionar e do tipo de ação preconizada, realizar-se-á em seguida uma representação gráfica com código de cores sugestiva.

Através destas imagens é possível retirar bastantes ilações, nomeadamente, ao nível dos elementos que foram reforçados; compreender como os esforços se distribuem ao longo da ponte e de que forma estes condicionam o reforço; perceber em que zonas se concentram os esforços; e perceber melhor de que forma os reforços se distribuem pela estrutura.

Através de um código de cores onde o azul representa que a peça foi reforçada, o castanho que a peça foi substituída e o verde que a peça não foi intervencionada, pretende-se ilustrar qual a extensão e o alcance das operações de reforço propostas. As Figuras 4.28 a 4.30 ilustram a análise do reforço e substituição para as vigas treliça, contraventamentos verticais, chapas de travamento, e contraventamentos horizontais inferiores e travessas.

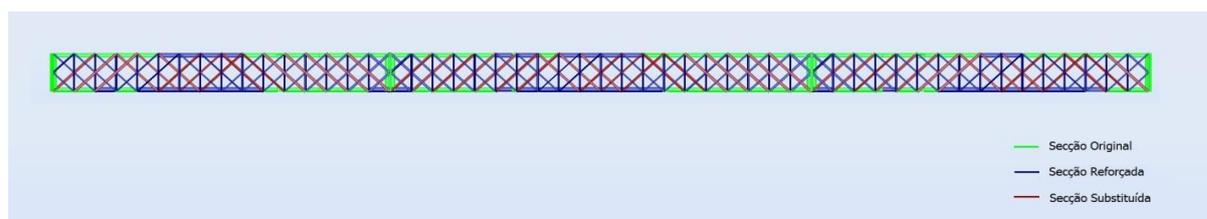


Figura 4.28 - Reforço e substituição de elementos nas vigas treliça

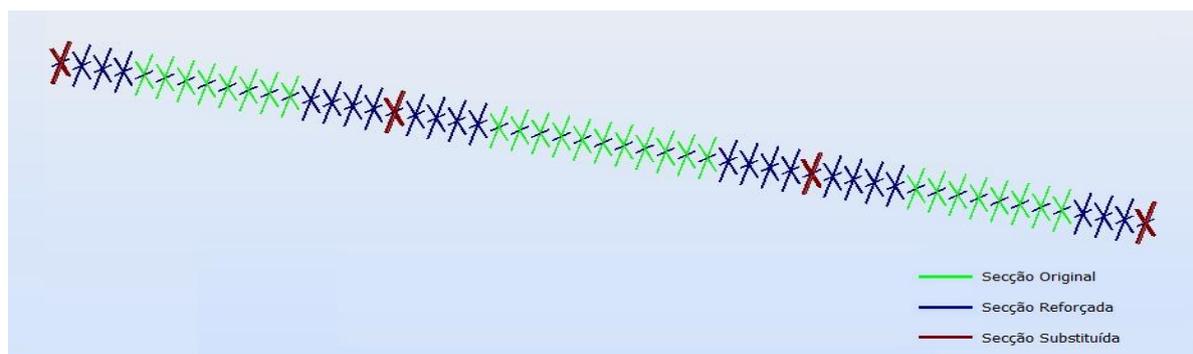


Figura 4.29 - Reforço e substituição dos contraventamentos verticais e das chapas de travamento



Figura 4.30 - Reforço e substituição dos contraventamentos horizontais inferiores e travessas

Relativamente aos elementos das carlingas e aos travamentos superiores estes foram todos substituídos e por isso não se realiza qualquer representação gráfica.

### 4.3 COMPARAÇÃO PRÉ - PÓS REFORÇO

O reforço da estrutura acarreta alterações da sua resposta e comportamento devidas às variações de massa e rigidez que experimenta.

Pretende-se de seguida verificar algumas alterações que ocorreram na estrutura e perceber o seu impacto. A comparação principal que se pretende fazer é relativamente às frequências naturais de vibração da estrutura. Estas encontram-se fortemente condicionadas pela massa e rigidez da estrutura.

### 4.3.1 Variações da massa e da rigidez

Com o reforço e substituição de peças a estrutura, claramente, a massa sofreu um aumento. Inicialmente a estrutura tinha um peso de 232,860 toneladas e com esta operação aumentou em 62,704 toneladas, perfazendo um total de 295,564 toneladas na situação reforçada. Relativamente à situação pré reforço, a estrutura sofre um aumento em cerca de 27% do seu peso, valor razoável tendo em conta a quantidade de peças intervencionadas.

A verificação da rigidez da estrutura não pode ser quantificada de uma forma tão direta como a verificação da massa da estrutura. A rigidez pode ser avaliada, por exemplo, com uma comparação entre os deslocamentos nas situações pré e pós reforço para o mesmo caso de carga. Com vista a averiguar se existe ou não um aumento de rigidez da estrutura procedeu-se à implementação da ideia referida para o caso de carga do vento. Este caso de carga foi o escolhido por apresentar solicitações em várias direções oferecendo um maior leque de resultados.

Foram escolhidos os nós centrais de cada tramo ao nível das cordas inferiores, ao todo três nós, a utilizar como referência nesta comparação. O nó 26 diz respeito ao tramo do lado da Guarda, o nó 62 ao tramo central e o nó 122 ao tramo do lado da Covilhã. No Quadro 4.17 apresentam-se os resultados da referida análise.

Quadro 4.17 - Variação dos deslocamentos, nas várias direções, nos nós centrais dos três tramos da ponte quando sujeita à ação do vento

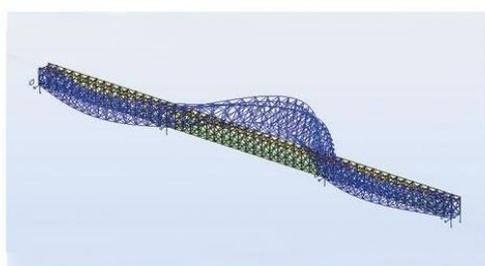
Nó	Situação		Diferença (%)	Situação		Diferença (%)
	Original	Reforçada		Original	Reforçada	
	Uy (mm)	Uy (mm)		Uz (mm)	Uz (mm)	
26	17,276	13,867	19,73	5,206	3,235	37,86
62	25,852	20,993	18,80	7,356	4,94	32,84
122	11,914	9,658	18,94	4,712	2,792	40,75

Do quadro anterior consegue-se concluir que de uma forma geral houve uma redução acentuada dos deslocamentos que a estrutura experimenta. A diminuição dos deslocamentos leva a crer que houve de facto um aumento da rigidez na situação reforçada.

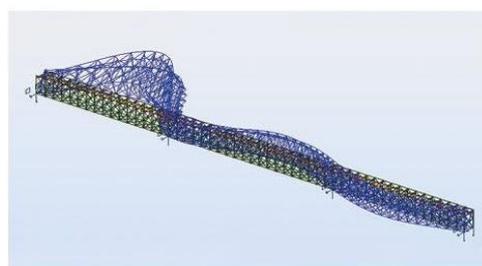
De uma forma quantitativa o menor aumento de rigidez aparenta ter sido na direção transversal (Y) enquanto que na direção vertical (Z) ele foi considerável.

### 4.3.2 Variação das frequências naturais da estrutura

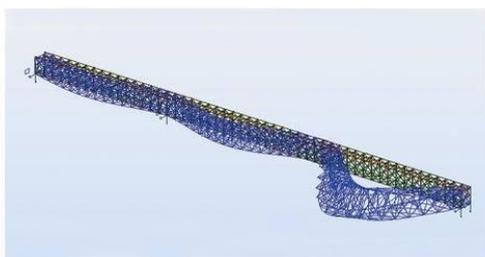
A massa e rigidez da estrutura são propriedades que influenciam diretamente o cálculo das frequências naturais da estrutura. Sabendo que ambas sofrem alterações no âmbito do processo de reforço, pretende-se averiguar se as frequências se encontram dentro de parâmetros normais de variação, e quais os modos de vibração cujas frequências são mais influenciadas. Para estabelecer uma base de comparação, de seguida são apresentados os dez primeiros modos de vibração da estrutura para a sua situação pós reforço, tal como foi realizado para a situação pré reforço no capítulo 4.1.



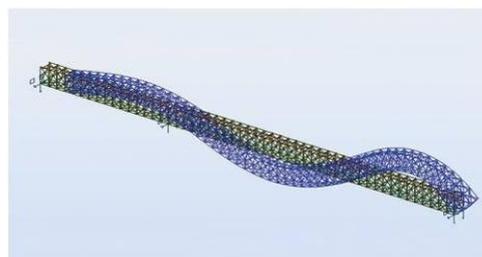
1º Modo de vibração lateral: 2,638 Hz



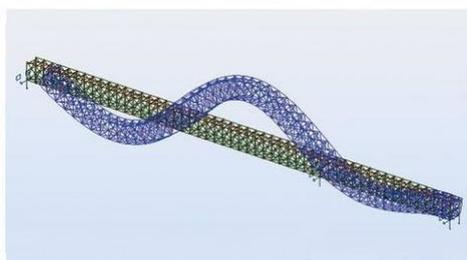
2º Modo de vibração lateral: 3,541 Hz



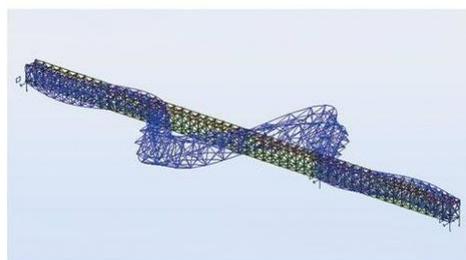
3º Modo de vibração lateral: 4,014 Hz



4º Modo de vibração vertical: 4,232 Hz



5º Modo de vibração vertical: 4,979 Hz



6º Modo de vibração lateral: 6,231 Hz

Figura 4.31 - Modos de vibração para a situação pós reforço

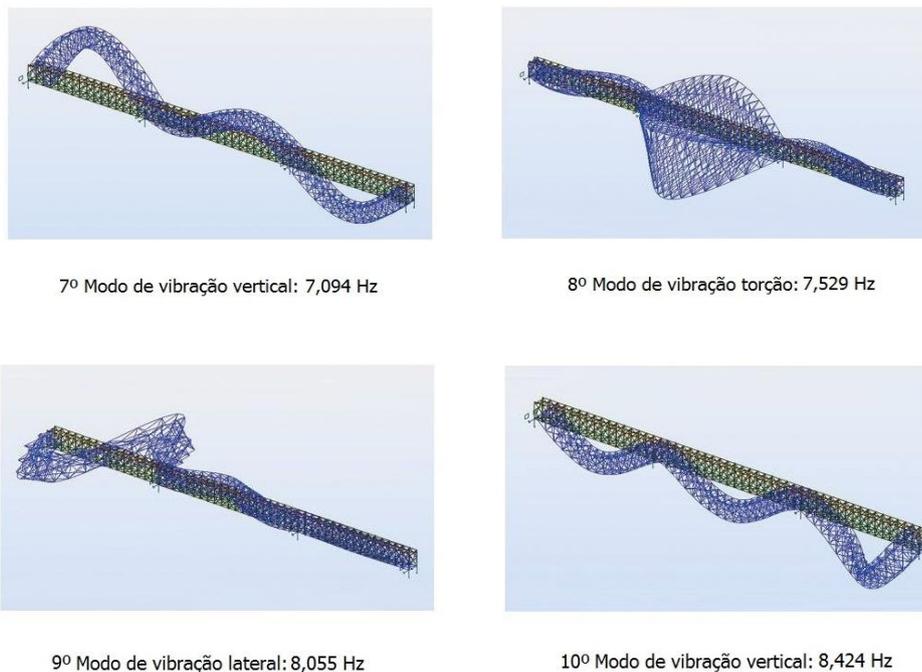


Figura 4.31 (continuação) - Modos de vibração para a situação pós reforço

Comparando com os modos de vibração da situação pré e pós reforçada da estrutura, é perceptível que apenas os últimos modos de vibração mudam de ordem. O Quadro 4.18 compara as vinte primeiras frequências de vibração de ambas as condições. De um ponto de vista gráfico apresenta-se esta mesma comparação na Figura 4.32.

Quadro 4.18 - Comparação das frequências de vibração na situação pré e pós reforço

Modo de Vibração	Situação		Desfazamento (%)
	Pré Reforço	Pós Reforço	
	Frequência (Hz)	Frequência (Hz)	
1	2,614	2,638	0,92
2	3,389	3,541	4,49
3	3,804	4,014	5,52
4	4,345	4,232	-2,60
5	4,933	4,979	0,93
6	6,067	6,231	2,70
7	6,725	7,094	5,49
8	7,269	7,529	3,58
9	7,625	8,424	10,48
10	7,66	8,055	5,16
11	7,877	8,453	7,31
12	9,296	9,568	2,93
13	9,593	10,135	5,65
14	9,804	9,695	-1,11
15	11,767	12,641	7,43
16	11,883	12,954	9,01
17	12,694	13,773	8,50
18	12,843	13,59	5,82
19	13,875	14,756	6,35
20	15,005	15,26	1,70

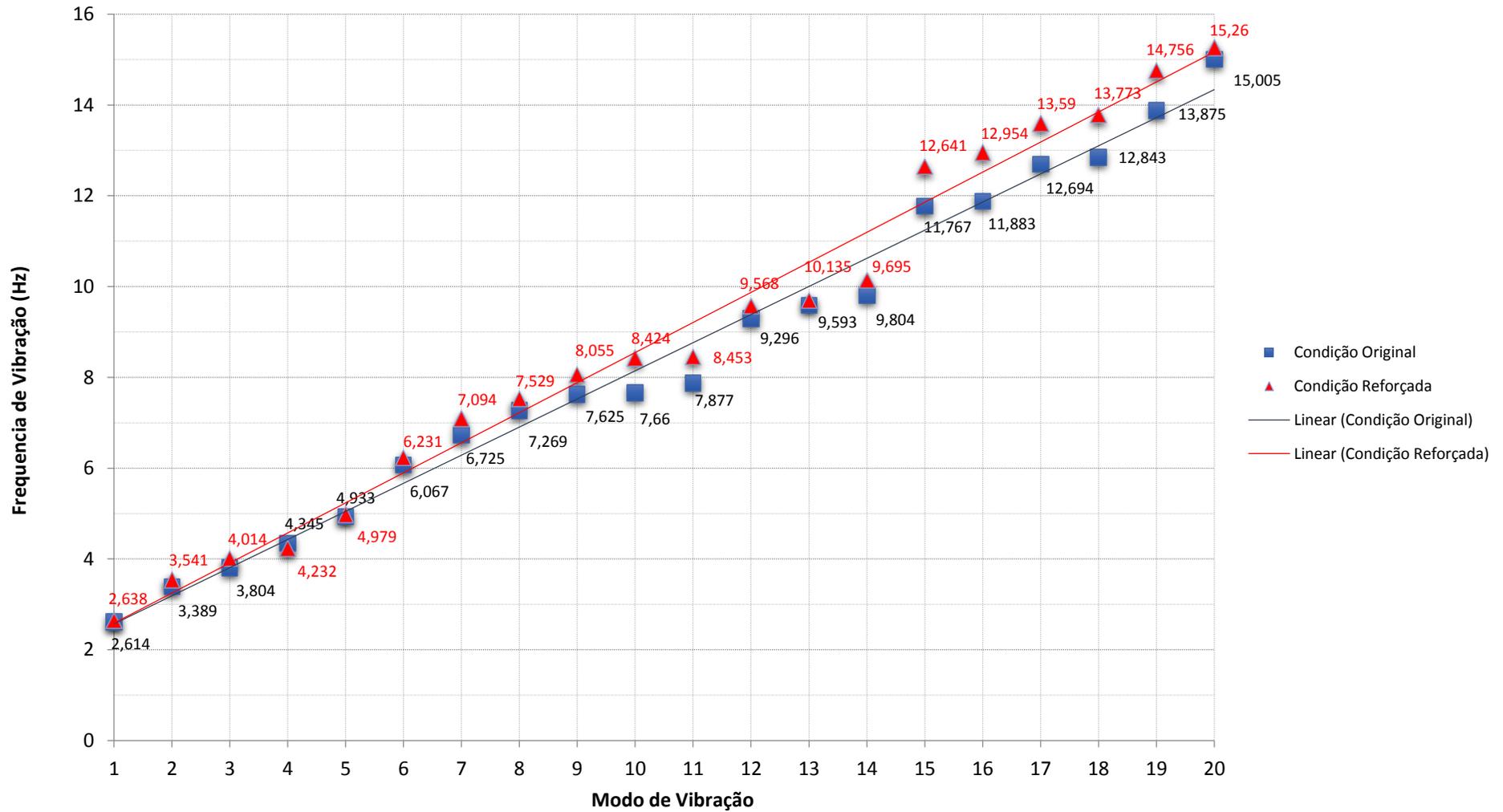


Figura 4.32 - Variação das frequências da estrutura entre a situação pré e pós reforço

No Quadro 4.22 a situação pós reforço não apresenta em todos os casos as suas frequências por ordem crescente. Isto deve-se à necessidade que se teve fazer corresponder a cada modo de vibração a correta frequência.

Relativamente à comparação feita verifica-se que houve uma alteração natural das frequências, sendo mais acentuada nalguns casos que noutros. De uma forma geral verificou-se um aumento relativamente à situação pré reforço.

Tomando como referência a fórmula de cálculo da frequência natural de um oscilador de um grau de liberdade é possível analisar de um ponto de vista físico a coerência de variação das frequências de vibração com as alterações de massa e rigidez da estrutura.

$$f = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (4.1)$$

Em que:

$K$  - Rigidez da estrutura;

$M$  - Massa da estrutura

Desta fórmula percebe-se que o acréscimos de massa da estrutura fazem diminuir as frequências da estrutura, enquanto os acréscimos de rigidez tem o efeito contrário. Tendo em conta a evolução das frequências percebe-se que o acréscimo de massa dado à estrutura na situação pós reforço é inferior ao de rigidez.

Outra situação que pode ser analisada ainda neste âmbito seria a massa que cada modo de vibração mobiliza. A correta mobilização da massa demonstra um correto funcionamento da estrutura, caso apresenta semelhanças para ambas as condições pode ser um indicador de que existe coerência de resultados. O Quadro 4.19 apresenta a massa mobilizada em cada modo de vibração.

Quadro 4.19 - Quadro comparativo das massas mobilizadas nos diferentes modos de vibração

Modo	Massa mobilizada na direção X		Massa mobilizada na direção Y		Massa mobilizada na direção Z	
	Pré reforço	Pós reforço	Pré reforço	Pós reforço	Pré reforço	Pós reforço
	Massa Mobilizada (%)	Massa Mobilizada (%)	Massa Mobilizada (%)	Massa Mobilizada (%)	Massa Mobilizada (%)	Massa Mobilizada (%)
1	0,00	0,00	6,99	5,45	0,00	0,00
2	0,00	0,00	26,39	20,88	0,00	0,00
3	0,00	0,00	33,73	37,97	0,00	0,00
4	53,65	63,42	0,00	0,00	0,06	0,37
5	31,36	21,05	0,00	0,00	2,52	1,88
6	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00
7	3,71	2,99	0,00	0,00	4,91	4,72
8	0,00	0,00	0,93	0,81	0,00	0,00
9	2,37	2,03	0,02	0,00	61,11	57,73
10	0,01	0,00	0,29	0,10	0,20	0,00
11	0,00	0,06	0,73	0,01	0,11	1,54
12	0,00	0,00	0,85	0,01	0,00	0,00
13	0,00	0,00	0,88	0,48	0,00	0,02
14	0,00	0,00	9,76	7,60	0,01	0,00
15	0,00	0,00	1,06	3,54	0,00	0,00
16	0,00	0,00	6,10	5,01	0,00	0,00
17	0,08	2,12	0,00	0,00	0,02	0,47
18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
19	4,48	3,69	0,00	0,00	0,74	0,69
20	0,00	0,01	0,88	0,00	0,00	0,00

Analisando os dados apresentados no Quadro 4.19 percebe-se que existe uma conformidade entre todos os modos. Tendo em conta que os modos vibração apresentam em todos os casos a mesma configuração, é natural que seja estimulada uma parcela de massa semelhante em ambas as condições. Desta forma comprova-se que existe coerência entre a situação pré e pós reforço.

#### 4.4 ANÁLISE PÓS-REFORÇO

A intervenção sobre a estrutura conduz a alterações ao nível de distribuição dos esforços, com estes a migrar de umas peças para outras podendo impactar os níveis de segurança e a sua própria verificação. Pretende-se de seguida averiguar se houve, ou não, uma redistribuição dos esforços e caso exista saber se coloca em questão o reforço que tinha sido preconizado.

Este processo começou com a atribuição das novas secções à estrutura, como foi descrito em 4.1.1, para de seguida se calcular de novo os esforços associados às solicitações definidas no capítulo 2. Dos esforços combinados para os diferentes grupos de elementos estruturais foram escolhidos os condicionantes.

Nos Quadros 4.20 a 4.22 sintetiza-se a informação relativa à capacidade resistente das peças reforçadas.

Quadro 4.20 - Capacidade resistente das diagonais, montantes e contraventamentos após o reforço

Secção	Área Original (cm <sup>2</sup> )	Área de Reforço (cm <sup>2</sup> )	Compressão / Tração N <sub>rd</sub> (kN)	Encurvadura	
				N <sub>b,Rd,y</sub> (kN)	N <sub>b,Rd,z</sub> (kN)
Diagonal 1 - U 250x80 + 2 L 70x70x7	36,49	18,90	1027,99	980,98	687,22
Diagonal 2 - 1/2 HEB 500		118,19	2777,47	1787,62	1363,92
Diagonal 3 - 1/2 HEB 450		109,27	2567,85	1652,70	958,08
Diagonal 4 - U 153x58 + 2 L 75x75x8	20,75	26,60	957,10	854,47	574,50
Diagonal 5 - 1/2 HEB 400		98,95	2325,33	1519,31	790,81
Diagonal 6 - 1/2 HEB 320		82,66	1942,51	1305,56	394,51
Diagonal 7 - U 135x37 + 2 L 60x60x8	14,19	18,06	651,45	536,61	279,76
Diagonal 8 - 1/2 HEB 240		52,94	1244,09	632,91	141,86
Diagonal 9 - Chapa 250x20 + Chapa 250x1	50	2,50	858,75	847,06	97,62
Diagonal 10 - Chapa 250x20 + Chapa 250x3	50	7,50	976,25	961,73	143,60
Diagonal 11 - Chapa 205x20 + Chapa 205x4	41	8,20	848,70	813,72	123,77
Diagonal 12 - Chapa 175x19,5 + Chapa 175x6	34,13	10,50	792,83	741,06	113,72
Diagonal 13 - Chapa 175x19,5 + Chapa 175x8	34,13	14,00	875,08	816,80	156,69
Diagonal 14 - Chapa 153x16 + Chapa 153x10	24,48	15,30	751,23	678,67	131,45
Diagonal 15 e 16 - UPN 240		44,18	1038,23	1035,78	718,07
Montante: Zona Corrente - 2L80x80 + 2 L 50x50x5 (Grupo 1, 2 e 3)	24,10	9,61	611,44	503,33	442,74
Montante : Encontro	176,21		2819,37	2819,37	1929,28
Montante : Apoio	264,41		4230,49	4230,49	4112,38
Chapa de travamento - Chapa 120x7 + Chapa 120x10 (Grupo 1)	20,40	12,00	608,40	518,83	46,48
Chapa de travamento - Chapa 120x7 + Chapa 120x4 (Grupo 2)	13,20	4,80	324,00	277,55	9,68
Contraventamento Vertical - 1/2 HEB 700 (Grupo 1)		153,23	3600,91	3132,84	2283,55
Contraventamento Vertical - T 125x60 + 2 L 50x50x5 (Grupo 2)	21,74	3,16	422,10	256,85	195,80
Contraventamento Vertical - T 125x60 (Grupo 3)	21,74		347,84	272,57	121,42
Contraventamento Inferior - UPN 200 (Grupo 1)		32,72	768,92	730,82	417,03
Contraventamento Inferior - L 80x80x8 + L 80x80x8 (Grupo 2)	24,10	24,10	951,95	776,85	582,11
Contraventamento Inferior - L 80x80x8 + Chapa 80x5 (Grupo 3)	16,05	4,00	350,80	283,86	141,44
Contraventamento Superior - UPN 160 (Grupo 1)		24,42	573,87	524,16	264,41
Contraventamento Superior - UPN 140 (Grupo 2)		20,59	483,87	429,96	193,86
Contraventamento Superior - UPN 120 (Grupo 3)		19,36	454,96	381,24	153,68
Travessa - 2L 80x80x8 + 2 L 75x75x8 (Grupo 1)	47,04	22,94	1291,73	805,01	661,48
Travessa - 2L 80x80x8 (Grupo 2)	24,10		385,60	256,89	143,84

Quadro 4.21 - Capacidade resistente das cordas após o reforço

Secção	Área Original (cm <sup>2</sup> )	Área de Reforço (cm <sup>2</sup> )	Compressão / Tração N <sub>rd</sub> (kN)	Encurvadura	
				N <sub>b,Rd,y</sub> (kN)	N <sub>b,Rd,z</sub> (kN)
Corda Corrente	116,26		1860,16	1860,16	1714,95
Corda Corrente + 1mm	116,26	4,01	1954,395	1954,40	1810,99
Corda Corrente + 2mm	116,26	8,01	2048,395	2048,40	1907,19
Corda Corrente + 3mm	116,26	12,01	2142,395	2142,40	2003,74
Corda Corrente + 5mm	116,26	20,01	2330,395	2330,40	2192,76

Quadro 4.21 (continuação) - Capacidade resistente das cordas após o reforço

Secção	Área Original (cm <sup>2</sup> )	Área de Reforço (cm <sup>2</sup> )	Compressão / Tração N <sub>rd</sub> (kN)	Ecurvadura	
				N <sub>b,Rd,y</sub> (kN)	N <sub>b,Rd,z</sub> (kN)
Corda A	160,27		2564,32	2564,32	2460,33
Corda A + 1mm	160,27	4,00	2658,32	2658,32	2553,90
Corda A + 2mm	160,27	8,00	2752,32	2752,32	2647,67
Corda A + 3mm	160,27	12,00	2846,32	2846,32	2741,63
Corda A + 4mm	160,27	16,01	2940,555	2940,56	2831,27
Corda A + 5mm	160,27	20,00	3034,32	3034,32	2925,34
Corda A + 6mm	160,27	24,00	3128,32	3128,32	3019,82
Corda A + 7mm	160,27	28,00	3222,32	3222,32	3114,47
Corda B	148,26		2372,16	2372,16	2258,63
Corda C	188,26		3012,16	3012,16	2919,20
Corda D	232,26		3716,16	3716,16	3632,87
Corda D + 1mm	232,26	4,01	3810,395	3810,40	3723,96
Corda D + 2mm	232,26	8,01	3904,395	3904,40	3814,80
Corda E	148,26		2372,16	2372,16	2258,63
Corda E + 1mm	148,26	4,01	2466,395	2466,40	2356,37
Corda E + 4mm	148,26	16,02	2748,63	2748,63	2636,93
Corda F	176,26		2820,16	2820,16	2719,95
Corda F + 2mm	176,26	8,01	3008,395	3008,40	2908,70
Corda F + 3mm	176,26	12,01	3102,395	3102,40	3003,24
Corda F + 4mm	176,26	16,01	3196,395	3196,40	3093,14
Corda F + 6mm	176,26	24,02	3384,63	3384,63	3283,21
Corda F + 8mm	176,26	32,02	3572,63	3572,63	3468,64
Corda G	188,26		3012,16	3012,16	2919,20

Quadro 4.22 - Capacidade resistente das carlingas e das longarinas após o reforço

Secção	Área de Reforço (cm <sup>2</sup> )	Compressão / Tração N <sub>t,rd</sub> (kN)	Ecurvadura		Flexão		Transverso	
			N <sub>b,Rd,y</sub> (kN)	N <sub>b,Rd,z</sub> (kN)	M <sub>c,rd,y</sub> (kN.m)	M <sub>c,rd,z</sub> (kN.m)	V <sub>pl,rd,y</sub> (kN)	V <sub>pl,rd,z</sub> (kN)
Carlinga - HEB 500 com duplicação da alma (Grupo 1)	303,13	7123,555	7123,56	5706,38	1299,98	321,13	1746,98	2279,38
Carlinga - HEA 500 (Grupo 2)	200,05	4701,175	4701,18	3916,49	928,02	248,87	722,89	1872,35
Carlinga - IPE 500 (Grupo 3)	115,59	2716,365	2716,37	1685,27	515,59	78,9365	647,67	868,33
Longarina - IPE 500 (Grupo 1)	115,59	2716,365	2716,37	2102,52	515,59	78,9365	647,67	868,33
Longarina - IPE 450 (Grupo 2 e 3)	98,89	2323,915	2323,92	1756,43	399,97	64,954	536,67	752,74

Com os esforços organizados passou-se à avaliação da resistência das peças. Desta vez não serão apresentados todos os esforços associados aos extremos considerados, mas sim uma situação do antes e após a intervenção para o esforço condicionante, com base no qual se verifica a segurança. Nos Quadros 4.23 a 4.29 apresentam-se os resultados anteriormente descritos.

Quadro 4.23 - Esforços condicionantes e análise de segurança das diagonais após a intervenção

Secção Transversal	Esforço	FX (kN)		Compressão / Tração		Encurvadura		Esforço Condicionante
		Antes	Após	Resistência (kN)	Resiste ?	Resistência (kN)	Resiste ?	
Diagonal 1 - U 250x80 + 2 L 70x70x7	Máx.	667,688	479,897	1027,99	Sim	687,218	Sim	-
	Mín	-140,916	-93,269	1027,99	Sim	-	-	-
Diagonal 2 - 1/2 HEB 500	Máx.	969,789	1502,402	2777,465	Sim	1363,922	Não	Encurvadura
	Mín	-230,163	-282,582	2777,465	Sim	-	-	-
Diagonal 3 - 1/2 HEB 450	Máx.	759,698	982,820	2567,845	Sim	958,083	Não	Encurvadura
	Mín	-143,016	-151,551	2567,845	Sim	-	-	-
Diagonal 4 - U 153x58 + 2 L 75x75x8	Máx.	535,804	460,128	957,1	Sim	574,498	Sim	-
	Mín	-116,008	-64,939	957,1	Sim	-	-	-
Diagonal 5 - 1/2 HEB 400	Máx.	640,193	1063,493	2325,325	Sim	790,812	Não	Encurvadura
	Mín	-253,007	-434,609	2325,325	Sim	-	-	-
Diagonal 6 - 1/2 HEB 320	Máx.	505,279	641,044	1942,51	Sim	394,507	Não	Encurvadura
	Mín	-183,363	-226,678	1942,51	Sim	-	-	-
Diagonal 7 - U 135x37 + 2 L 60x60x8	Máx.	324,394	324,437	651,45	Sim	279,763	Não	Encurvadura
	Mín	-145,854	-145,964	651,45	Sim	-	-	-
Diagonal 8 - 1/2 HEB 240	Máx.	219,109	231,194	1244,09	Sim	141,859	Não	Encurvadura
	Mín	-197,648	-237,617	1244,09	Sim	-	-	-
Diagonal 9 - Chapa 250x20 + Chapa 250x1	Máx.	95,506	63,206	858,75	Sim	97,623	Sim	-
	Mín	-690,746	-508,431	858,75	Sim	-	-	-
Diagonal 10 - Chapa 250x20 + Chapa 250x3	Máx.	144,000	51,460	976,25	Sim	143,600	Sim	-
	Mín	-958,481	-766,461	976,25	Sim	-	-	-
Diagonal 11 - Chapa 205x20 + Chapa 205x4	Máx.	125,084	90,472	848,7	Sim	123,766	Sim	-
	Mín	-839,437	-667,761	848,7	Sim	-	-	-
Diagonal 12 - Chapa 175x19,5 + Chapa 175x6	Máx.	153,418	100,420	792,83	Sim	113,718	Sim	-
	Mín	-601,002	-480,864	792,83	Sim	-	-	-
Diagonal 13 - Chapa 175x19,5 + Chapa 175x8	Máx.	184,576	124,335	875,08	Sim	156,685	Sim	-
	Mín	-689,994	-569,641	875,08	Sim	-	-	-
Diagonal 14 - Chapa 153x16 + Chapa 153x10	Máx.	161,135	172,932	751,23	Sim	131,450	Não	Encurvadura
	Mín	-511,222	-449,839	751,23	Sim	-	-	-
Diagonal 15 - UPN 240	Máx.	171,583	200,330	1038,23	Sim	718,075	Sim	-
	Mín	-341,260	-398,825	1038,23	Sim	-	-	-
Diagonal 16 - UPN 240	Máx.	215,688	271,153	1038,23	Sim	718,075	Sim	-
	Mín	-190,592	-173,818	1038,23	Sim	-	-	-

Quadro 4.24 - Esforços condicionantes e análise de segurança dos montantes após a intervenção

Secção Transversal	Esforço	FX (kN)		Compressão / Tração		Encurvadura		Esforço Condicionante
		Antes	Após	Resistência (kN)	Resiste ?	Resistência (kN)	Resiste ?	
Montante : Encontro	Máx.	1923,900	1132,317	2819,368	Sim	1929,285	Sim	-
	Mín	-888,018	-396,540	2819,368	Sim	-	-	-
Montante : Apoio	Máx.	3233,532	2295,855	4230,4912	Sim	4112,377	Sim	-
	Mín	-620,609	-529,343	4230,4912	Sim	-	-	-
Montante: Zona Corrente - 2L80x80 + 2 L 50x50x5	Máx.	236,097	233,397	611,435	Sim	442,736	Sim	-
	Mín	-245,366	-411,847	611,435	Sim	-	-	-
Montante: Zona Corrente - 2L80x80 + 2 L 50x50x5	Máx.	238,322	235,835	611,435	Sim	442,736	Sim	-
	Mín	-243,959	-386,934	611,435	Sim	-	-	-
Montante: Zona Corrente - 2L80x80 + 2 L 50x50x5	Máx.	241,558	240,037	611,435	Sim	442,736	Sim	-
	Mín	-289,374	-438,527	611,435	Sim	-	-	-

Quadro 4.25 - Esforços condicionantes e análise dos contraventamentos após a intervenção

Secção Transversal	Esforço	FX (kN)		Compressão / Tração		Encurvadura		Esforço Condicionante
		Antes	Após	Resistência (kN)	Resiste ?	Resistência (kN)	Resiste ?	
Contraventamento Superior - UPN 160 (Grupo 1)	Máx.	270,823	299,414	573,87	Sim	264,409	Não	Encurvadura
	Mín	-248,514	-289,843	573,87	Sim	-	-	-
Contraventamento Superior - UPN 140 (Grupo 2)	Máx.	201,039	280,974	483,865	Sim	193,861	Não	Encurvadura
	Mín	-178,516	-255,398	483,865	Sim	-	-	-
Contraventamento Superior - UPN 120 (Grupo 3)	Máx.	133,350	133,350	454,96	Sim	153,678	Sim	-
	Mín	-99,589	-97,357	454,96	Sim	-	-	-

Quadro 4.26 - Esforços condicionantes e análise de segurança dos contraventamentos inferiores e travessas após a intervenção

Secção Transversal	Esforço	FX (kN)		Compressão / Tração		Encurvadura		Esforço Condicionante
		Antes	Após	Resistência (kN)	Resiste ?	Resistência (kN)	Resiste ?	
Contraventamento Inferior - UPN 200 (Grupo 1)	Máx.	446,852	459,020	768,92	Sim	417,031	Não	Encurvadura
	Mín	-375,932	-341,599	768,92	Sim	-	-	-
Contraventamento Inferior - L 80x80x8 + L 80x80x8 (Grupo 2)	Máx.	299,942	299,942	951,95	Sim	582,110	Sim	-
	Mín	-272,447	-269,805	951,95	Sim	-	-	-
Contraventamento Inferior - L 80x80x8 + Chapa 80x5 (Grupo 3)	Máx.	133,997	137,415	350,8	Sim	141,442	Sim	-
	Mín	-170,994	-170,994	350,8	Sim	-	-	-
Travessa - 2L 80x80x8 + 2 L 75x75x8 (Grupo 1)	Máx.	292,290	570,477	1291,73	Sim	661,479	Sim	-
	Mín	-208,779	-407,484	1291,73	Sim	-	-	-
Travessa - 2L 80x80x8 (Grupo 2)	Máx.	117,775	115,363	385,6	Sim	143,845	Sim	-
	Mín	-122,859	-114,983	385,6	Sim	-	-	-

Quadro 4.27 - Esforços condicionantes e análise de segurança dos contraventamentos verticais e chapas de travamento após a intervenção

Secção Transversal	Esforço	FX (kN)		Compressão / Tração		Encurvadura		Esforço Condicionante
		Antes	Após	Resistência (kN)	Resiste ?	Resistência (kN)	Resiste ?	
Contraventamento Vertical - 1/2 HEB 700 (Grupo 1)	Máx.	974,915	1203,023	3600,905	Sim	2283,551	Sim	-
	Mín	-826,328	-664,777	3600,905	Sim	-	-	-
Contraventamento Vertical - T 125x60 + 2 L 50x50x5 (Grupo 2)	Máx.	166,884	161,829	422,1	Sim	195,803	Sim	-
	Mín	-113,769	-111,343	422,1	Sim	-	-	-
Contraventamento Vertical - T 125x60 (Grupo 3)	Máx.	96,166	93,315	347,84	Sim	121,422	Sim	-
	Mín	-45,709	-46,202	347,84	Sim	-	-	-
Chapa de travamento - Chapa 120x7 + Chapa 120x10	Máx.	50,971	73,769	608,4	Sim	46,485	Não	Encurvadura
	Mín	-88,483	-89,042	608,4	Sim	-	-	-
Chapa de travamento - Chapa 120x7 + Chapa 120x4	Máx.	12,401	16,498	324	Sim	9,681	Não	Encurvadura
	Mín	-19,370	-33,098	324	Sim	-	-	-

Quadro 4.28 - Esforços condicionantes e análise de segurança das cordas após a intervenção

Secção Transversal	Esforço	FX (kN)		Compressão / Tração		Encurvadura		Esforço Condicionante
		Antes	Após	Resistência (kN)	Resiste ?	Resistência (kN)	Resiste ?	
Corda Corrente	Máx.	1687,703	1623,910	1860,16	Sim	1714,949	Sim	-
	Mín	-1806,315	-2273,343	1860,16	Não	-	-	Tração
Corda Corrente + 1mm	Máx.	738,471	619,082	1954,395	Sim	1810,986	Sim	-
	Mín	-1931,898	-1964,757	1954,395	Não	-	-	Tração
Corda Corrente + 2mm	Máx.	1875,460	1784,996	2048,395	Sim	1907,187	Sim	-
	Mín	-1157,290	-1729,979	2048,395	Sim	-	-	-
Corda Corrente + 3mm	Máx.	1223,081	1168,401	2142,395	Sim	2003,737	Sim	-
	Mín	-2143,206	-2182,267	2142,395	Não	-	-	Tração
Corda Corrente + 5mm	Máx.	731,936	699,642	2330,395	Sim	2192,761	Sim	-
	Mín	-2262,432	-2320,858	2330,395	Sim	-	-	-
Corda A	Máx.	2459,664	2240,205	2564,32	Sim	2460,327	Sim	-
	Mín	-2436,666	-2399,379	2564,32	Sim	-	-	-
Corda A + 1mm	Máx.	2538,474	2318,483	2658,32	Sim	2553,896	Sim	-
	Mín	-2633,774	-2633,497	2658,32	Sim	-	-	-
Corda A + 2mm	Máx.	2607,966	2363,447	2752,32	Sim	2647,666	Sim	-
	Mín	-2683,811	-2689,977	2752,32	Sim	-	-	-
Corda A + 3mm	Máx.	2690,492	2453,250	2846,32	Sim	2741,632	Sim	-
	Mín	-2823,945	-2736,821	2846,32	Sim	-	-	-
Corda A + 4mm	Máx.	1493,424	1428,116	2940,555	Sim	2831,268	Sim	-
	Mín	-2917,265	-2889,014	2940,555	Sim	-	-	-
Corda A + 5mm	Máx.	1479,900	1449,545	3034,32	Sim	2925,338	Sim	-
	Mín	-3029,152	-2972,519	3034,32	Sim	-	-	-
Corda A + 6mm	Máx.	1444,214	1398,412	3128,32	Sim	3019,816	Sim	-
	Mín	-3119,042	-3061,504	3128,32	Sim	-	-	-
Corda A + 7mm	Máx.	1381,996	1369,839	3222,32	Sim	3114,473	Sim	-
	Mín	-3226,382	-3194,695	3222,32	Sim	-	-	-
Corda B	Máx.	2167,518	2091,068	2372,16	Sim	2258,631	Sim	-
	Mín	-1821,718	-1701,577	2372,16	Sim	-	-	-
Corda C	Máx.	2793,618	2498,713	3012,16	Sim	2919,201	Sim	-
	Mín	-2243,638	-2443,798	3012,16	Sim	-	-	-

Quadro 4.28 (continuação) - Esforços condicionantes e análise de segurança das cordas após a intervenção

Secção Transversal	Esforço	FX (kN)		Compressão / Tração		Encurvadura		Esforço Condicionante
		Antes	Após	Resistência (kN)	Resiste ?	Resistência (kN)	Resiste ?	
Corda D	Máx.	3654,174	3295,602	3716,16	Sim	3632,868	Sim	-
	Mín.	-3002,292	-3098,754	3716,16	Sim	-	-	-
Corda D + 1mm	Máx.	3730,841	3404,059	3810,395	Sim	3723,957	Sim	-
	Mín.	-1288,768	-1163,034	3810,395	Sim	-	-	-
Corda D + 2mm	Máx.	3822,541	3490,499	3904,395	Sim	3814,796	Sim	-
	Mín.	-1358,083	-1248,705	3904,395	Sim	-	-	-
Corda E	Máx.	2120,866	2030,196	2372,16	Sim	2258,631	Sim	-
	Mín.	-1787,766	-2182,267	2372,16	Sim	-	-	-
Corda E + 1mm	Máx.	2319,881	2007,977	2466,395	Sim	2356,369	Sim	-
	Mín.	-753,251	-673,931	2466,395	Sim	-	-	-
Corda E + 4mm	Máx.	1262,288	1189,260	2748,63	Sim	2636,935	Sim	-
	Mín.	-2700,891	-2716,284	2748,63	Sim	-	-	-
Corda F	Máx.	2696,045	2425,112	2820,16	Sim	2719,947	Sim	-
	Mín.	-790,273	-678,535	2820,16	Sim	-	-	-
Corda F + 2mm	Máx.	2912,999	2696,967	3008,395	Sim	2908,703	Sim	-
	Mín.	-568,351	-436,728	3008,395	Sim	-	-	-
Corda F + 3mm	Máx.	2955,167	2737,160	3102,395	Sim	3003,240	Sim	-
	Mín.	-3045,888	-3062,800	3102,395	Sim	-	-	-
Corda F + 4mm	Máx.	3059,612	2811,138	3196,395	Sim	3093,144	Sim	-
	Mín.	-572,572	-436,969	3196,395	Sim	-	-	-
Corda F + 6mm	Máx.	1390,407	1352,756	3384,63	Sim	3283,214	Sim	-
	Mín.	-3380,855	-3301,993	3384,63	Sim	-	-	-
Corda F + 8mm	Máx.	1330,355	1277,843	3572,63	Sim	3468,644	Sim	-
	Mín.	-3508,276	-3448,717	3572,63	Sim	-	-	-
Corda G	Máx.	2757,114	2403,976	3012,16	Sim	2919,201	Sim	-
	Mín.	-2785,185	-2799,788	3012,16	Sim	-	-	-

Quadro 4.29 - Esforços condicionantes e análise de segurança das carlingas e longarinas após a intervenção

Secção Transversal	Esforço	MY (kN.m)		Flexão Simples				Esforço Transverso			
		Antes	Após	YY'	Resiste?	ZZ'	Resiste?	YY'	Resiste?	ZZ'	Resiste?
Carlinga - HEB 500 com duplicação da alma	Máx.	788,717	244,158	1299,98	Sim	321,13	Sim	2279,38	Sim	1746,98	Sim
	Mín.	-358,128	-233,217	1299,98	Sim	321,13	Sim	2279,38	Sim	1746,98	Sim
Carlinga - HEA 500	Máx.	377,917	304,749	928,02	Sim	248,87	Sim	1872,35	Sim	722,89	Sim
	Mín.	-41,075	-63,181	928,02	Sim	248,87	Sim	1872,35	Sim	722,89	Sim
Carlinga - IPE 500	Máx.	272,599	264,931	515,59	Sim	78,94	Sim	868,33	Sim	812,06	Sim
	Mín.	-26,948	-20,561	515,59	Sim	78,94	Sim	868,33	Sim	812,06	Sim
Longarina - IPE 500	Máx.	173,042	240,255	515,59	Sim	78,94	Sim	868,33	Sim	812,06	Sim
	Mín.	-248,792	-147,745	515,59	Sim	78,94	Sim	868,33	Sim	812,06	Sim
Longarina - IPE 450	Máx.	127,295	111,210	399,97	Sim	64,95	Sim	752,74	Sim	689,84	Sim
	Mín.	-122,300	-123,253	399,97	Sim	64,95	Sim	752,74	Sim	689,84	Sim
Longarina - IPE 450	Máx.	77,024	73,030	399,97	Sim	64,95	Sim	752,74	Sim	689,84	Sim
	Mín.	-121,626	-131,630	399,97	Sim	64,95	Sim	752,74	Sim	689,84	Sim

Analisando os quadros apresentados facilmente se percebe que os valores estimados alteram com base na estrutura reforçada podem ser substancialmente diferentes dos calculados com a estrutura pré reforçada.

O tom amarelado dado a certas células na coluna dos esforços tem por objetivo evidenciar os esforços mais gravosos em ambas as condições. Esta caracterização permite de uma forma rápida e fácil perceber se ocorreu uma alteração substancial ou não dos esforços.

Como é fácil de perceber, existem algumas peças que após o reforço ainda não possuem capacidade resistente suficiente para suportar os esforços atuantes na ponte. Esta falta de resistência pode ser justificada por uma redistribuição dos esforços gravosa ou por um problema no dimensionamento do reforço.

A redistribuição dos esforços é uma situação natural quando se está perante estruturas hiperestáticas e existe uma alteração substancial das características da estrutura. Apesar de ser uma situação que influencia a resposta da ponte, não é possível de ser contabilizada com rigor previamente. Isto demonstra que um processo de dimensionamento estrutural deve ser adotado com um processo iterativo, principalmente em intervenções de reforço.

Após uma análise mais profunda dos resultados apresentados consegue-se vislumbrar que as peças que mais sofreram com a redistribuição de esforços foram as da viga treliça, nomeadamente as diagonais e cordas.

As diagonais foram claramente os elementos estruturais onde o impacto foi superior, nomeadamente as 2, 3, 5 e 6. Quantitativamente, estas viram os seus esforços de compressão aumentar grandemente, entre os 135 e os 530 kN, e no caso da diagonal 5 os de tração também, cerca de 180 kN.

Consultando a informação apresentada em 4.2.2 percebe-se que estas diagonais foram todas substituídas por meios perfis HEB. Desta informação pode-se concluir que o forte aumento de rigidez que estas peças sofreram tornou-as mais suscetíveis de um aumento dos esforços do que as restantes diagonais.

As cordas apresentaram algumas alterações com esta redistribuição mas, por serem peças bastante robustas, apenas três secções apresentaram a necessidade de ver o seu reforço reavaliado. No entanto, houve um maior número de secções a experimentarem alterações ao nível dos seus esforços apesar da sua capacidade resistente não ter sido posta em questão. Estas peças sofreram apenas aumentos nos seus esforços de tração, tendo o valor mais gravoso atingido os 570 kN de acréscimo.

Outros elementos que também apresentaram um aumento bastante grande dos seus esforços foram as travessas do grupo 1, os contraventamentos verticais do grupo 1 e os montantes correntes. Peças como os montantes viram os seus esforços de tração aumentados cerca de 150 kN, enquanto que os esforços de compressão dos contraventamentos verticais aumentaram cerca de 230 kN. Por outro lado as travessas apresentam aumentos consideráveis nos dois tipos de esforços axiais, tendo os de compressão aumentado cerca de 280 kN e os de tração cerca de 200 kN. Apesar deste aumento estas peças não apresentaram necessidade de terem o seu reforço reajustado.

Ainda neste âmbito, existem outras secções transversais que viram a sua capacidade resistente ser excedida mas com aumentos menos gravosos. Pela sua variação não apresentar tanta relevância, não foram mencionadas.

Como foi referido, o processo de dimensionamento de reforço e substituição de peças deve ser iterativo, analisando as variações que os esforços apresentam entre diferentes situações. Apesar de se dever repetir todo o processo descrito em 5.1.1, com uma nova solução de reforço concebida tendo em conta os esforços apresentados anteriormente, tal não vai ser feito.

O objetivo principal desta comparação era averiguar se o reforço concebido estava correto, e caso não estivesse perceber o porquê de não estar tendo ambos os objetivos sido alcançados.



# **5 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE MAÇAÍNHAS ANTES E APÓS O REFORÇO**

## **5.1 INTRODUÇÃO**

As análises dinâmicas contabilizam efeitos não contabilizados nas análises estáticas aquando da passagem de comboios. O termo dinâmica acrescenta à análise a variação no tempo e a contabilização do efeito das ações de inércia na resposta da estrutura. A consideração de efeitos dinâmicos associados ao tráfego ferroviário prevê um agravamento dos esforços, das acelerações e dos deslocamentos que a estrutura experiencia aquando da passagem dos veículos (Meireles, 2007).

Como foi referido no Capítulo 2, existem valores de referência regulamentares a serem respeitados para garantir a adequada funcionalidade da estrutura e para que a passagem do tráfego na estrutura não coloque em causa a estabilidade da via e o conforto dos passageiros. Caso estes valores não sejam respeitados existem duas opções: limitar a velocidade a que o tráfego circula na ponte ou reabilitar a estrutura para que esta possa cumprir as exigências estabelecidas pelo tráfego ferroviário.

No presente capítulo pretende-se analisar e comparar o comportamento dinâmico da Ponte de Maçaínhas antes e após o reforço para a passagem do tráfego e verificar se os limites impostos pela norma EN 1991-2 não são ultrapassados.

Para efetuar análises dinâmicas existem várias metodologias, nomeadamente as analíticas, as numéricas, as simplificadas e as empíricas (Ribeiro, 2004). No presente trabalho será aplicada uma metodologia numérica baseada no método dos elementos finitos e que permite analisar o

comportamento dinâmico de estruturas e problemas complexos, no entanto em algumas situações com elevado tempo de cálculo.

No que toca à metodologia de análise dinâmica recorreu-se a uma metodologia de cargas móveis. Esta metodologia caracteriza-se pela sua simplicidade pois considera-se o comboio um conjunto de cargas móveis que se deslocam sobre um caminho pré-definido. Este método apresenta ainda a vantagem de ser fácil de aplicar com recurso ao programa *Dym Robot Analysis* e ao programa de cálculo *Autodesk Robot*.

Chama-se à atenção que os registos de acelerações apresentados ao longo deste capítulo não contemplam modos locais até frequências de 30 Hz. A não consideração destes modos está relacionada com a dificuldade acrescida que estes trariam ao processo de cálculo da análise dinâmica, pois teriam de ser considerados muitos mais modos de vibração da estrutura e aumentaria em muito o tempo de cálculo

## 5.2 ANÁLISES DINÂMICAS

Nesta secção são apresentados os resultados das análises dinâmicas para a passagem de tráfego ferroviário na Ponte de Maçainhas, nas situações antes e após o reforço. É avaliada a influência do ponto de controlo e do tipo de comboio na resposta dinâmica em termos de deslocamentos e acelerações. Os valores registados são criticados face aos limites regulamentares estipulados pela EN 1191-2 (2003).

Para a realização das análises dinâmicas tiveram de ser definidos alguns parâmetros, nomeadamente:

- i) Tipo de tráfego considerado: Os comboios considerados para a realização das análises dinâmicas foram o comboio Urbano, Regional, Intercidades, Mercadorias e Alfa-Pendular. Todos estes comboios possuem características diferentes, o que permite avaliar diferentes tipos de estímulos na ponte. Estes encontram-se definidos na secção 2.2.2.2 A);
- ii) Coeficiente de amortecimento: De acordo com o que foi exposto no ponto 2.2.2.2. C), a estrutura deve ser dotada de um coeficiente de amortecimento sendo o seu valor, para o presente caso de estudo, de 0,5%;

iii) Tempo de análise e *Time Step*: O tempo de análise é igual ao tempo de passagem do comboio sobre a ponte, variando consoante as características do comboio em estudo e com velocidade a que este circula. O *Time Step* foi considerado de 0,002 s.

iv) Método de integração e número de modos de vibração considerados: O método de integração escolhido para a realização das análises dinâmicas foi o método da sobreposição modal. Conforme foi referido na secção 2.6.3.1, deve-se considerar um número de modos de vibração que permitam atingir os 30 Hz, e para a solução antes do reforço foi necessário considerar de 45 modos de vibração e na situação reforçada 100.

## 5.2.1 Influência do ponto de controlo da resposta

### 5.2.1.1 Registos temporais

Nesta secção é avaliada a resposta da ponte em deslocamentos e acelerações para um conjunto de pontos de controlo da estrutura.

Os pontos de controlo seleccionados que correspondem a nós da estrutura (26, 79 e 139) encontram-se ilustrados na Figura 5.1 e estão todos localizados na corda inferior. O nó 26 encontra-se no tramo de entrada do comboio na ponte, o nó 79 situa-se no tramo central, enquanto o nó 139 está localizado no tramo final da ponte. São ainda ilustrados outros nós que serão alvo de análise em secções mais adiante.

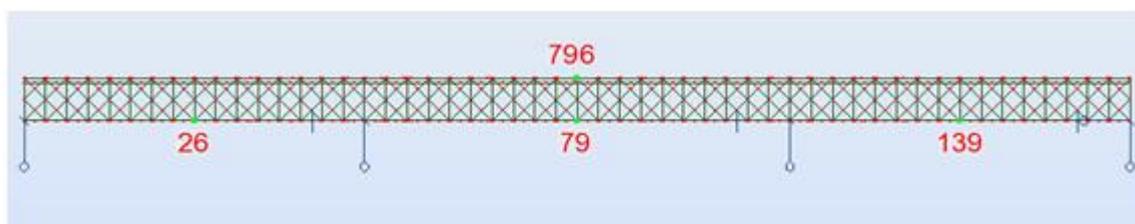
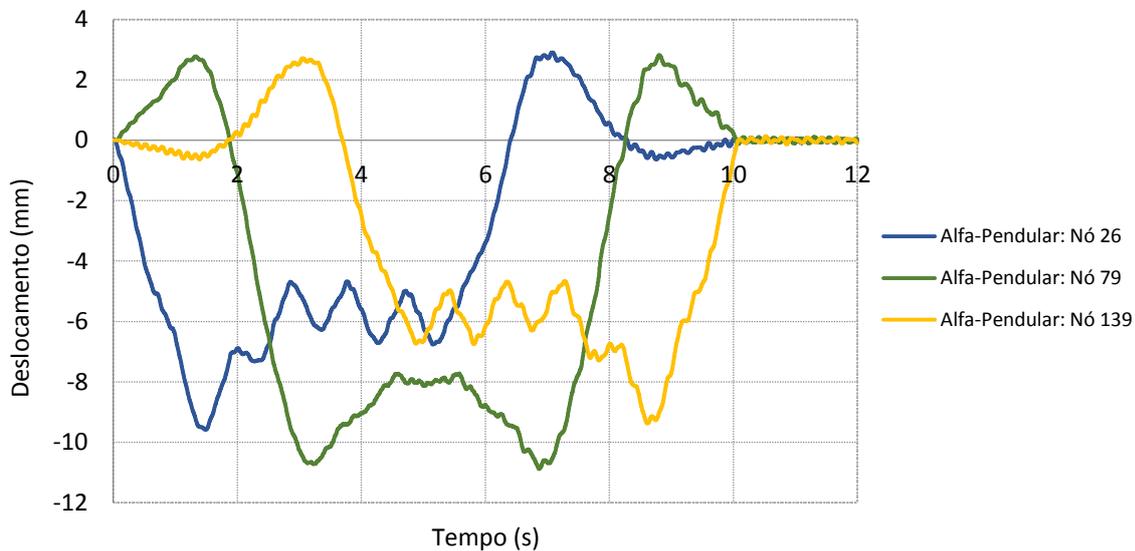
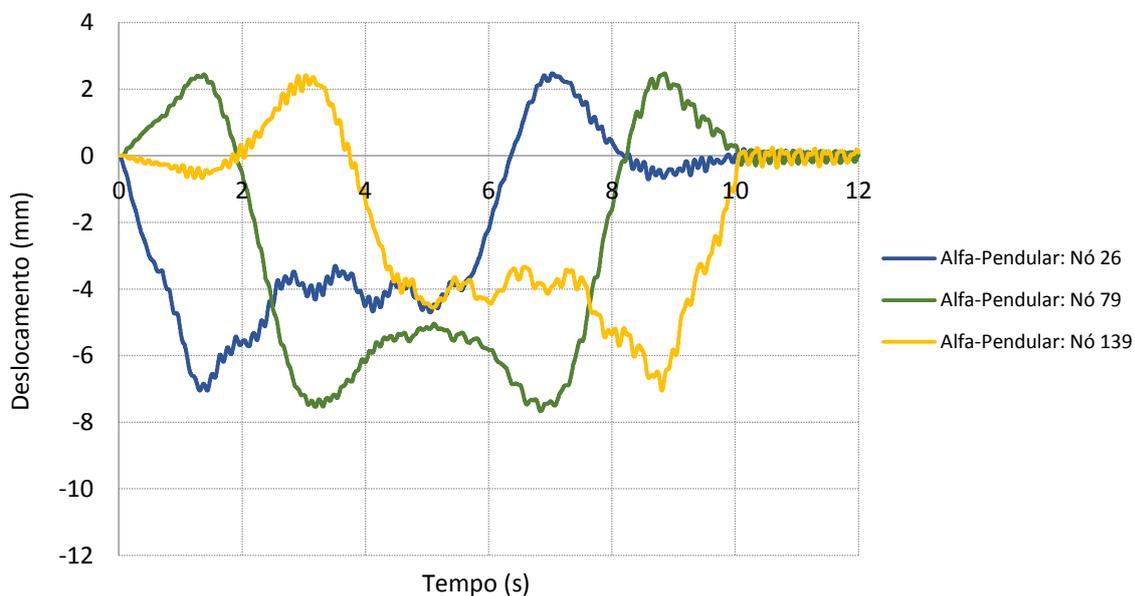


Figura 5.1 - Identificação dos nós em estudo

Na Figura 5.2 ilustra-se a variação dos deslocamentos dos nós 26, 79 e 139, em função do tempo, para a passagem do comboio Alfa-pendular a uma velocidade de 100 km/h, na situação da ponte antes e após o reforço.



a)



b)

Figura 5.2 - Registo de deslocamentos para a passagem do comboio Alfa-Pendular a 100 km/h para diferentes nós da corda inferior da ponte: a) Antes do reforço; b) Após o reforço

Da Figura 5.2 é possível concluir:

- A primeira carga do comboio atinge o nó 26 ao instante de 0,7 s no entanto o valor máximo negativo (9,5 milímetros) é atingido ao 1,5 s justamente quando a primeira carruagem do comboio está sobre o primeiro tramo. No decorrer da passagem do comboio, o nó 26 experimenta oscilações nos seus deslocamentos relacionadas com entrada e saída das cargas do veículo. A partir dos 5,2 s o nó 26 começa a registar deslocamentos menores devido ao facto das cargas do comboio estarem predominantemente a atuarem noutros tramos apesar de ainda estarem a passar cargas sobre o nó 26, o efeito da atuação de cargas no tramo intermédio é predominante. Ao fim de 6,1 s o comboio passou por completo o nó 26 e verificam-se deslocamentos positivos entre o instante 6,4 e 8,3 s;

- No nó 79, nos instantes iniciais, foram registados deslocamentos positivos até ao instante 1,4 s, momento em que entra a primeira carga do primeiro bogie no tramo central. A partir deste momento a tendência dos deslocamentos inverte-se, e começam a decrescer significativamente até ao instante de 3,1 s, momento em que as cargas do comboio estão predominantemente instaladas no tramo central, atingindo um máximo negativo de 10,89 milímetros. Após um alívio dos deslocamentos (3,2 a 4,5 s), a estrutura experiencia um patamar estável de deslocamentos, até 5,5 s. A partir deste momento verifica-se um decréscimo acentuado destes, até que aos 6,8 s atinge-se um mínimo, similar ao atingido a 3,1 s, coincidente com a passagem da quinta carruagem por este nó. Este instante coincide também com a saída do comboio do primeiro tramo. A partir deste instante ocorre uma redução dos valores dos deslocamentos, atingindo-se um valor máximo positivo a 8,7 s, momento em que o comboio abandona por completo o segundo tramo;

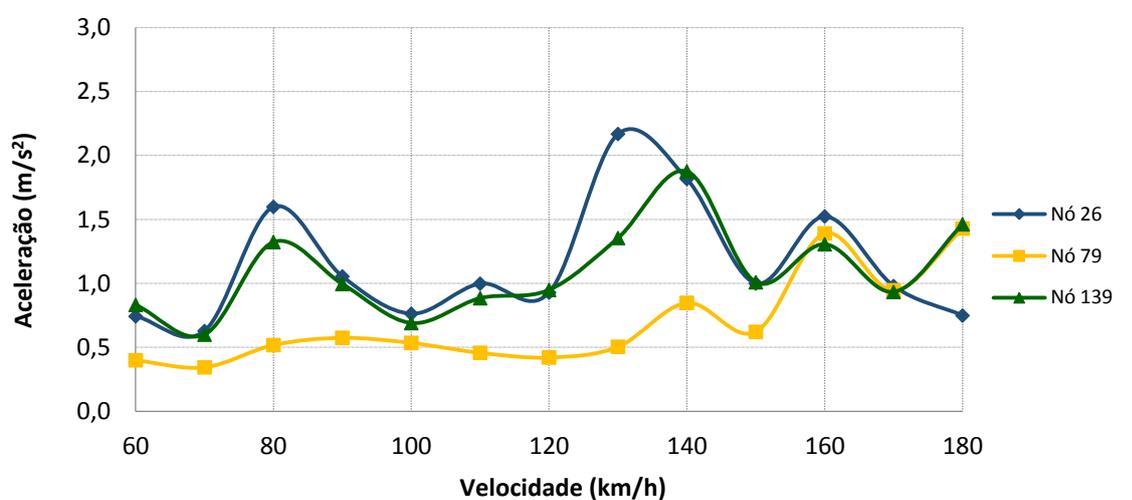
- No nó 139 até ao momento em que o comboio chega ao terceiro tramo (3,2 s), foram registados deslocamentos ascensionais uma vez que as cargas do comboio estão localizadas nos tramos anteriores. Curiosamente o registo de deslocamentos no nó 139 é algo semelhante ao do nó 26 mas com uma configuração simétrica;

- Comparando a estrutura antes e após o reforço conclui-se que a deformada dos nós em estudo apresenta uma configuração igual em ambas as situações, sendo apenas a dimensão dos deslocamentos diferente. Na situação reforçada o nó 79 experiencia um deslocamento máximo negativo de 7,667 milímetros, o que representa um decréscimo de quase 30% comparativamente com o mesmo nó mas na situação antes do reforço. Os nós 26 e 139

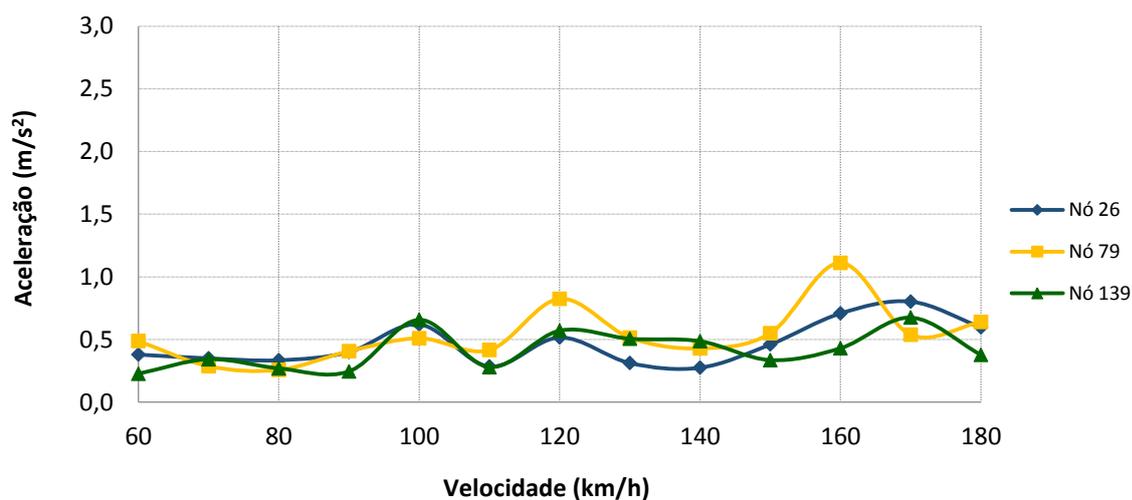
apresentam na situação reforçada um deslocamento máximo negativo igual a 7,053 milímetros, o que representa um decréscimo de 25% comparativamente à situação antes do reforço.

### 5.2.1.2 Envolventes

A Figura 5.3 apresenta os valores das acelerações dos nós referidos para uma gama de velocidades compreendida entre os 60 e os 180 km/h.



a)



b)

Figura 5.3 - Valores máximos das acelerações, em função da velocidade, para a passagem do comboio Alfa-Pendular: a) Antes do reforço; b) Após o reforço

Analisando a Figura 5.3 a) comprova-se que o nó 79 apresenta as acelerações mais baixas dos nós em estudo à exceção do pico de acelerações que apresenta à velocidade de 180 km/h. Esta situação não vai de encontro ao que era espectável, pois assumiu-se que as acelerações apresentariam valores proporcionais ao tamanho dos seus tramos.

Comparativamente, os nós 26 e 139 apresentam de uma forma geral uma boa correspondência em ambas as situações, pré e pós reforço, comprovando que as acelerações se apresentam alguma simetria ao nível da estrutura. No entanto, à velocidade de 130 km/h, o nó 26 apresenta um pico de aceleração, sugerindo a possibilidade de fenómeno de amplificação dinâmica/ressonância. Fenómenos desta natureza serão abordados na seguinte secção.

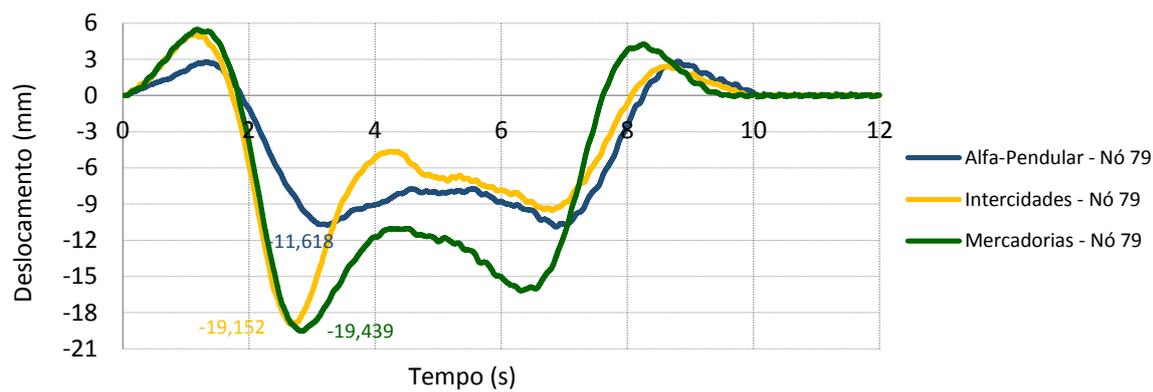
## **5.2.2 Influência do tipo de comboio**

### **5.2.2.1 Registos temporais**

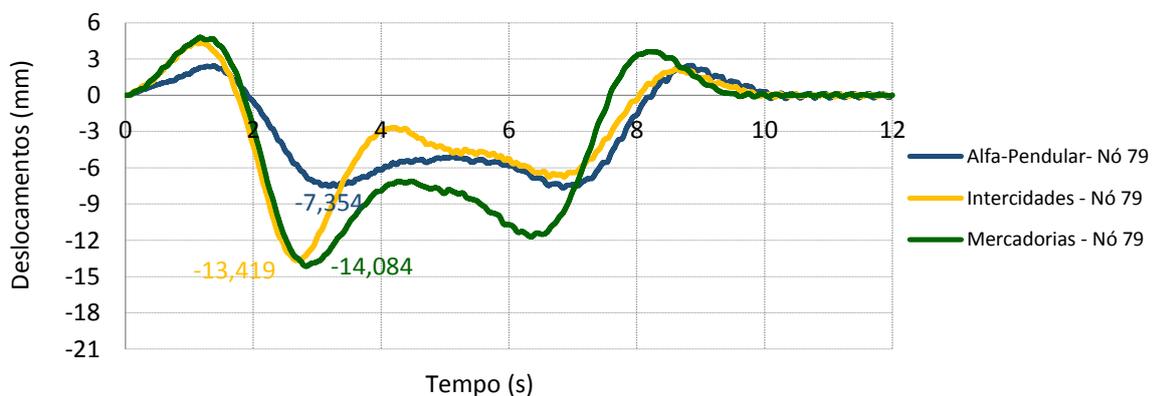
Na presente secção é avaliada resposta da estrutura em termos de deslocamentos e acelerações para a passagem de diferentes tipos de veículos ferroviários, em particular os comboios Alfa-Pendular, Intercidades e Mercadorias.

De todos os comboios analisados o que possivelmente se encontra menos enquadrado com o panorama atual do tráfego na linha da Beira Baixa é o Alfa-Pendular. Este comboio é um comboio rápido que pode atingir os 220 km/h e, apesar da linha da Beira Baixa ainda não apresentar características adequadas à sua passagem, prevê-se num futuro próximo esta possibilidade. Os restantes comboios vão de encontro às características do tráfego corrente nesta linha.

Nas Figura 5.4 e 5.5 encontram-se ilustrados os registos de deslocamentos e acelerações, respetivamente, no nó 79 para a passagem de diferentes comboios à velocidade de 100 km/h para as situações antes e após o reforço da ponte.

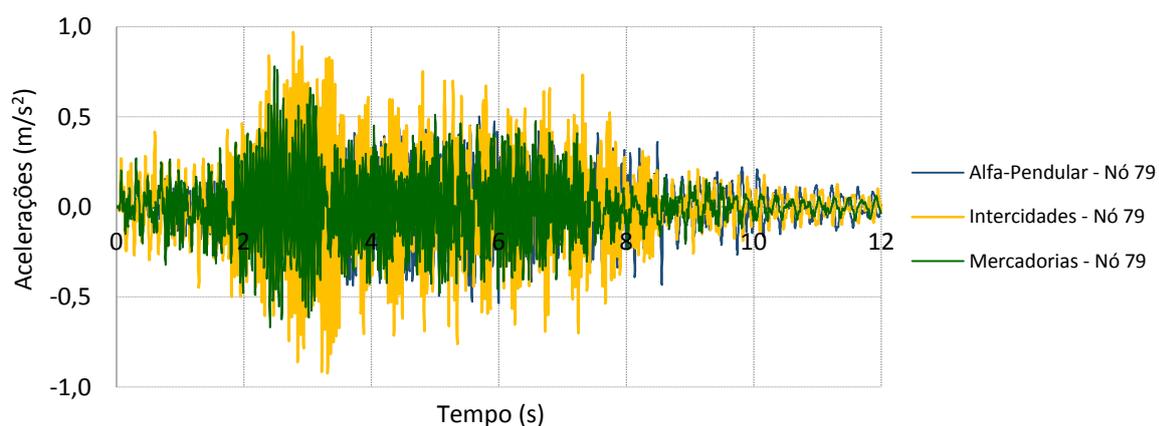


a)



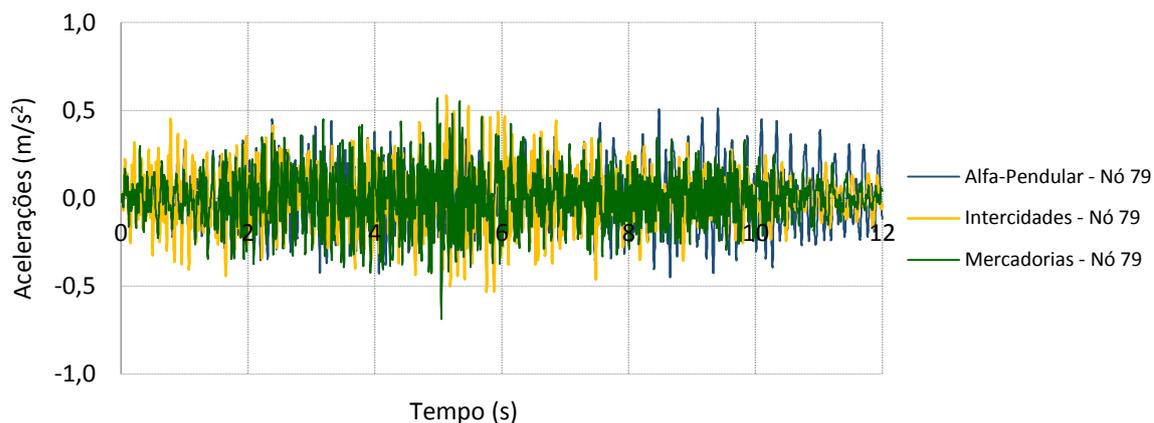
b)

Figura 5.4 - Registo de deslocamentos do nó 79 para a passagem dos comboios alfa-pendular, intercity e mercadorias à velocidade de 100 km/h para a situação: a) antes de reforço; b) após o reforço



a)

Figura 5.5 - Registo de acelerações do nó 79 para a passagem dos comboios alfa-pendular, intercity e mercadorias à velocidade de 100 km/h para a situação: a) antes de reforço; b) após o reforço



b)

Figura 5.5 (continuação) - Registo de acelerações do nó 79 para a passagem dos comboios alfa-pendular, intercity e mercadorias à velocidade de 100 km/h para a situação: a) antes de reforço; b) após o reforço

A Figura 5.4 a) permite constatar que as deformadas apresentam configurações algo semelhantes diferindo apenas na amplitude dos resultados. Estas diferenças estão sobretudo relacionadas com as diferentes características que os comboios apresentam em termos de cargas por eixo e distâncias entre eixos. O registo apresentado na Figura 5.4 b) encontra-se em consonância com o referido.

O comboio que conduziu aos valores mais elevados dos deslocamentos em ambas as situações foi o de Mercadorias. Estes valores de deslocamentos devem-se ao elevado peso das suas cargas por eixo, especialmente as referentes à locomotiva.

Comparando os registos dos deslocamentos antes e após o reforço é possível verificar uma redução dos valores máximos. Os valores de deslocamentos máximos negativos sofreram uma redução de cerca de quase 30%. Relativamente à configuração da curva dos deslocamentos para ambas as situações é semelhante.

Relativamente aos registos de acelerações ilustrados na Figura 5.5 a), os valores máximos das acelerações foram iguais a  $0,5 \text{ m/s}^2$  para o Alfa-Pendular,  $0,97 \text{ m/s}^2$  para o Intercidades e  $0,78 \text{ m/s}^2$  para o de mercadorias. Analisando o registo de acelerações da Figura 5.5 b) conclui-se que os valores máximos das acelerações foram iguais a  $0,51 \text{ m/s}^2$  para o Alfa-Pendular,  $0,58 \text{ m/s}^2$  para o Intercidades e  $0,57 \text{ m/s}^2$  para o de mercadorias.

A comparação das situações antes e após o reforço permite constatar uma redução dos valores máximos para o comboio Intercidades e Mercadorias enquanto que para o Alfa-Pendular houve uma ligeira subida. Esta alteração de valores deve-se ao aumento da rigidez da estrutura e à alteração das frequências naturais de vibração, que possivelmente tornaram a estrutura menos reativa às ações atuantes.

### 5.2.2.2 Envolventes

Nas Figuras 5.6 e 5.7 apresentam-se os valores máximos de deslocamentos e acelerações no nó 796, ilustrado na Figura 5.1, em função da velocidade para a passagem dos comboios Alfa-Pendular, Intercidades, Mercadorias, Urbano e Regional nas situações antes e após o reforço da ponte.

O nó 796 foi escolhido por fazer parte integrante do caminho de cargas e por se situar a meio do tramo de maior comprimento da ponte, e por isso, previsivelmente, experimente maiores deslocamentos.

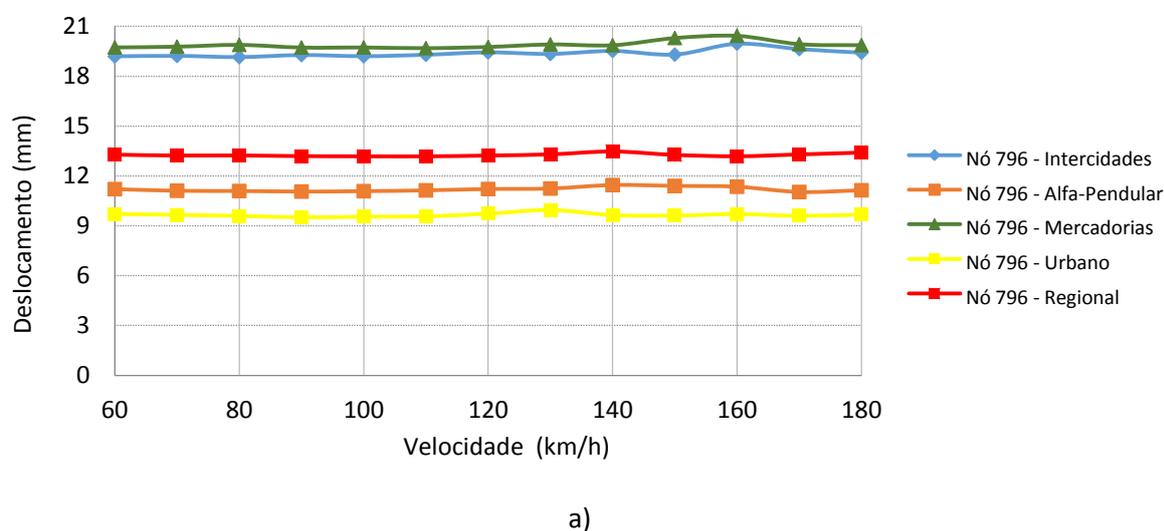
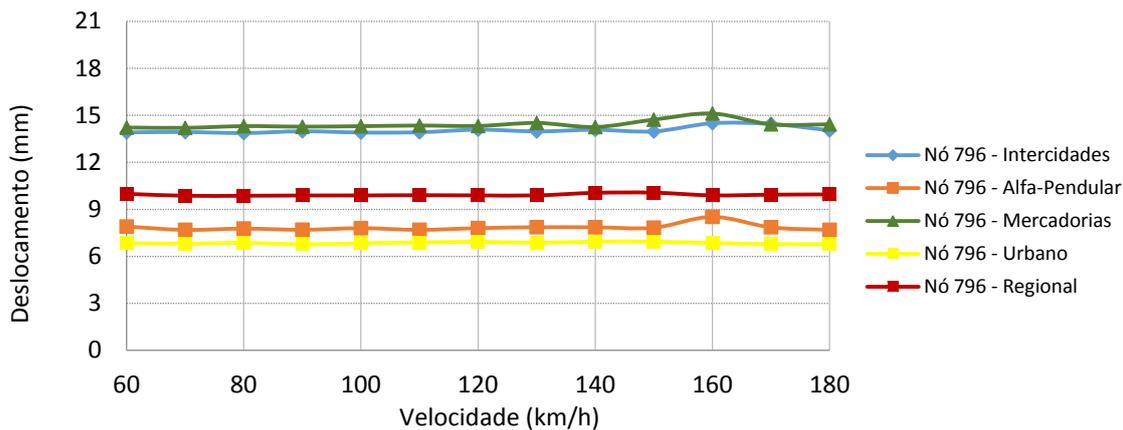
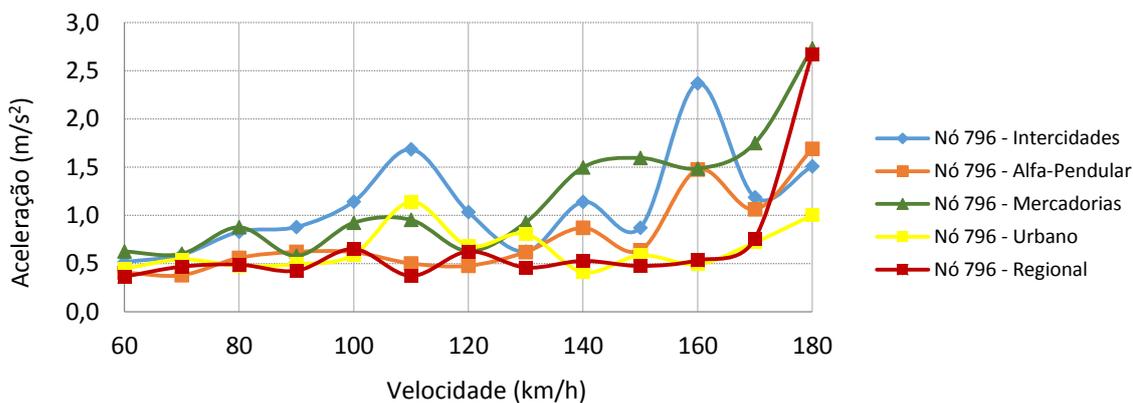


Figura 5.6 - Valores máximos dos deslocamentos no nó 796, em função da velocidade, para a passagem dos comboios em estudo: a) Antes do reforço; b) Após o reforço

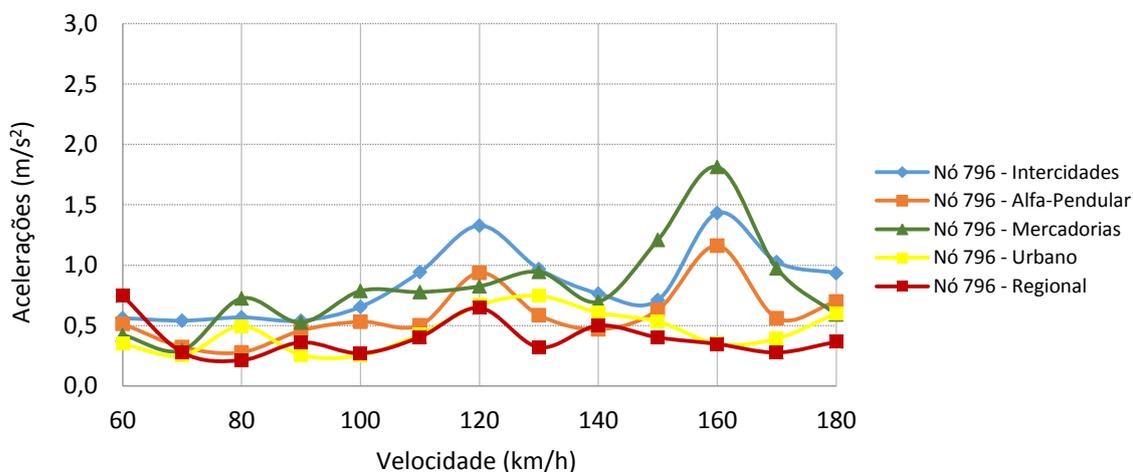


b)

Figura 5.6 (continuação) - Valores máximos dos deslocamentos no nó 796, em função da velocidade, para a passagem dos comboios em estudo: a) Antes do reforço; b) Após o reforço



a)



b)

Figura 5.7 - Valores máximos das acelerações no nó 796, em função da velocidade, para a passagem dos comboios em estudo: a) Antes do reforço; b) Após o reforço

Os resultados apresentados permitem concluir que, de uma forma geral, tanto as acelerações como os deslocamentos diminuíram da situação antes para a após o reforço. A diminuição dos deslocamentos permite concluir que o reforço foi eficaz e que permitiu melhorar a capacidade rigidez da ponte, enquanto que a diminuição das acelerações permite dizer que a estrutura apresenta um melhor comportamento face às exigências regulamentares.

De acordo com o que foi apresentado no ponto 2.7.3.1, os deslocamentos verticais não devem exceder  $L/600$ , ou seja, 83,3 mm para o presente caso. De uma forma clara percebe-se que não existe nenhum deslocamento que chegue perto deste valor máximo nas condições antes e após reforço.

Uma análise mais aprofundada permite concluir que para o mesmo comboio, e independentemente da velocidade, os deslocamentos apresentam valores quase constantes. No entanto, na situação após reforço, para a velocidade de 160 km/h, existe uma pequena variação da amplitude dos deslocamentos máximos para o comboio Alfa-Pendular, Intercidades e de Mercadorias.

Relativamente às acelerações, estas não apresentam uma configuração tão regular como os deslocamentos, demonstrando uma maior sensibilidade à variação da velocidade.

Analisando os valores das acelerações numa perspetiva regulamentar, percebe-se que em ambas as condições a estrutura apresenta valores inferiores aos  $5 \text{ m/s}^2$ , máximo regulamentar em pontes com via não balastrada. Relativamente ao critério de conforto dos passageiros existem algumas violações destes valores para a situação pré reforço.

Analisando o ábaco apresentado na Figura 2.15, secção 2.7.4, verifica-se que, para a velocidade de 180 km/h e um vão de 50 metros, o valor máximo de deslocamento vertical,  $\delta$ , admissível é de 52,4 milímetros. O valor máximo de deslocamentos vertical do nó 796 para a passagem do comboio LM71, veículo de referência definido pela norma EN 1990-AnnexA2 (2005), é de 55,741 milímetros, ou seja, este não cumpre o critério do nível de conforto muito bom. No entanto, este consegue garantir o nível de conforto bom onde o limite máximo admissível é de 68,12 milímetros.

Para a situação pós reforço, o nó 796 apresenta para a passagem do comboio LM71 um deslocamento vertical máximo de 40,31 milímetros, cumprindo o limite definido para o nível de conforto muito bom.

Para algumas velocidades, a grandeza dos valores dos deslocamentos e acelerações, estão associadas a elevadas amplificações dinâmicas muitas vezes relacionadas com fenómenos de ressonância. Quando uma das frequências das ações devidas ao tráfego coincide com uma das frequências naturais da estrutura podem ocorrer fenómenos de ressonância.

As frequências associadas às ações de do tráfego são obtidas através da análise da assinatura dinâmica dos comboios. A assinatura dinâmica de um comboio constitui a marca característica da excitação dinâmica do comboio, e depende apenas das suas características geométricas, em particular das cargas por eixo ( $P_k$ ) e afastamentos entre eixos, podendo ser obtida por aplicação da seguinte expressão (ERRI D214/RP6, 1999; Ribeiro, 2012):

$$S_0(\lambda) = \underset{i=1, N-1}{MAX} \sqrt{\left[ \sum_{k=0}^i P_k \times \cos\left(\frac{2\pi \times x_k}{\lambda}\right) \right]^2 + \left[ \sum_{k=0}^i P_k \times \text{sen}\left(\frac{2\pi \times x_k}{\lambda}\right) \right]^2} \quad (5.1)$$

em que  $\lambda$  representa o comprimento de onda da excitação,  $N$  é o número de cargas do comboio e  $x_k$  é a distância da carga  $P_k$  à primeira carga do comboio.

As assinaturas dinâmicas podem ser expressas em função do comprimento de onda ou da frequência. A partir dos valores dos comprimentos de onda consegue-se identificar que distâncias características entre os eixos dos comboios que potencialmente são mais gravosas para a estrutura.

Seguidamente serão analisadas e interpretadas com maior detalhe as respostas dinâmicas em acelerações para a passagem dos comboios Alfa-Pendular, Intercidades e Mercadorias às velocidades de 160 km/h e 180 km/h para as situações antes e após o reforço com o apoio da informação relativa às assinaturas dinâmicas dos comboios.

A - Análise da passagem dos comboios Alfa-Pendular, Intercidades e Mercadorias para a velocidade de 160 km/h

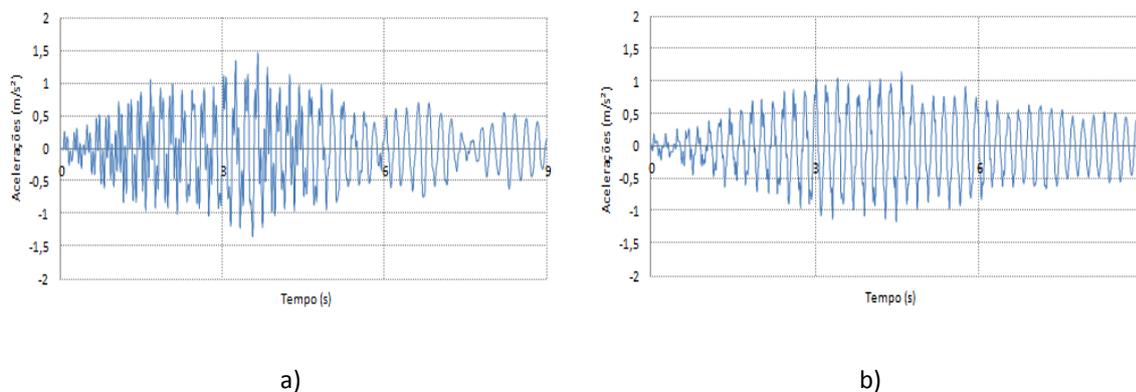


Figura 5.8 - Acelerações no nó 796 para a passagem do comboio Alfa-Pendular: a) Antes do reforço; b) Após o reforço

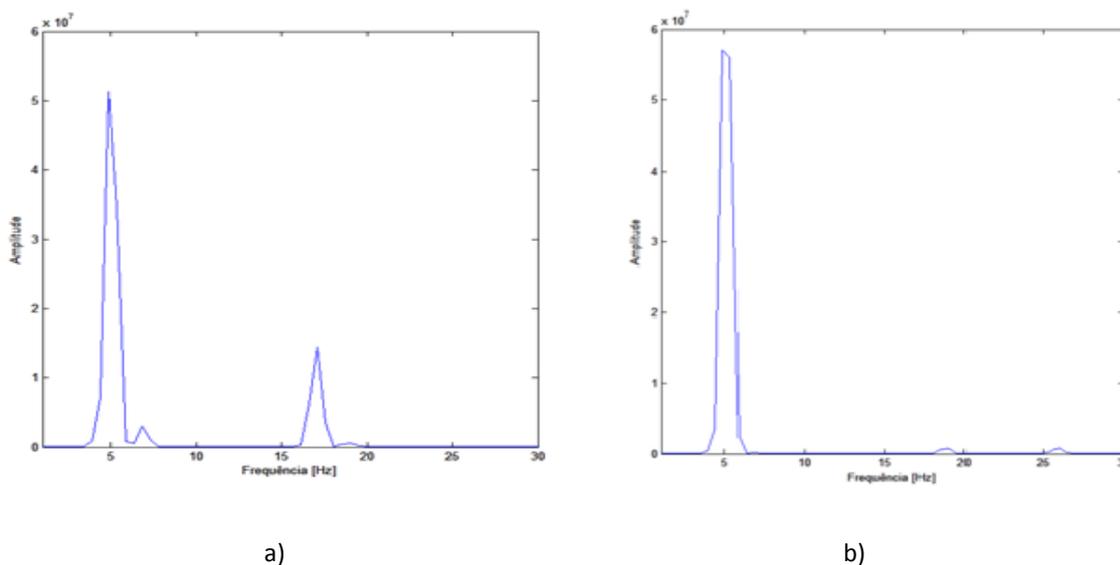


Figura 5.9 - Auto-espectro das acelerações do nó 796 para o comboio Alfa-Pendular: a) Antes do reforço; b) Após o reforço

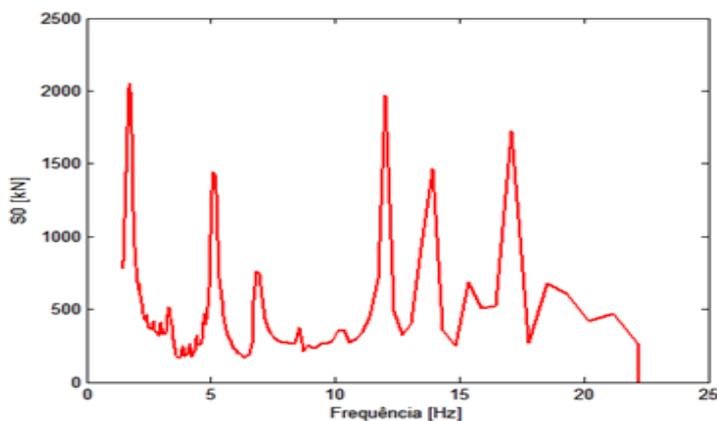


Figura 5.10 - Assinatura dinâmica do comboio Alfa-Pendular para a velocidade de 160 km/h

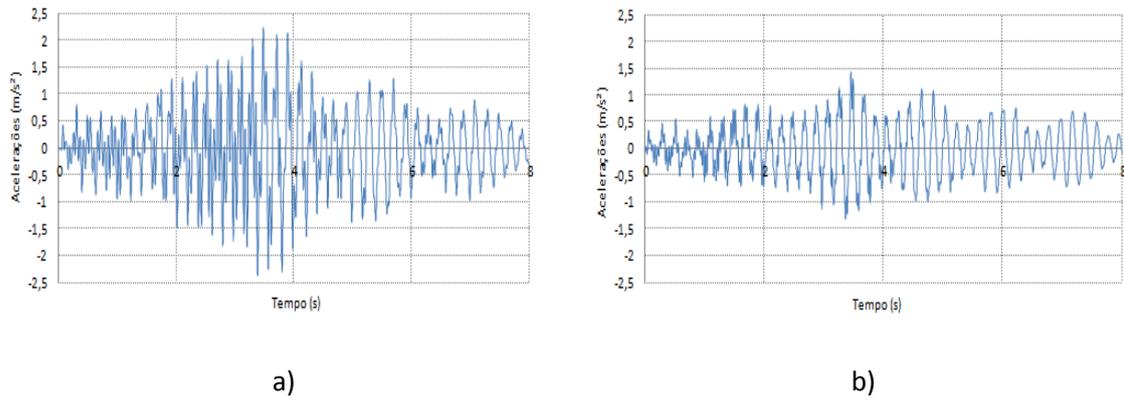


Figura 5.11 - Acelerações no nó 796 para a passagem do comboio Intercidades: a) Antes do reforço; b) Após o reforço

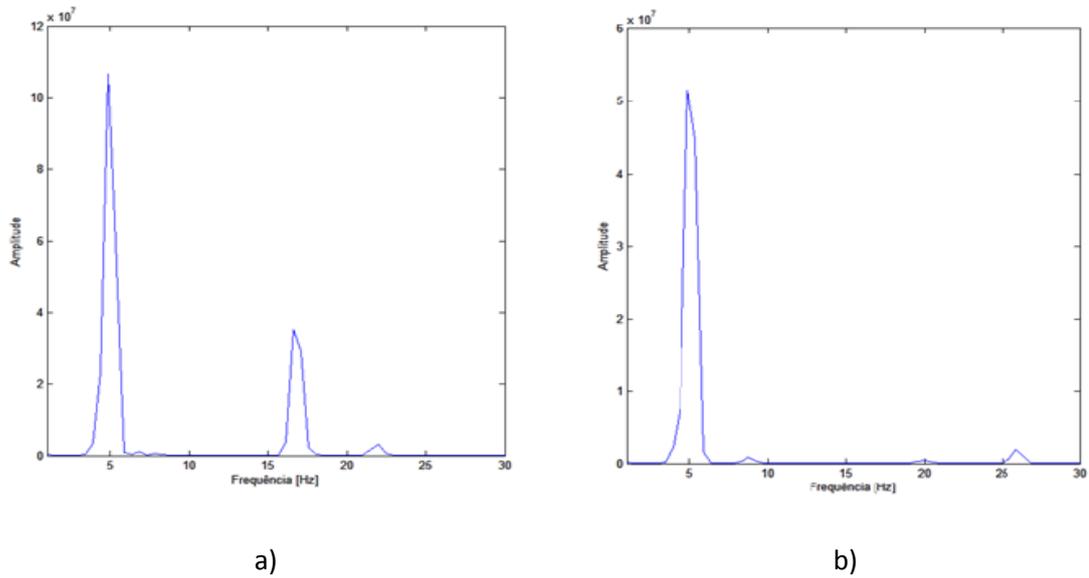


Figura 5.12 - Auto-espectro das acelerações do nó 796 para o comboio Intercidades: a) Antes do reforço; b) Após o reforço

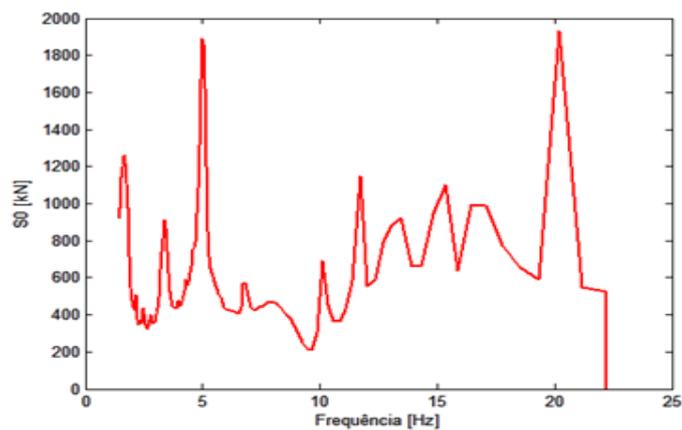


Figura 5.13 - Assinatura dinâmica do comboio Intercidades para a velocidade de 160 km/h

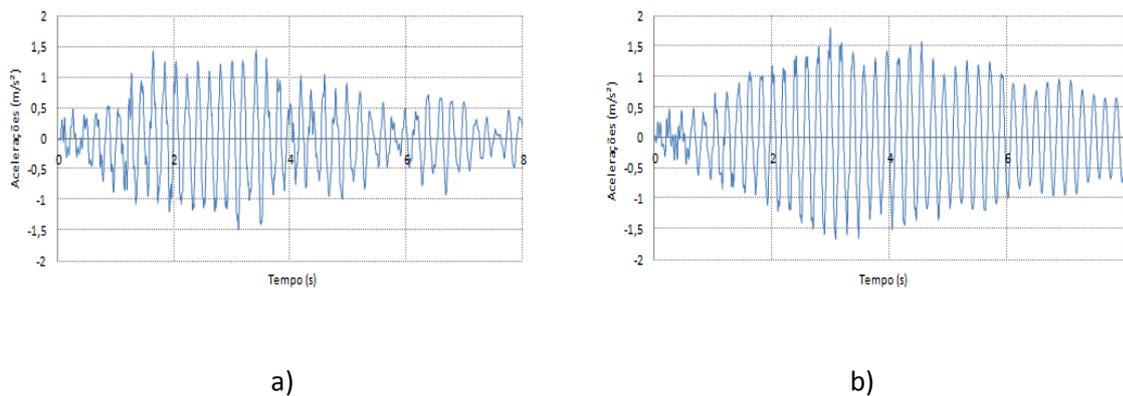


Figura 5.14 - Acelerações no nó 796 para a passagem do comboio de Mercadorias: a) Antes do reforço; b) Após o reforço

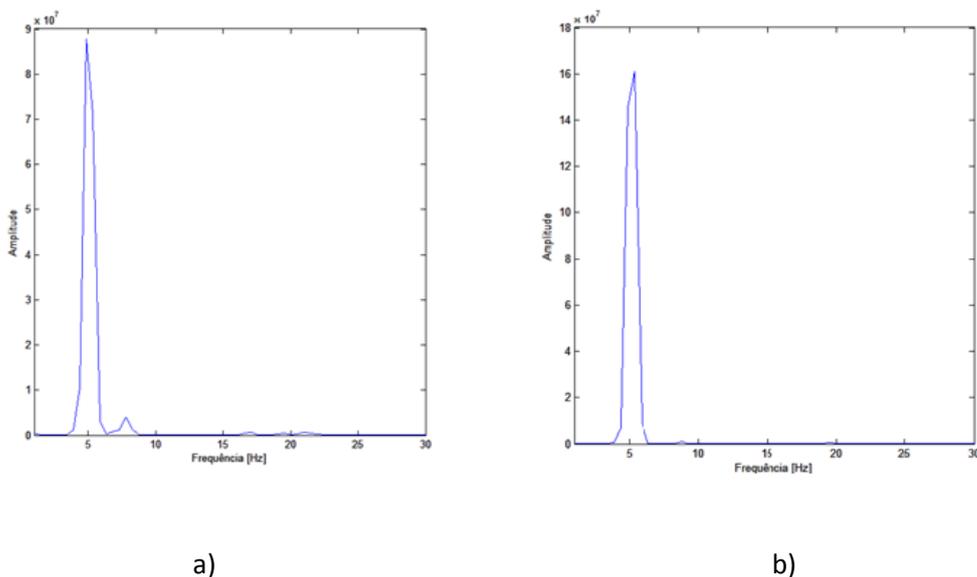


Figura 5.15 - Auto-espectro das acelerações do nó 796 para o comboio de Mercadorias: a) Antes do reforço; b) Após o reforço

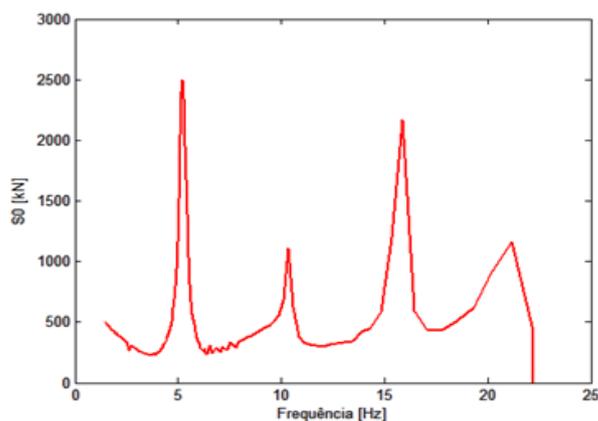


Figura 5.16 - Assinatura dinâmica do comboio de Mercadorias para a velocidade de 160 km/h

Para a velocidade de 160 km/h considerou-se interessante analisar o valor das acelerações atingidas pelo comboio Intercidades na situação pré reforço e as acelerações atingidas pelo comboio Alfa-Pendular, Intercidades e Mercadorias na situação pós reforço.

Analisando a assinatura dinâmica do comboio Intercidades, Figura 5.13, e comparando com as frequências naturais da estrutura da situação pré reforço, percebe-se que existem imensas frequências similares, nomeadamente: 3,419 Hz, 4,994 Hz, 11,7 Hz, 15,33 Hz e 20,2 Hz. O auto-espectro do nó 796, Figura 5.9 a), verifica-se que as frequências que mais contribuem para as acelerações verificadas à velocidade de 160 km/h são 4,883 Hz e 17,09 Hz. Entre estas frequências e as da ação existe uma correspondência quase direta confirmando que se está perante um fenómeno de amplificação de resposta dinâmica.

Analisando a assinatura dinâmica do comboio Alfa-Pendular, Figura 5.10, e comparando com as frequências naturais da estrutura na situação pós reforço, verifica-se que as frequências de passagem que apresentam correspondência são 5,109 Hz, 13,89 Hz e 17,09 Hz. No mesmo sentido, a análise da assinatura dinâmica do comboio de Mercadorias, Figura 5.13, permitiu concluir que as frequências de 5,229 Hz e 10,34 Hz são as que mais se relacionam com a estrutura.

A análise dos auto-espectros apresentados na Figura 5.8 b), 5.11 b) e 5.14 b) permite concluir que estes auto-espectros têm uma configuração bastante semelhante mas apresentam amplitudes de resultados diferentes. Para todos os comboios as frequências que se revelaram mais condicionantes foram 4,883 e 5,371 Hz. Estas frequências são bastante similares às apresentadas nas respetivas assinaturas dinâmicas levando a crer que ocorreu um fenómeno amplificação da resposta dinâmica.

No sentido de avaliar que cargas mais influenciaram as respostas obtidas procedeu-se à análise das assinaturas dinâmicas expressas em comprimento de onda para os comboios em estudo, Figura 5.17.

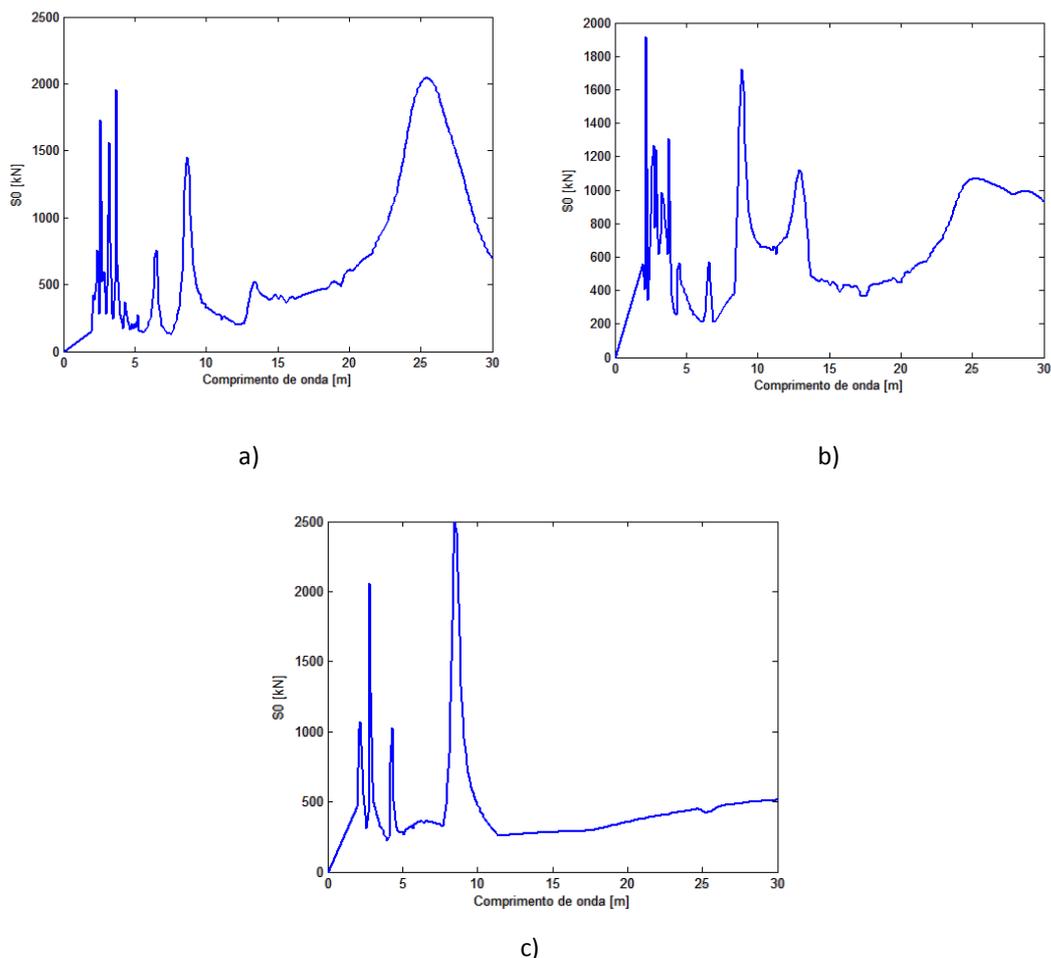


Figura 5.17 - Assinatura dinâmica expressa em comprimento de onda à velocidade de 160 km/h do comboio: a) Alfa-Pendular; b) Intercidades; c) Mercadorias

Analisando a Figura 5.17 a) verifica-se que os comprimentos de onda que mais se destacam são os de 2,6; 6,5; 8,7 e 25,7 metros. O valor de 2,6 m representa a distância entre a primeira e a segunda carga por eixo. O valor de 6,5 m representa a distância entre dois *bogies* diferentes. O valor de 8,7 m representa metade da distância entre *bogies* do mesmo veículo. O valor de 25,7 m representa a distância entre grupos de 4 eixos consecutivos pertencentes a *bogies* de veículos diferentes (Ribeiro, 2012).

Analisando a Figura 5.17 b) verifica-se que os comprimentos de onda que mais se destacam são os de 2,2; 8,9; 13,1 e 26,5 metros. O valor de 2,2 m representa a distância entre os eixos dos *bogies* das carruagens. O valor de 8,9 m representa metade da distância entre *bogies* das carruagens. O valor de 13,1 m representa a distância entre os *bogies* da locomotiva. O valor de 26,5 m representa o comprimento do corrail.

Analisando a Figura 5.17 c) verifica-se que os comprimentos de onda que mais se destacam são os de 2,8 e 8,5 metros. O valor de 2,8 m representa a distância entre cargas num *bogie*. O valor de 8,5 m representa a distância entre cargas de *bogies* da mesma carruagem.

*B - Análise da passagem dos comboios Regional e de Mercadorias para a velocidade de 180 km/h*

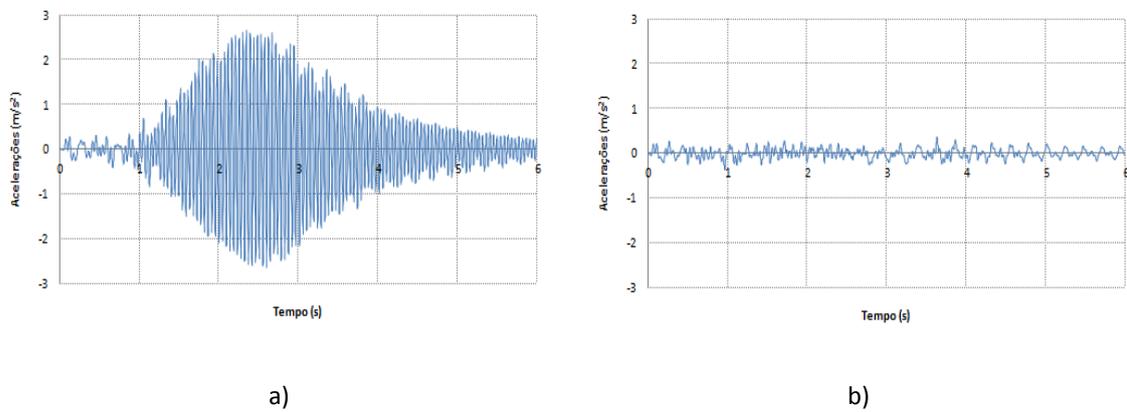


Figura 5.18 - Acelerações no nó 796 para a passagem do comboio Regional: a) Antes do reforço; b) Após o reforço

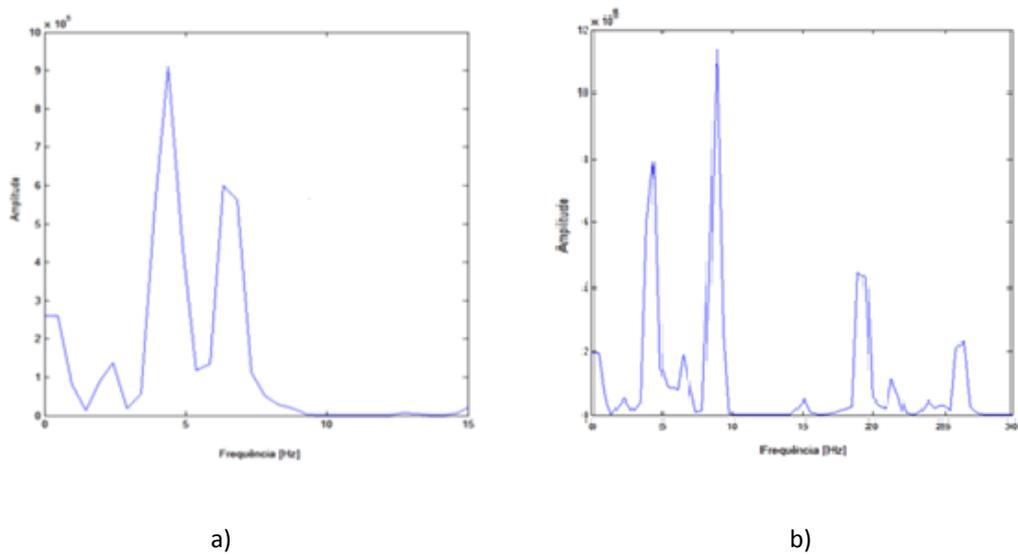


Figura 5.19 - Auto-espectro das acelerações do nó 796 para o comboio Regional: a) Antes do reforço; b) Após o reforço

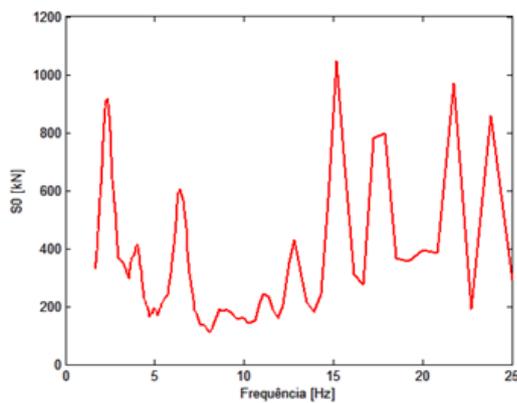


Figura 5.20 - Assinatura dinâmica do comboio Regional para a velocidade de 180 km/h

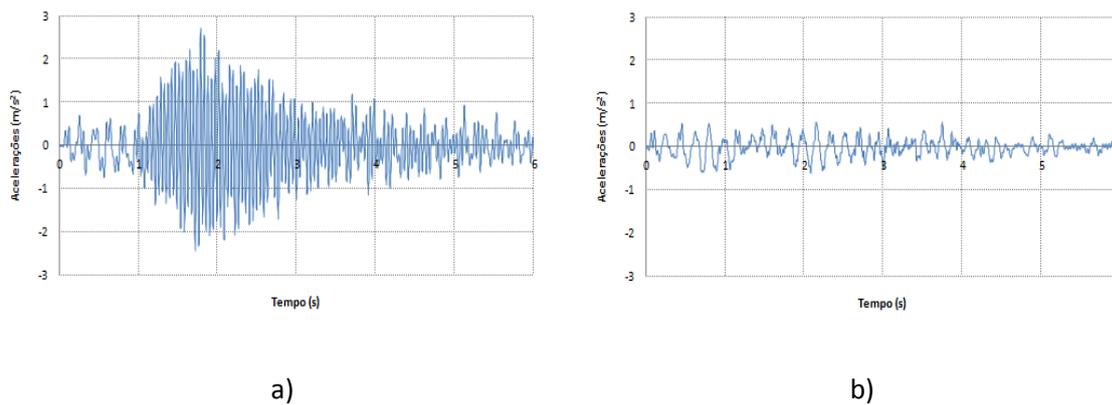


Figura 5.21 - Acelerações no nó 796 para a passagem do comboio de Mercadorias: a) Antes do reforço; b) Após o reforço

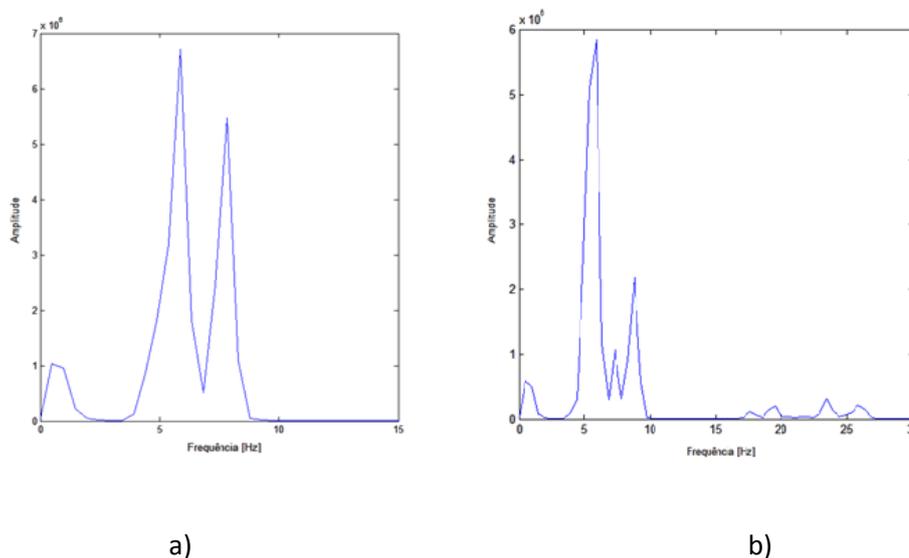


Figura 5.22 - Auto-espectro das acelerações do nó 796 para o comboio de Mercadorias: a) Antes do reforço; b) Após o reforço

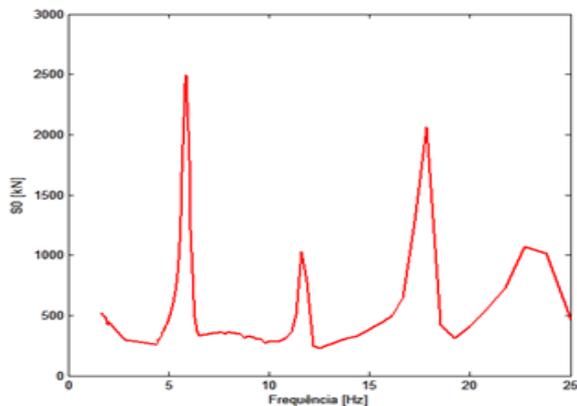


Figura 5.23 - Assinatura dinâmica do comboio de Mercadorias para a velocidade de 180 km/h

Para a velocidade de 180 km/h considerou-se interessante analisar o valor das acelerações atingidas pelo comboio Regional e Mercadorias na situação pré reforço.

A assinatura dinâmica do comboio Regional, Figura 5.20, permite verificar que para a velocidade de 180 km/h existe uma ampla gama de frequências a estimular a estrutura, sendo quase todas similares às da estrutura na sua situação pré reforço. Analisando o auto-espectro da Figura 5.19 a), verifica-se que as frequências que mais contribuíram para as acelerações obtidas no nó 796 foram 4,395 Hz, 6,348 Hz e 6,836 Hz.

Da análise da Figura 5.23, e comparando com as frequências naturais da estrutura na situação pré reforço, verifica-se que as frequências de passagem que mais condicionaram a estrutura foram as de 5,882 Hz, 11,63 Hz, 17,86 Hz e 22,73 Hz. Analisando o auto espectro da Figura 5.22 a) conclui-se que as frequências que mais contribuíram para os valores das acelerações foram 5,859 e 7,813 Hz.

### 5.2.3 Influência do elemento estrutural

Nesta secção pretende-se avaliar a resposta dinâmica de um grupo de nós próximos, com continuidade entre si, mas pertencentes a elementos estruturais diferentes. O detalhe analisado foi a zona de ligação entre a longarina, a carlinga e a corda inferior (Figura 5.24). Nesta ligação as longarinas recebem as cargas dos veículos ferroviários e passam o esforço para as carlingas que por sua vez, através dos montantes, distribuem para toda a viga treliça, sendo a corda inferior a secção previsivelmente condicionante. Esta ligação encontra-se situada a meio do vão central.

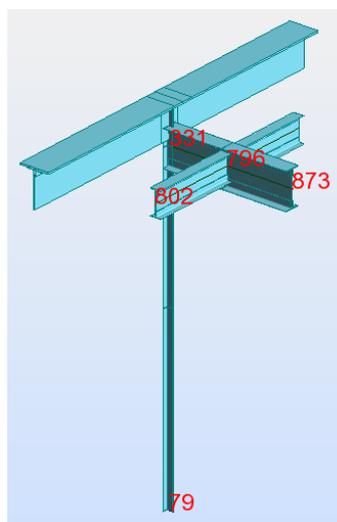
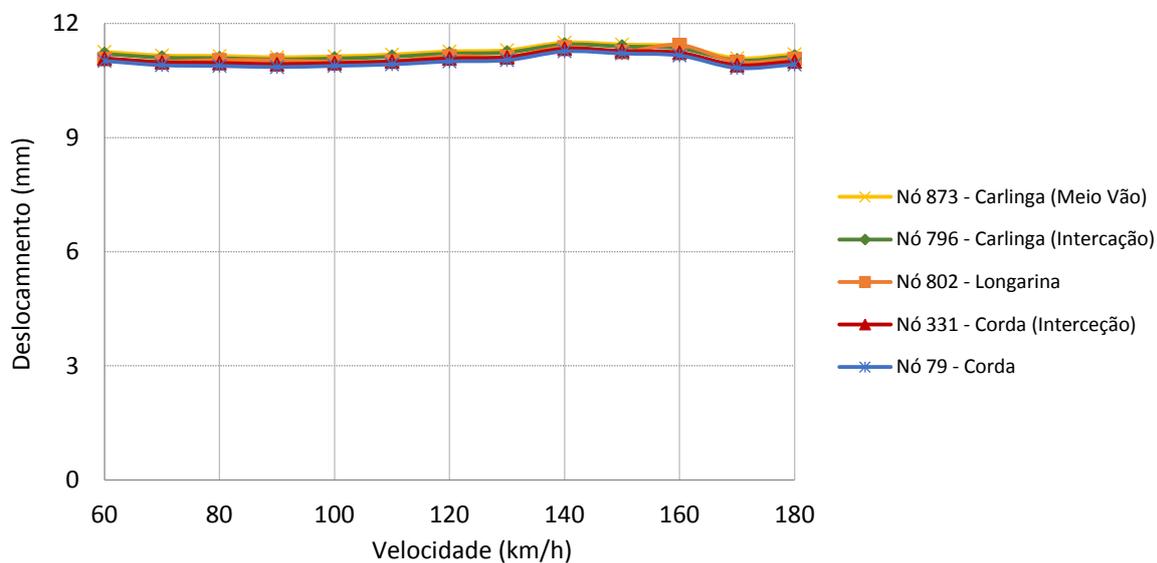
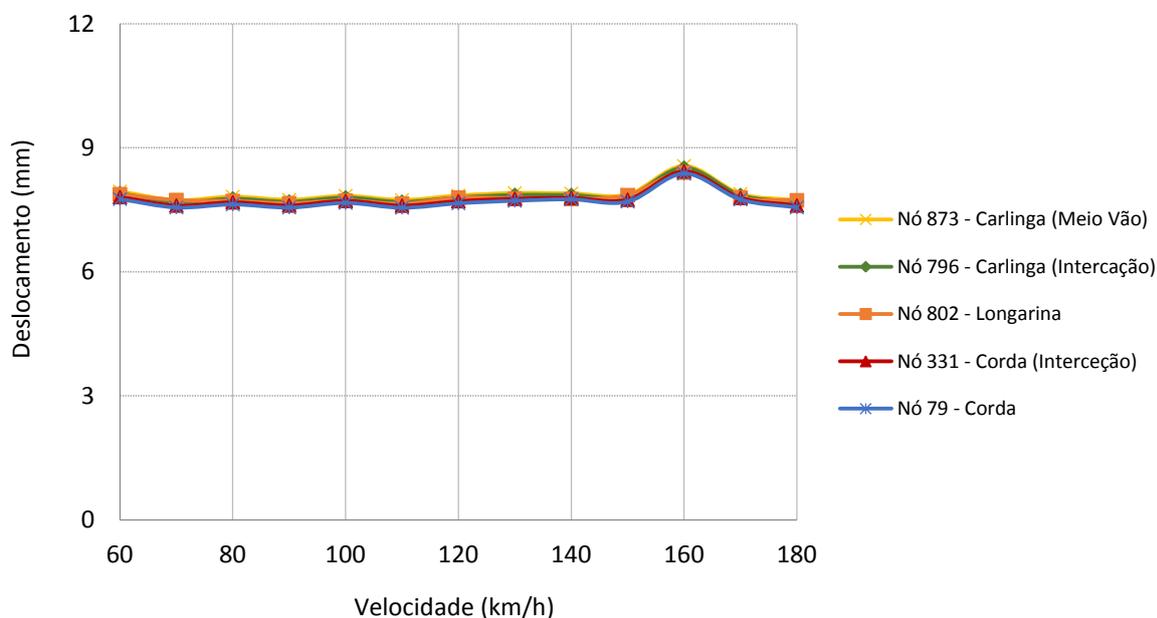


Figura 5.24 - Ligação estrutural em estudo e respetivos nós

Nas Figuras 5.19 e 5.20 são apresentados os valores máximos dos deslocamentos e acelerações, respetivamente, em função da velocidade para a passagem do comboio Alfa-Pendular em diversos elementos estruturais, nas situações antes e após o reforço.

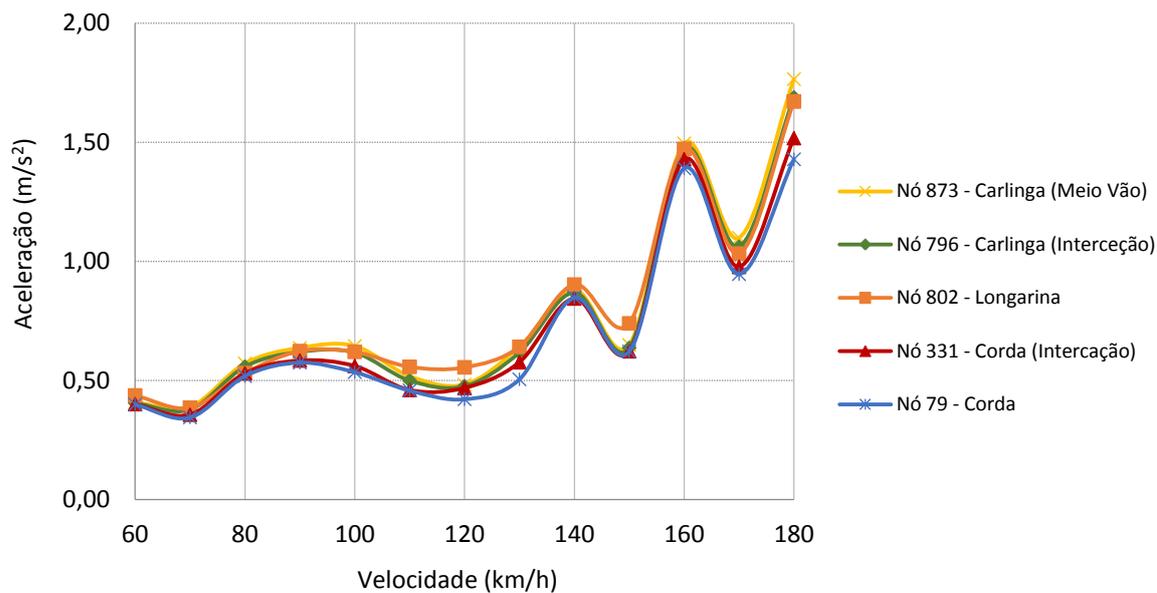


a)

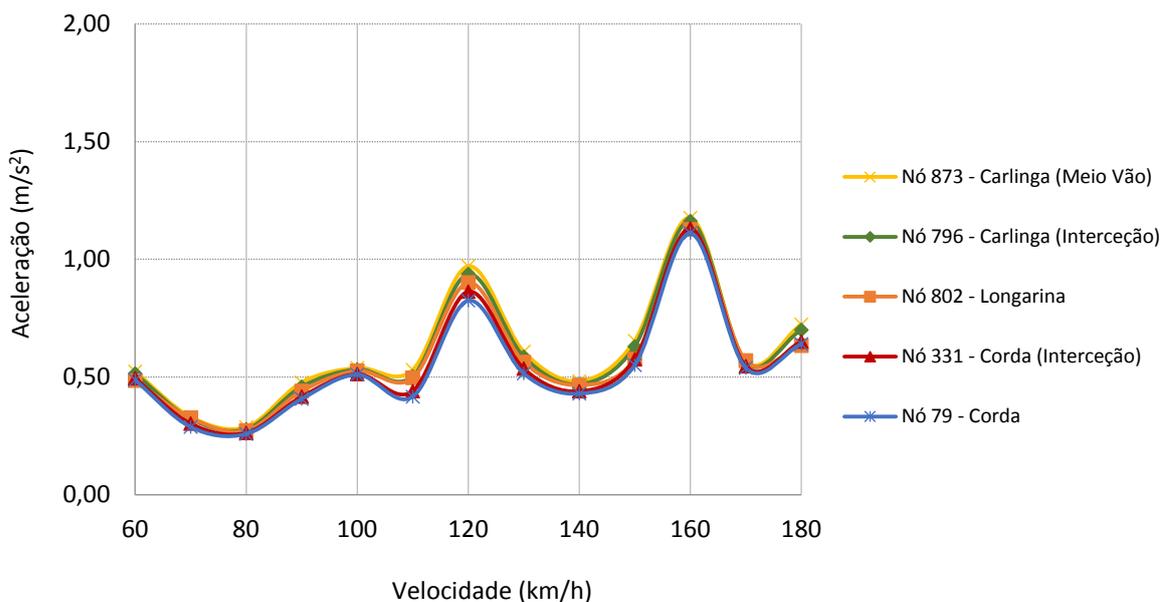


b)

Figura 5.25 - Valores máximos dos deslocamentos para os nós em estudo, em função da velocidade, para a passagem do comboio Alfa-Pendular: a) Antes do reforço; b) Após o reforço



a)



b)

Figura 5.26 - Valores máximos das acelerações para os nós em estudo, em função da velocidade, para a passagem do comboio Alfa-Pendular: a) Antes do reforço; b) Após o reforço

Da análise das Figura 5.23 e 5.24 percebe-se os deslocamentos e as acelerações apresentam valores bastante semelhantes entre os vários elementos analisados e as configurações das curvas são muito idênticas em todos os casos. Verifica-se ainda a existência de alguns picos nos

valores máximos de acelerações, justificados por fenómenos de amplificações dinâmicas/ressonâncias.

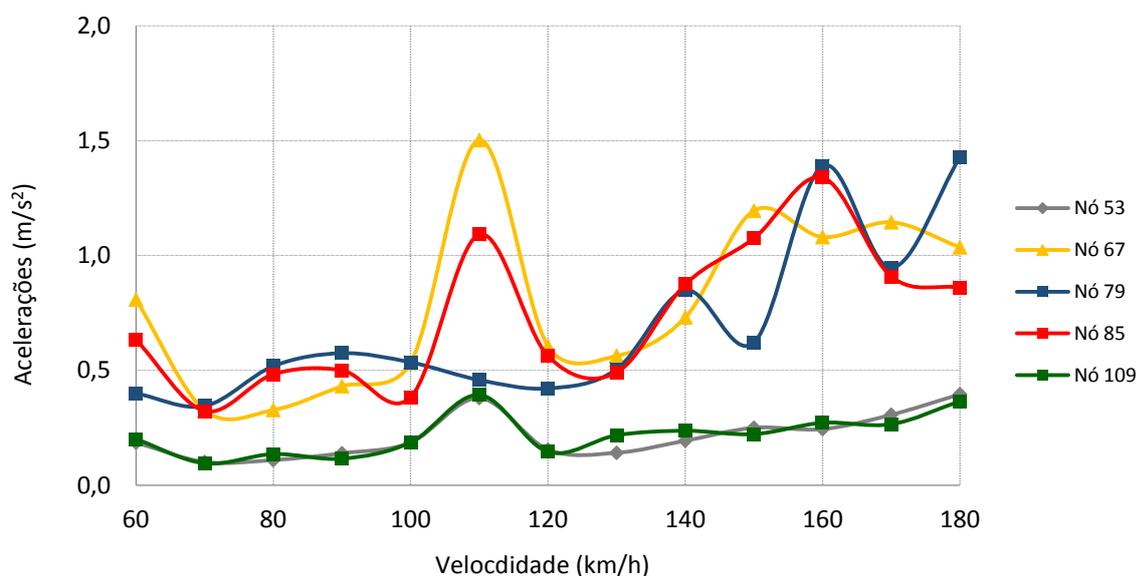
### 5.2.4 Efeito da localização da secção

Na presente secção pretende-se analisar o comportamento de um grupo de nós do mesmo tramo em posições simétricas. Os nós escolhidos são referentes às carlingas do tramo central e encontram-se ilustrados na Figura 5.27. Estes ocupam posições quase iguais uma vez que uma correspondência direta nem sempre foi possível.



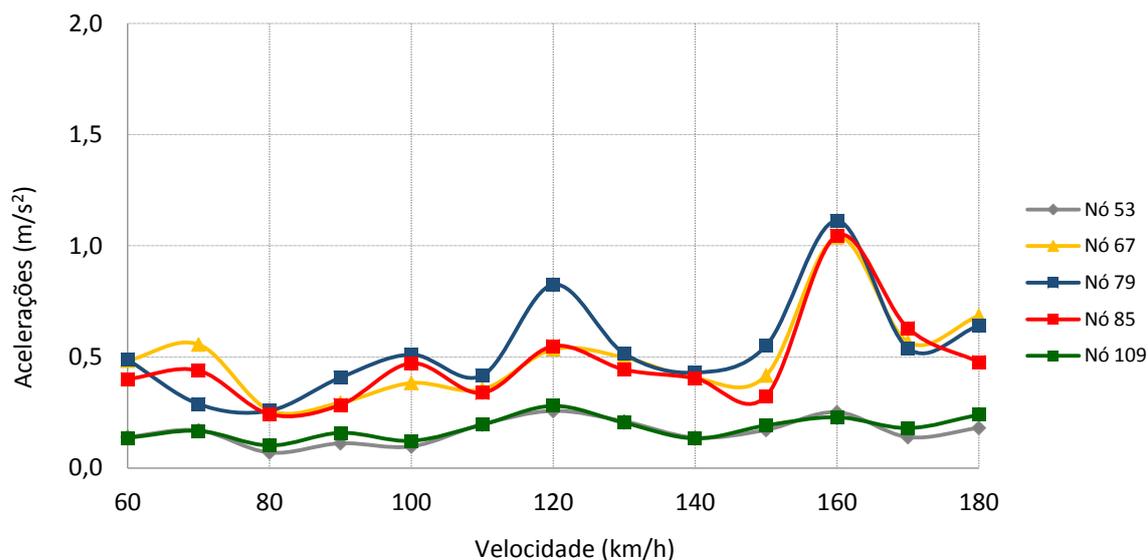
Figura 5.27 - Nós em estudo

Para a presente análise considerou-se o comboio Alfa-Pendular e na Figura 5.28 apresenta-se a envolvente máxima das acelerações para uma ampla gama de velocidades para as situações pré e pós reforço.



a)

Figura 5.28 - Valores máximos das acelerações para a passagem do comboio Alfa-Pendular: a) Pré reforço; b) Pós reforço



b)

Figura 5.28 (continuação) - Valores máximos das acelerações para a passagem do comboio Alfa-Pendular: a) Pré reforço; b) Pós reforço

Para uma correta avaliação da presente análise deve-se efetuar uma análise comparativa entre os nós 53 e 109, e 67 e 83, sendo o nó 79 um nó de controlo para os restantes resultados. Analisando a Figura 5.28, e tendo em conta o referido, é possível afirmar que os valores das acelerações, tanto na situação pré e pós reforço, apresentam bastantes semelhanças e que a estrutura apresenta simetria ao nível das acelerações que experiencia.



## 6 CONCLUSÕES

### 6.1 CONCLUSÕES GERAIS

A presente dissertação tinha como objetivo principal a avaliação do comportamento de uma ponte ferroviária metálica, e consequente reforço, para posteriormente avaliar o seu comportamento perante a passagem de tráfego ferroviário real. Como objeto de estudo escolheu-se a Ponte de Maçainhas.

A Ponte de Maçainhas é uma ponte centenária e enquadrava-se perfeitamente no contexto de projeto de reabilitação não só por de momento se encontrar fechada ao tráfego por alegada falta de segurança mas também por num futuro próximo vir a ser reabilitada graças ao enorme projeto de reabilitação de que a linha da Beira Baixa está a ser alvo.

O primeiro passo nesta operação de reforço foi a análise estrutural da geometria original da ponte. Para tal procedeu-se a uma análise cuidada das suas características estruturais para posteriormente se efetuar a sua modelação usando o *software Autodesk Robot 2014*. O processo de modelação foi bastante moroso mas sempre regido por um elevado rigor por forma a traduzir da melhor forma possível a situação real. Durante este processo, por falta de informação, tiveram de ser feitas algumas considerações sobre a ponte, tendo sido a mais importante a que se fez relativamente às características do material da ponte.

Concluído o processo de modelação, procedeu-se à implementação de cargas na estrutura. Para tal analisou-se a regulamentação disposta na EN 1991-2 (2003), a EN 1991-1-4 (2010), EN 1998-1 (2010) e no RSAEEP, e contabilizaram-se as cargas consideradas adequadas a este projeto de reforço. Os resultados obtidos do cálculo destas ações permitiram posteriormente calcular as combinações de ações, de acordo com o definido no RSAEEP.

Nem todos os valores calculados nas combinações apresentaram relevância para o trabalho desenvolvido pois, para a avaliação da necessidade de reforço, só foram usados os máximos positivos e negativos de cada peça.

Relativamente a estes valores máximos, existem duas notas consideradas interessantes: i) estes valores máximos estão associados a combinações de ações que contemplaram a sobrecarga ou o vento como ação base; ii) em 72% dos casos o comboio mais condicionante foi o SW/0. Apesar de cada caso ser especial, informações deste gênero permitem avaliar, de uma forma rudimentar, se os valores provenientes das combinações fazem algum sentido.

Os valores máximos combinados foram comparados com a capacidade resistente da peça para se perceber se havia necessidade, ou não, de reforço. Caso a peça necessitasse de reforço, esta seria avaliada à luz da regulamentação adequada, EN 1993-1 (2010). Tendo em conta a natureza estrutural da ponte, percebeu-se que grande parte dos seus elementos teria de ser avaliada tendo por base os seus esforços axiais. Os elementos não abrangidos por esta situação, carlingas e longarinas, foram analisados consoante a sua função na estrutura, concluindo-se que deviam ser avaliados segundo os seus esforços de flexão.

Os resultados provenientes desta comparação indicaram que as peças que viram a sua capacidade resistente excedida em maior escala foram as diagonais, alguns travamentos e algumas cordas, tendo quase todas estas sido condicionadas por fenómenos de encurvadura.

Avaliada a necessidade de reforço, calculou-se as novas áreas de aço para que as peças resistissem às solicitações de projeto. Em função da dimensão dos resultados obtidos, foi tomada a decisão de reforçar ou substituir a peça. Sempre que foi possível reforçar, optou-se por essa via por forma a manter a homogeneidade entre a peça original e o reforço. De uma forma geral, todas as peças reforçadas viram a sua nova área de aço ser traduzida por cantoneiras ou chapas. Quando o reforço não era uma opção viável procedeu-se à substituição das peças em questão. De uma forma geral as secções de substituição foram perfis comerciais do tipo HEB ou UPN.

Com a conspeção do reforço de todos os elementos da ponte, em muitos casos, podia-se dar por concluída a operação de reforço, no entanto procedeu-se à verificação do comportamento da estrutura reforçada perante as solicitações de projeto. Com esta verificação pretendeu-se demonstrar que uma operação reforço é um processo iterativo, e que a introdução de novas características na ponte altera o comportamento desta, levando a uma redistribuição dos seus esforços.

Os resultados desta verificação permitiram concluir que os elementos mais afetados pela redistribuição de esforços foram as diagonais, alguns travamentos, os montantes dos apoios/encontros e algumas cordas. Apesar de muitos elementos virem a sua capacidade resistente excedida com esta redistribuição, não se voltou a conceber novos reforços.

Tendo por base os modelos concebidos, tanto para a situação pré como pós reforço, avaliou-se o comportamento da ponte perante tráfego real. Estas análises foram realizadas tendo por base o *Robot* e um programa de cálculo denominado *Dyn Robot Analysis*, DRA. O DRA possuiu uma rotina que interage com o *Robot* no seu modo de cálculo *Time History* por forma a realizar as referidas análises.

No estudo do comportamento dinâmico da ponte considerou-se um grupo de comboios que habitualmente circulam na linha da Beira Baixa e um comboio de velocidade alta, Alfa-Pendular. Estas análises avaliaram o comportamento destes veículos para uma ampla gama de velocidades tendo por base um método de análise que não contempla a interação entre o comboio e a ponte.

Os resultados obtidos nas análises dinâmicas permitiram fazer um conjunto de comparações onde se avaliava o efeito: i) que o comboio tem na ponte durante todo o seu tempo de passagem; ii) que os diferentes tipos de tráfego induzem na ponte; iii) da passagem do comboio num grupo de peças; iv) da localização da secção.

Estas comparações permitiram concluir que: i) a estrutura apresenta simetria, entre tramos e dentro do mesmo tramo, a nível de deslocamentos e acelerações; ii) que elementos próximos partilham níveis de acelerações iguais ou semelhantes, inclusive em situações de possível amplificação dinâmica; iii) registos de deslocamentos e/ou acelerações fora da tendência normal se devem, por norma, a fenómenos de interação entre o comboio e a ponte.

De um ponto de vista de segurança estrutural, de acordo com a EN 1990 Annex A2 (2005), pode-se concluir que em nenhuma altura, tanto na situação pré como pós reforço, os deslocamentos ou as acelerações foram superiores aos valores máximos estipulados nesta. Por outro lado, o nível de conforto “muito bom” nem sempre foi cumprido na situação pré reforço, sendo o nível de conforto geralmente “bom”. Na situação reforçada esta tendência foi corrigida sendo o nível de conforto “muito bom”.

Comparando os diferentes tipos de comboios, é possível afirmar que o comboio que mais condiciona a ponte, a nível de deslocamentos e acelerações, é o Intercidades.

## 6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Tendo por base o trabalho desenvolvido, apresentam-se de seguida sugestões de desenvolvimentos futuros.

i) Realização de uma campanha experimental. Com vista a aferir a qualidade dos modelos desenvolvidos, principalmente na situação de pré reforço, deve-se efetuar uma campanha experimental onde estejam contemplados ensaios de vibração natural e ensaios de carga. Deve-se ainda conduzir ensaios que permitam averiguar o estado de conservação e a capacidade resistente do aço da ponte;

ii) Melhorar certos aspetos do reforço concebido. O processo de reforço foi bastante detalhado para todas as peças da estrutura, no entanto não foi avaliado o tipo de ligação que se deve fazer entre peças e de que forma esta ligação influenciaria o comportamento da peça reforçada. Outro aspeto que deve ser avaliado é o estado de conservação da guarda e do passeio lateral da ponte e verificar se estes necessitam de reforço ou substituição;

iii) Realização de análises dinâmicas usando um método que contemple a interação entre o comboio a ponte. Este tipo de análise oferece resultados mais exatos sobre o que acontece na ponte e como o comboio se comporta durante a sua passagem;

iv) Avaliação da passagem de tráfego de alta velocidade. A linha da Beira Baixa foi originalmente concebida para o tráfego de veículos que circulam a baixas velocidades e as análises dinâmicas realizadas acompanham de certa forma esta tendência. O estudo de um veículo com as características do Alfa-Pendular serviu para prever o comportamento da ponte para um uso futuro. Se de futuro se pretender fazer passar neste troço um veículo de velocidade alta, há necessidade de reavaliar o comportamento da ponte para uma gama de velocidades mais adequada a este tipo de veículo ou sinalizar devidamente a zona para que o comboio não ultrapasse a gama de velocidades analisada;

v) Realização de uma análise de fadiga. As pontes ferroviárias são muito suscetíveis a problemas de fadiga, devido à passagem do tráfego e ao efeito que este induz na ponte. Este estudo deve ser conduzido em elementos como as carlingas e as longarinas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Calçada, R. (1995) - "Efeitos Dinâmicos em Pontes resultantes do Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade", Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Cerqueira, B. (2013) - "Modernização da linha da Beira Baixa", Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na área de de Especialização em Vias de Comunicação e Transportes, ISEL, Lisboa

Costa, B.A.J.; Félix, C. e Figueiras, J.A. (2009) - "Avaliação Experimental e Numérica do Comportamento Estrutural da Ponte Luiz I", VI Congresso de Construção Metálica e Mista

Costa, B.A.J.; Félix, C. e Figueiras, J (2009) - "Concepção e instalação de um sistema de monitorização de base eléctrica aplicado a uma ponte metálica centenária", 1º Congresso de Segurança e Conservação de Pontes ASCP, Lisboa

Chopra,A. (1995) – "Dynamic of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engeneering", Prentice Hall International, Englewood Cliffs.

Clough, R. e Penzien, J. (1979) – "Dynamic of Structures", McGraw–Hill Book Company, New York.

EN1990 (2009) - "Bases para o projeto de estruturas", Instituto português da qualidade, Portugal

EN1990-prAnnexA2 (2001) – "Basis of Structural Design – Annex A2: Applications for bridges (normative)", European Committee for Standardization (CEN), Final PT Draft, Brussels.

EN1993-1-1 (2010) - "Projeto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios", Instituto português da qualidade, Portugal

EN1991-1-4 (2010) - "Acções em estruturas - Parte 1-4: Acções Verticais: Acções do vento", Instituto português da qualidade, Portugal

EN1991-2 (2003) – "Actions on Structures – Part 2: General Actions – Traffic loads on bridges", European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

EN1998-1 (2010) - "Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, Instituto português da qualidade, Portugal

Ermopoulos, John e Spyrakos, C.C. (2006) - "Validated analysis and strengthening of a 19th century railway bridge", Engineering Structures, Elsevier

(Filho, A. e Lima, F) - A função de autocorrelação e a escolha do passo da reconstrução

Fonte: google.maps.com

Ghoshal, A. (2002) - " Assessment and Rehabilitation of Steel Bridges: An Introduction", Assessment and rehabilitation of steelbridges, Structural Engineering internacional, Calcutta, India

Ghost, U. e Ghosthal A. (2002) - "Experiences in rehabilitation of steel bridges", Assessment and rehabilitation of steel bridges, Structural Engineering internacional, Calcutta, India

Meireles, J. (2007) - "Análise dinâmica de estruturas por modelos de elementos finitos identificados experimentalmente", tese submetida à Universidade do Minho para obtenção do grau de doutor no ramo de engenharia mecânica, área de mecânica dos materiais, UM, Guimarães

Microsoft Excel (2007) - "Microsoft Office", Microsoft Corporation

Pimentel, R. (2008) - "Caracterização do Tráfego Ferroviário e dos seus Efeitos em Pontes de Pequeno Vão", Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto

Pu, Jun-Ping; Wu, Jui-Long; Lin, Chia-Hung e Lin, Chia-Chi (2007) - "Rehabilitation of the Hsi-Lo Bridge in Taiwan", Reports, Structural Engineering International, Taiwan

(REFER) - Projecto de Modernização da Linha da Beira Baixa – Reforço estrutural da ponte de Maçainhas ao km+192.127, Projecto de execução, Memória descritiva e justificativa, 2010. Lisboa, Portugal.

Ribeiro, D. (2004) - Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto

Ribeiro, D. (2012) - Efeitos Dinâmicos Induzidos por Tráfego em Pontes Ferroviárias: Modelação Numérica, Calibração e Validação Experimental, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, FEUP, Porto

RSAEEP (1983) - "Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes", Decreto de Lei nº 35/83 de 31 de Maio, Portugal

Wolf, H. e Reintjes, K.H. (2005) - "Retrofitting of Tautendorf Valley Bridg in Highway A9 Beriln, Germany", Structures Worldwide, Structural Engineering International, Munich, Germany

## **ANEXO I**

# Avaliação do comportamento e reforço da Ponte de Maçainhas sob a ação de tráfego ferroviário

Plantas estruturais



## **ANEXO II**

# Avaliação do comportamento e reforço da Ponte de Maçaínhas sob a ação de tráfego ferroviário

Dimensionamento das calingas e longarinas

## Carlingas (Grupo 1)

**CODE:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**ANALYSIS TYPE:** Member Verification

**CODE GROUP:**

**MEMBER:** 1 1  
= 0.000 m

**POINT:**

**COORDINATE:** x = 0.00 L

**LOADS:**

Governing Load Case: 6 ULS 1\*0.100+2\*1.000

**MATERIAL:**

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235.000$  MPa



**SECTION PARAMETERS: HEB 500**

h=500.000 mm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=300.000 mm	Ay=0.018 m <sup>2</sup>	Az=0.009 m <sup>2</sup>	Ax=0.024 m <sup>2</sup>
tw=14.500 mm	Iy=0.001 m <sup>4</sup>	Iz=0.000 m <sup>4</sup>	Ix=0.000 m <sup>4</sup>
tf=28.000 mm	Wply=0.005 m <sup>3</sup>	Wplz=0.001 m <sup>3</sup>	

**INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:**

N,Ed = -430.000 kN	My,Ed = -360.000 kN*m	Vy,Ed = 75.000 kN
Nt,Rd = 5607.988 kN 6.337 MPa	My,pl,Rd = 1131.525 kN*m	Tau,y,max,Ed =
	My,c,Rd = 1131.525 kN*m	Vz,Ed = 1550.322 kN
239.442 MPa	My,V,Rd = 963.758 kN*m	Tau,z,max,Ed =
	Mb,Rd = 1131.525 kN*m	
		Class of section = 1



**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

z = 1.000      Mcr = 61758.105 kN\*m      Curve,LT - a      XLT = 1.000

Lcr,low=0.826 m

Lam\_LT = 0.135

fi,LT = 0.502

-----  
-----**BUCKLING PARAMETERS:**

About y axis:



About z axis:

-----  
-----**VERIFICATION FORMULAS:****Section strength check:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.077 < 1.000 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,V,Rd} = 0.374 < 1.000 \quad (6.2.8)$$

$$\tau_{y,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.047 < 1.000 \quad (6.2.6.(4))$$

$$\tau_{z,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 1.765 > 1.000 \quad (6.2.6.(4))$$

**Global stability check of member:**

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.318 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

-----  
-----***Incorrect section !!!***

Nota: O presente estudo não contempla o reforço da alma do perfil para o dobro da secção. Cálculos posteriores revelaram que através desta alteração a secção transversal apresentada resistência suficiente para as cargas a que estava sujeita.

## Carlingas (Grupo 2)

**CODE:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**ANALYSIS TYPE:** Member Verification

**CODE GROUP:**

**MEMBER:** 1 1  
= 3.500 m

**POINT:** 30

**COORDINATE:** x = 1.00 L

**LOADS:**

Governing Load Case: 6 ULS 1\*0.100+2\*1.000

**MATERIAL:**

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235.000$  MPa



**SECTION PARAMETERS: HEA 500**

h=490.000 mm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=300.000 mm	Ay=0.015 m <sup>2</sup>	Az=0.007 m <sup>2</sup>	Ax=0.020 m <sup>2</sup>
tw=12.000 mm	Iy=0.001 m <sup>4</sup>	Iz=0.000 m <sup>4</sup>	Ix=0.000 m <sup>4</sup>
tf=23.000 mm	Wply=0.004 m <sup>3</sup>	Wplz=0.001 m <sup>3</sup>	

**INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:**

N,Ed = 80.000 kN	My,Ed = -45.000 kN*m	Mz,Ed = 30.000 kN*m	Vy,Ed = -90.000 kN
Nc,Rd = 4642.138 kN 9.291 MPa	My,pl,Rd = 928.015 kN*m	Mz,pl,Rd = 248.865 kN*m	Tau,y,max,Ed = -
Nb,Rd = 4642.138 kN	My,c,Rd = 928.015 kN*m	Mz,c,Rd = 248.865 kN*m	Vz,Ed = -515.266 kN
97.158 MPa	My,V,Rd = 927.977 kN*m	MN,z,Rd = 248.865 kN*m	Tau,z,max,Ed = -
	Mb,Rd = 928.015 kN*m		

Class of section = 1



**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

z = 1.000	Mcr = 50203.887 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 1.000
Lcr,low=0.826 m	Lam_LT = 0.136	fi,LT = 0.503	

---

-----

**BUCKLING PARAMETERS:**



About y axis:



About z axis:

$$L_y = 3.500 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_y = 0.178$$

$$L_z = 3.500 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 0.121$$

$$L_{cr,y} = 3.500 \text{ m}$$

$$X_y = 1.000$$

$$L_{cr,z} = 0.826 \text{ m}$$

$$X_z = 1.000$$

$$\text{Lam}_y = 16.680$$

$$k_{zy} = 0.515$$

$$\text{Lam}_z = 11.400$$

$$k_{zz} = 0.990$$


---

-----

**VERIFICATION FORMULAS:**

*Section strength check:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.017 < 1.000 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,V,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.169 < 1.000 \quad (6.2.8)$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.000} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.000} = 0.123 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$\tau_{y,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.068 < 1.000 \quad (6.2.6.(4))$$

$$\tau_{z,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.716 < 1.000 \quad (6.2.6.(4))$$

*Global stability check of member:*

$$\text{Lambda}_y = 16.680 < \text{Lambda}_{max} = 210.000$$

$$\text{Lambda}_z = 11.400 < \text{Lambda}_{max} = 210.000$$

STABLE

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.048 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.149 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.162 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$


---

-----

**Section OK !!!**

## Carlingas (Grupo 3)

**CODE:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**ANALYSIS TYPE:** Member Verification

**CODE GROUP:**

**MEMBER:** 1 1  
= 1.750 m

**POINT:** 30

**COORDINATE:** x = 0.50 L

**LOADS:**

Governing Load Case: 6 ULS 1\*0.100+2\*1.000

**MATERIAL:**

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235.000$  MPa



**SECTION PARAMETERS: IPE 500**

h=500.000 mm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=200.000 mm	Ay=0.007 m <sup>2</sup>	Az=0.006 m <sup>2</sup>	Ax=0.012 m <sup>2</sup>
tw=10.200 mm	Iy=0.000 m <sup>4</sup>	Iz=0.000 m <sup>4</sup>	Ix=0.000 m <sup>4</sup>
tf=16.000 mm	Wply=0.002 m <sup>3</sup>	Wplz=0.000 m <sup>3</sup>	

**INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:**

N,Ed = 50.000 kN	My,Ed = 275.262 kN*m	Mz,Ed = -36.000 kN*m
Nc,Rd = 2726.000 kN	My,Ed,max = 275.262 kN*m	Mz,Ed,max = -36.000 kN*m
Nb,Rd = 2459.682 kN	My,c,Rd = 515.618 kN*m	Mz,c,Rd = 78.932 kN*m
	MN,y,Rd = 515.618 kN*m	MN,z,Rd = 78.932 kN*m
	Mb,Rd = 461.436 kN*m	

Class of section = 1



**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

z = 1.000	Mcr = 2280.687 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.895
Lcr,upp=1.848 m	Lam_LT = 0.475	fi,LT = 0.660	

-----

**BUCKLING PARAMETERS:**

About y axis:



About z axis:

$$L_y = 3.500 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,y} = 0.183$$

$$L_z = 3.500 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,z} = 0.458$$

$$L_{cr,y} = 3.500 \text{ m}$$

$$X_y = 1.000$$

$$L_{cr,z} = 1.848 \text{ m}$$

$$X_z = 0.902$$

$$\lambda_{m,y} = 17.170$$

$$k_{yy} = 1.003$$

$$\lambda_{m,z} = 43.025$$

$$k_{yz} = 0.758$$

-----

**VERIFICATION FORMULAS:****Section strength check:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.018 < 1.000 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.741 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$$

**Global stability check of member:**

$$\lambda_{m,y} = 17.170 < \lambda_{m,max} = 210.000$$

$$\lambda_{m,z} = 43.025 < \lambda_{m,max} = 210.000$$

STABLE

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.597 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.962 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.881 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

-----

**Section OK !!!**

## Longarinas (Grupo 1)

**CODE:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**ANALYSIS TYPE:** Code Group Design with Optimization Options

**CODE GROUP:** 1 Carlinga

**MEMBER:** 613 Longarina\_613      **POINT:** 30  
= 1.250 m

**COORDINATE:** x = 0.50 L

### LOADS:

Governing Load Case: 6 ULS 1\*0.100+2\*1.000

### MATERIAL:

S 235 ( S 235 )       $f_y = 235.000$  MPa



### SECTION PARAMETERS: IPE 500

h=500.000 mm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=200.000 mm	Ay=0.007 m <sup>2</sup>	Az=0.006 m <sup>2</sup>	Ax=0.012 m <sup>2</sup>
tw=10.200 mm	Iy=0.000 m <sup>4</sup>	Iz=0.000 m <sup>4</sup>	Ix=0.000 m <sup>4</sup>
tf=16.000 mm	Wply=0.002 m <sup>3</sup>	Wplz=0.000 m <sup>3</sup>	

### INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 140.000 kN	My,Ed = 252.551 kN*m	Mz,Ed = -28.125 kN*m	Vy,Ed = 42.500 kN
Nc,Rd = 2726.000 kN	My,Ed,max = 252.551 kN*m	Mz,Ed,max = -28.125	
	Tau,y,max,Ed = 9.253 MPa		
Nb,Rd = 2254.431 kN	My,c,Rd = 515.618 kN*m	Mz,c,Rd = 78.932 kN*m	Vz,Ed = 350.000 kN
	MN,y,Rd = 515.618 kN*m	MN,z,Rd = 78.932 kN*m	Tau,z,max,Ed =
77.880 MPa			
	Mb,Rd = 404.127 kN*m		

Class of section = 1



### LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.000	Mcr = 1052.610 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.784
Lcr,upp=2.500 m	Lam_LT = 0.700	fi,LT = 0.830	

---

-----

**BUCKLING PARAMETERS:**



About y axis:



About z axis:

$$L_y = 2.500 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_y = 0.131$$

$$L_z = 2.500 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 0.620$$

$$L_{cr,y} = 2.500 \text{ m}$$

$$X_y = 1.000$$

$$L_{cr,z} = 2.500 \text{ m}$$

$$X_z = 0.827$$

$$\text{Lam}_y = 12.264$$

$$k_{yy} = 1.015$$

$$\text{Lam}_z = 58.205$$

$$k_{yz} = 0.807$$


---

-----

**VERIFICATION FORMULAS:**

**Section strength check:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.051 < 1.000 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.596 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$\tau_{y,max,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.068 < 1.000 \quad (6.2.6.(4))$$

$$\tau_{z,max,Ed}/(\sigma_z/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.574 < 1.000 \quad (6.2.6.(4))$$

**Global stability check of member:**

$$\text{Lambda}_y = 12.264 < \text{Lambda}_{max} = 210.000$$

$$\text{Lambda}_z = 58.205 < \text{Lambda}_{max} = 210.000$$

STABLE

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.625 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.974 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.818 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$


---

-----

**Section OK !!!**

## Longarina (Grupo 2)

**CODE:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**ANALYSIS TYPE:** Code Group Design with Optimization Options

**CODE GROUP:** 1 Carlinga

**MEMBER:** 613 Longarina\_613      **POINT:** 30  
= 1.250 m

**COORDINATE:** x = 0.50 L

### LOADS:

Governing Load Case: 6 ULS 1\*0.100+2\*1.000

### MATERIAL:

S 235 ( S 235 )       $f_y = 235.000 \text{ MPa}$



### SECTION PARAMETERS: IPEA 450

h=447.000 mm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=190.000 mm	Ay=0.006 m <sup>2</sup>	Az=0.004 m <sup>2</sup>	Ax=0.009 m <sup>2</sup>
tw=7.600 mm	Iy=0.000 m <sup>4</sup>	Iz=0.000 m <sup>4</sup>	Ix=0.000 m <sup>4</sup>
tf=13.100 mm	Wply=0.001 m <sup>3</sup>	Wplz=0.000 m <sup>3</sup>	

### INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 340.000 kN	My,Ed = 125.051 kN*m	Mz,Ed = -20.625 kN*m	Vy,Ed = 32.500 kN
Nc,Rd = 2011.600 kN	My,Ed,max = 125.051 kN*m	Mz,Ed,max = -20.625 kN*m	
	Tau,y,max,Ed = 9.099 MPa		
Nb,Rd = 1647.189 kN	My,c,Rd = 351.090 kN*m	Mz,c,Rd = 57.740 kN*m	Vz,Ed = 160.000 kN
	MN,y,Rd = 351.090 kN*m	MN,z,Rd = 57.740 kN*m	Tau,z,max,Ed =
52.636 MPa			
	Mb,Rd = 268.460 kN*m		

Class of section = 2



### LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.000	Mcr = 653.131 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.765
Lcr,upp=2.500 m	Lam_LT = 0.733	fi,LT = 0.859	

---

**BUCKLING PARAMETERS:**


About y axis:



About z axis:

$$L_y = 2.500 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_y = 0.143$$

$$L_z = 2.500 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 0.636$$

$$L_{cr,y} = 2.500 \text{ m}$$

$$X_y = 1.000$$

$$L_{cr,z} = 2.500 \text{ m}$$

$$X_z = 0.819$$

$$\text{Lam}_y = 13.408$$

$$k_{yy} = 1.053$$

$$\text{Lam}_z = 59.682$$

$$k_{yz} = 0.737$$


---

**VERIFICATION FORMULAS:**
**Section strength check:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.169 < 1.000 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.000} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.000} = 0.484 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$\tau_{y,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.067 < 1.000 \quad (6.2.6.(4))$$

$$\tau_{z,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.388 < 1.000 \quad (6.2.6.(4))$$

**Global stability check of member:**

$$\text{Lambda}_y = 13.408 < \text{Lambda}_{max} = 210.000 \quad \text{Lambda}_z = 59.682 < \text{Lambda}_{max} = 210.000$$

STABLE

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.466 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.923 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.879 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$


---

**Section OK !!!**

## Longarina (Grupo 3)

**CODE:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**ANALYSIS TYPE:** Code Group Design with Optimization Options

**CODE GROUP:** 1 Carlinga

**MEMBER:** 613 Longarina\_613  
= 1.250 m

**POINT:**

**COORDINATE:** x = 0.50 L

**LOADS:**

Governing Load Case: 6 ULS 1\*0.100+2\*1.000

**MATERIAL:**

S 235 ( S 235 )  $f_y = 235.000$  MPa



**SECTION PARAMETERS: IPE 450**

h=450.000 mm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=190.000 mm	Ay=0.006 m <sup>2</sup>	Az=0.005 m <sup>2</sup>	Ax=0.010 m <sup>2</sup>
tw=9.400 mm	Iy=0.000 m <sup>4</sup>	Iz=0.000 m <sup>4</sup>	Ix=0.000 m <sup>4</sup>
tf=14.600 mm	Wply=0.002 m <sup>3</sup>	Wplz=0.000 m <sup>3</sup>	

**INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:**

N,Ed = 190.000 kN	My,Ed = 125.051 kN*m	Mz,Ed = -20.625 kN*m	Vy,Ed = -32.500 kN
Nc,Rd = 2321.800 kN	My,Ed,max = 125.051 kN*m	Mz,Ed,max = -20.625 kN*m	
	Tau,y,max,Ed = -8.091 MPa		
Nb,Rd = 1888.871 kN	My,c,Rd = 399.921 kN*m	Mz,c,Rd = 64.949 kN*m	Vz,Ed = -200.000 kN
	MN,y,Rd = 399.921 kN*m	MN,z,Rd = 64.949 kN*m	Tau,z,max,Ed = -
53.463 MPa			
	Mb,Rd = 307.719 kN*m		

Class of section = 1



**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

z = 1.000	Mcr = 761.007 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.769
Lcr,upp=2.500 m	Lam_LT = 0.725	fi,LT = 0.852	

**BUCKLING PARAMETERS:**

About y axis:

$$L_y = 2.500 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_y = 0.144$$

$$L_{cr,y} = 2.500 \text{ m}$$

$$X_y = 1.000$$

$$\text{Lam}_y = 13.528$$

$$k_{yy} = 1.024$$



About z axis:

$$L_z = 2.500 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 0.646$$

$$L_{cr,z} = 2.500 \text{ m}$$

$$X_z = 0.814$$

$$\text{Lam}_z = 60.627$$

$$k_{yz} = 0.753$$

**VERIFICATION FORMULAS:****Section strength check:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.082 < 1.000 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.000} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.000} = 0.415 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$\tau_{y,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.060 < 1.000 \quad (6.2.6.(4))$$

$$\tau_{z,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.394 < 1.000 \quad (6.2.6.(4))$$

**Global stability check of member:**

$$\text{Lambda}_y = 13.528 < \text{Lambda}_{max} = 210.000 \quad \text{Lambda}_z = 60.627 < \text{Lambda}_{max} = 210.000$$

STABLE

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.406 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.737 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.664 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

**Section OK !!!**