



**ANÁLISE DE FADIGA DE UMA PONTE  
FERROVIÁRIA COM TABULEIRO MISTO VIGADO SOB  
AÇÃO DE TRÁFEGO DE MERCADORIAS**

**FAGNER ANDREW FREITAS FURTADO**

Dissertação submetida ao Instituto Superior de Engenharia do Porto  
para obtenção do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

Orientador: Professor Doutor Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro

OUTUBRO DE 2013



*Aos meus pais e à Daniela*

*“Imagination will often carry us to worlds that never were.*

*But without it we go nowhere.”*

Dr. Carl Sagan





## RESUMO

A presente dissertação centra-se no estudo de fadiga de uma ponte ferroviária com tabuleiro misto vigado pertencente a uma via de transporte de mercadorias. O caso de estudo incide sobre a ponte ferroviária sobre o rio do Sonho, localizada na Estrada de Ferro de Carajás situada no nordeste do Brasil. Nesta linha circulam alguns dos maiores comboios de mercadoria do mundo com cerca de 3.7 km de extensão e com cargas por eixo superiores a 300 kN.

Numa primeira fase apresentam-se diversas metodologias de análise da fadiga em pontes ferroviárias metálicas. É também descrita a ferramenta computacional FADBridge, desenvolvida em ambiente *MATLAB*, e que possibilita o cálculo sistematizado e eficiente do dano de fadiga em detalhes construtivos de acordo com as indicações dos eurocódigos.

Em seguida são abordadas as metodologias numéricas utilizadas para a realização das análises dinâmicas do sistema ponte-comboio e os aspetos regulamentares a ter em consideração no dimensionamento de pontes ferroviárias.

O modelo numérico de elementos finitos da ponte foi realizado com recurso ao programa ANSYS. Com base neste modelo foram obtidos os parâmetros modais, nomeadamente as frequências naturais e os modos de vibração, tendo sido também analisada a importância do efeito compósito via-tabuleiro e a influência do comportamento não linear do balastro.

O estudo do comportamento dinâmico da ponte foi realizado por intermédio de uma metodologia de cargas móveis através da ferramenta computacional Train-Bridge Interaction (TBI). As análises dinâmicas foram efetuadas para a passagem dos comboios reais de mercadorias e de passageiros e para os comboios de fadiga regulamentares. Nestas análises foi estudada a influência dos modos de vibração globais e locais, das configurações de carga dos comboios e do aumento da velocidade de circulação, na resposta dinâmica da ponte.

Por último, foi avaliado o comportamento à fadiga de diversos detalhes construtivos para os cenários de tráfego regulamentar e reais. Foi ainda analisada a influência do aumento da velocidade, da configuração de cargas dos comboios e da degradação da estrutura nos valores do dano por fadiga e da respetiva vida residual.

## ABSTRACT

The main objective of this thesis focuses on the study of the phenomenon of fatigue in a composite twin girder railway bridge, located in a freight traffic railway line. This case of study is centered in the railway bridge that crosses Sonho river, located on Carajás railway line in the northeast Brazil. This line is crossed by some of the longest freight trains of the world, measuring about 3.7 km in length, and axle loads higher than 300 kN.

Initially several methods for fatigue analysis in steel railway bridges are presented. A computational tool developed in MATLAB, called FADBridge, which enables the systematic and efficient calculation of fatigue damage in the construction details according to the indications of the Eurocodes, is also described.

The numerical methodologies used to perform the dynamic analysis of train - bridge system and the code aspects to consider in the design of railway bridges are presented.

The finite element numerical model of the bridge was constructed using ANSYS software. Based on this model the modal parameters, namely the natural frequencies and vibration modes were obtained. It was also analyzed the importance of the track-bridge composite effect and the influence of the nonlinear behavior of the ballast in the dynamic response of the bridge.

The study of the dynamic behavior of the bridge was carried out using a moving loads methodology by means of a computational application called Train-Bridge Interaction (TBI). The dynamic analyses were performed for the passage of real freight and passenger trains, and also for the fatigue trains specified in the codes. In these analyses, the influence of the global and local vibration modes, load configurations of the trains and increase of the circulation speed, on the dynamic response of the bridge is studied.

Finally, the fatigue behavior of several construction details considering the code and real traffic scenarios is evaluated. Furthermore, the influence of the speed increment, loads configuration and structure degradation, in the values of fatigue damage and corresponding residual life, is evaluated.



## AGRADECIMENTOS

Ao longo da presente dissertação, houve pessoas as quais gostaria de deixar os meus sinceros agradecimentos, nomeadamente:

- Ao Professor Doutor Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro, orientador da dissertação, pela oportunidade dada e pelos ensinamentos e conhecimentos transmitidos. Agradeço pela enorme disponibilidade de todo o tempo que me cedeu, e por apesar de se aperceber de erros, me dar a hipótese de aprender com eles. Agradeço também pelo grau de exigência que incutiu, muito importante para o aperfeiçoamento deste trabalho.

- Ao Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada pelos conselhos sábios que engrandeceram em muito esta dissertação.

- Ao Eng.º João Rocha pelas dúvidas esclarecidas em relação à programação no software ANSYS e a todo o grupo de investigação da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, nomeadamente aos Eng.ºs. Sérgio Neves, Pedro Montenegro, Andréia Meixedo e Cristiana por terem prontamente cedido vários computadores sem os quais não seria possível a realização das análises dinâmicas e obtenção dos resultados necessários para a realização da presente dissertação.

- Ao Professor Eng.º. Ângelo Manuel Jacob, pela oportunidade do estágio na Iperforma, pelo conhecimento transmitido e pela demonstração de amizade.

- Ao Professor Eng.º Tiago Domingues e a todos os colaboradores da Iperforma que de alguma forma contribuíram para a realização desta dissertação.

- Ao Professor Manuel Bravo de Faria Cruz, do Departamento de Matemática do Instituto Superior de Engenharia do Porto, pela disponibilidade e pelas importantes dicas dadas em relação à programação avançada em MATLAB.

- Ao colega e Eng.º. André Santos, pelas inúmeras sugestões e conhecimentos transmitidos ao longo da realização deste trabalho.

- Aos meus colegas e amigos do Instituto Superior de Engenharia do porto, nomeadamente André, Fernando, Hélder, Luís, Nuno, Ricardo, Rui, Bruno pelo companheirismo ao longo destes anos. Desejo-vos o melhor para a vossa vida pessoal e profissional.

- Aos Eng<sup>os</sup> Cornelius da MMARTINS, Marcelo Costa da CEPROL e Ivan da PROFIP pela informação disponibilizada.

- Aos meus padrinhos Elias Rezende e Maria Lúcia Rezende, pelos conselhos e pelo apoio dado, sem os quais não seria possível ter realizado esta dissertação.

- Aos meus avôs Jeremias Freitas e João Furtado, e à minha avó Ilza Rezende e a toda a minha família.

- À minha namorada Daniela Amorim que esteve sempre do meu lado a dar apoio, motivação e carinho. Gostaria de agradecer também aos meus sogros Carlos Amorim e Xana Mendes e ao meu cunhado Eduardo Amorim e a toda a sua família que tão bem me acolheu em Portugal.

- Aos meus pais João Marcos e Dorinha, que sempre me transmitiram valores de vida e me incentivaram e apoiaram nos estudos.

## ÍNDICE GERAL

RESUMO .....	v
ABSTRACT .....	vii
AGRADECIMENTOS .....	ix
ÍNDICE GERAL.....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xvii
ÍNDICE DE QUADROS .....	xxix
1 INTRODUÇÃO .....	1
1.1 ENQUADRAMENTO.....	1
1.2 INVESTIGAÇÕES ANTERIORES.....	5
1.3 OBJETIVOS E CONTEÚDOS DA TESE .....	22
2 ANÁLISE DA FADIGA EM PONTES FERROVIÁRIAS METÁLICAS .....	25
2.1 INTRODUÇÃO .....	25
2.2 CONCEITOS BASE DA FADIGA .....	26
2.3 METODOLOGIAS DE ANÁLISE DA FADIGA.....	28
2.3.1 Método da acumulação de danos .....	28
2.3.1.1 Curvas de fadiga .....	28
2.3.1.2 Espectros de tensões.....	29
2.3.1.3 Conceito de dano.....	30
2.3.1.4 Critério cumulativo de Palmgren-Miner.....	31

2.3.1.5 Critério de rotura.....	32
2.3.2 Método da tensão equivalente de fadiga .....	32
2.4 MÉTODOS PARA CONTAGEM DE CICLOS DE TENSÃO .....	34
2.4.1 Método do Reservatório .....	34
2.4.2 Método da gota d'água (" <i>Rainflow method</i> ") .....	35
2.5 ANÁLISE DA FADIGA SEGUNDO OS EUROCÓDIGOS .....	36
2.5.1 Análise preliminar .....	37
2.5.2 Análise detalhada.....	38
2.5.2.1 Curvas de resistência à fadiga .....	39
2.5.2.2 Modificações das curvas de resistência à fadiga.....	43
2.5.2.3 Conceitos de segurança.....	45
2.5.2.4 Categorias de detalhe .....	46
2.5.2.5 Modelos de tráfego .....	48
2.6 FERRAMENTA COMPUTACIONAL DESENVOLVIDA (FADBridge) .....	50
2.6.1 Arquitetura e potencialidades .....	50
2.6.2 Instruções do utilizador .....	52
 3 METODOLOGIAS PARA ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE- COMBOIO .....	 57
3.1 INTRODUÇÃO.....	57
3.2 METODOLOGIAS NUMÉRICAS DE ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE- COMBOIO .....	 58
3.2.1 Metodologia de cargas móveis .....	58
3.2.2 Metodologia com interação.....	60



3.3	RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DO EQUILÍBRIO DINÂMICO .....	63
3.3.1	Método de Newmark .....	63
3.3.2	Método da sobreposição modal .....	64
3.4	APLICAÇÃO COMPUTACIONAL TBI .....	66
3.4.1	Arquitetura .....	66
3.4.2	Melhoramentos em rotinas do programa .....	73
4	ASPETOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS.....	77
4.1	INTRODUÇÃO .....	77
4.2	AÇÕES DE CÁLCULO VERTICAIS .....	78
4.2.1	Modelo de tráfego ferroviário normal (LM71 + SW/0) .....	78
4.2.2	Modelo de tráfego ferroviário pesado (SW/2) .....	79
4.2.3	Fator de classificação $\alpha$ .....	80
4.2.4	Modelo de tráfego UIC LM 2000 .....	80
4.2.5	Modelo de Carga HSLM (“High Speed Load Model”) .....	81
4.3	EFEITOS DINÂMICOS .....	81
4.3.1	Fator dinâmico $\Phi$ .....	82
4.4	VERIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DA REALIZAÇÃO DE UMA ANÁLISE DINÂMICA.....	83
4.5	REQUISITOS PARA REALIZAÇÃO DE UMA ANÁLISE DINÂMICA.....	87
4.5.1	Casos e combinações de carga.....	87
4.5.2	Gama de velocidades .....	87
4.5.3	Parâmetros da ponte .....	88
4.5.3.1	Amortecimento.....	88

4.5.3.2	Massa.....	91
4.5.3.3	Rigidez.....	92
4.6	VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITE.....	93
4.6.1	Segurança estrutural.....	93
4.6.2	Segurança da via.....	94
4.6.2.1	Verificações relativas às deformações e vibrações.....	94
4.6.2.2	Aceleração vertical do tabuleiro.....	94
4.6.2.3	Torção do tabuleiro.....	95
4.6.2.4	Deformação vertical do tabuleiro.....	96
4.6.2.5	Deformação e vibração transversal do tabuleiro.....	96
4.6.2.6	Interação via-ponte.....	97
4.6.2.7	Conforto dos passageiros.....	101
5	ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O RIO DO SONHO.....	103
5.1	INTRODUÇÃO.....	103
5.2	A PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O RIO DO SONHO.....	105
5.2.1	Descrição Geral.....	105
5.2.2	Estrutura metálica.....	106
5.2.3	Laje do tabuleiro e via-férrea.....	110
5.3	MODELO DE TRÁFEGO REAL DA EFC.....	110
5.4	MODELAÇÃO NUMÉRICA.....	119
5.4.1	Modelação da estrutura metálica.....	120
5.4.2	Modelação do tabuleiro ortotrópico.....	123

5.4.3	Modelação da via .....	126
5.4.4	Modelação dos aparelhos de apoio .....	130
5.4.5	Mobilidade estrutural .....	131
5.5	VERIFICAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO .....	135
5.6	PARÂMETROS MODAIS .....	137
5.7	INFLUÊNCIA DA VIA .....	141
5.7.1	Efeito compósito.....	141
5.7.2	Efeito de plastificação do balastro .....	143
5.8	ANÁLISE DINÂMICA .....	144
5.8.1	Resposta dinâmica para os comboios reais .....	145
5.8.2	Resposta dinâmica para os comboios de fadiga .....	148
5.9	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE .....	153
5.9.1	Influência do número de modos de vibração.....	153
5.9.2	Influência da configuração de cargas.....	159
5.9.3	Influência da velocidade .....	162
6	ANÁLISE DE FADIGA DA PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O RIO DO SONH	167
6.1	INTRODUÇÃO .....	167
6.2	DETALHES ESTRUTURAIS.....	167
6.2.1	Vigas principais.....	168
6.2.2	Contraventamentos .....	169
6.2.3	Conectores .....	172
6.2.4	Localização dos detalhes construtivos .....	172

6.3	AVALIAÇÃO DO DANO DE FADIGA .....	174
6.3.1	Cenários de tráfego real.....	175
6.3.2	Cenário de tráfego regulamentar.....	181
6.3.3	Análise comparativa.....	186
6.4	ANÁLISE PARAMÉTRICA DA FADIGA .....	189
6.4.1	Influência do aumento da velocidade .....	189
6.4.2	Influência da carga por eixo .....	191
6.4.3	Influência da degradação da estrutura .....	194
6.4.4	Influência conjunta do aumento de carga e degradação.....	197
6.4.5	Influência do coeficiente parcial de resistência à fadiga ( $\gamma_{mf}$ ).....	200
7	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	203
7.1	CONCLUSÕES.....	203
7.2	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	209
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	211
	ANEXO I.....	219
	ANEXO II .....	239

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1</b> – Percentagem de mercadorias transportadas (TKU) a nível mundial (adaptado de Thompson, 2010) .....	2
<b>Figura 1.2</b> – Evolução dos investimentos e da quantidade de mercadorias transportadas nas malhas ferroviárias existentes concedidas a privados (adaptado de ANTF, 2013).....	3
<b>Figura 1.3</b> – Rede ferroviária de mercadorias no Brasil (estimativa para 2017) .....	3
<b>Figura 1.4</b> – Passagem de um comboio de mercadorias sobre uma ponte ferroviária (adaptado de Sustainable Bridges, 2007).....	4
<b>Figura 1.5</b> – Fendas de fadigas na viga principal de uma ponte metálica na linha de Santa Maria (Brasil) (adaptado de Afonso, 2007).....	4
<b>Figura 1.6</b> – Substituição de rebites por parafusos de alta resistência na Ponte da Barra em Ouro Preto (Brasil) (adaptado de Cardoso, 2007).....	5
<b>Figura 1.7</b> – Fenda de fadiga na alma da longarina de uma ponte da rede ferroviária brasileira .....	6
<b>Figura 1.8</b> – Fenda de fadiga em cantoneira de ligação entre duas vigas (adaptado de Afonso, 2007) .....	7
<b>Figura 1.9</b> – Vista geral da ponte ferroviária do rio São João (Afonso, 2007) .....	7
<b>Figura 1.10</b> – Dano acumulado linear em uma longarina (Afonso, 2007) .....	8
<b>Figura 1.11</b> – Vista do tramo central da ponte de Alcácer do Sal (adaptado de Ribeiro, 2004) .....	8
<b>Figura 1.12</b> – Resposta dinâmica sob ação de tráfego: a) Registo de tensão normal e, b) Espectros de tensões na corda superior, devido à passagem do comboio TALGO, às velocidades de 185 km/h e 265 km/h .....	9
<b>Figura 1.13</b> – Valor do dano da fadiga: a) corda superior e, b) corda inferior, para a passagem dos comboios EUROSTAR, THALYS, TALGO e TGV em função da velocidade (adaptado de Ribeiro, 2004) .....	9

<b>Figura 1.14</b> – Vista geral da ponte de Trezói e o elemento alvo da análise de fadiga (adaptado de Marques, 2006) .....	11
<b>Figura 1.15</b> – Modelo numérico da ligação: a) Pormenor da ligação; b) Malha de elementos finitos; c) Tensões principais – $\sigma_1$ ; d) Tensões principais – $\sigma_3$ (adaptado de Marques, 2006).....	12
<b>Figura 1.16</b> – Função de distribuição de probabilidade da duração à fadiga (adaptado de Marques, 2006) .....	13
<b>Figura 1.17</b> – Viaduto de <i>la Scarpe</i> : a) vista geral; b) Seção transversal do tabuleiro.....	14
<b>Figura 1.18</b> – Danos acumulados obtidos nos vários pontos de análise considerando os cenários de tráfego: a) normal e, b) pesado (Figueiredo, 2007).....	15
<b>Figura 1.19</b> – Dano obtido pelos métodos da tensão equivalente de dano e do dano acumulado nos diversos pontos de análise, para os cenários de tráfego: a) normal e, b) pesado (Figueiredo, 2007) .	15
<b>Figura 1.20</b> – Dano acumulado determinado no banzo inferior da viga principal para: a) velocidade de projeto e b) velocidade de ressonância (Figueiredo, 2007) .....	16
<b>Figura 1.21</b> – Vista geral da Ponte de Prester (Rocha, 2009) .....	16
<b>Figura 1.22</b> – Vista inferior do tabuleiro da ponte de Prester (Rocha, 2009) .....	17
<b>Figura 1.23</b> – Espectros de tensões e dano ao longo de 100 anos para uma longarina para a passagem do comboio THALYS às velocidades de: a) 350 km/h e b) 450 km/h .....	17
<b>Figura 1.24</b> – a) Influência da classe de resistência; b) da gama de frequências. A avaliação do dano por fadiga para passagem do comboio THALYS às velocidades de 350 e 450 km/h (adaptado de Rocha, 2009) .....	18
<b>Figura 1.25</b> – Modelo de elementos finitos: a) estrutura metálica principal e; b) pormenor do modelo de dois detalhes construtivos .....	19
<b>Figura 1.26</b> – Detalhes estruturais analisados: a) detalhe 2; b) detalhe 4b (adaptado de De Roeck et al., 2012) .....	19
<b>Figura 1.27</b> – Dano por fadiga em função do parâmetro de velocidade $\alpha$ para o modelo de cargas móveis, modelo com interação ponte-comboio e os modelos estáticos afetados de um coeficiente de amplificação dinâmica das normas, AREA, Eurocódigo 3 e BS5400: a) detalhe 1 e b) detalhe 4b...	20

<b>Figura 1.28</b> – Dano por fadiga em função do parâmetro de frequência $k$ para o modelo de cargas móveis, modelo com interação ponte-comboio e os modelos estáticos afetados de um coeficiente de amplificação dinâmica das normas, AREA, Eurocódigo 3 e BS5400: a) detalhe 1 e b) detalhe 4b...	21
<b>Figura 1.29</b> – Dano por fadiga em função do parâmetro de massa $Y$ para o modelo de cargas móveis, modelo com interação ponte-comboio e os modelos estáticos afetados de um coeficiente de amplificação dinâmica das normas, AREA, Eurocódigo 3 e BS5400: a) detalhe 1 e b) detalhe 4b...	21
<b>Figura 1.30</b> – Dano por fadiga em função do coeficiente de amortecimento $\xi$ para o modelo de cargas móveis, modelo com interação ponte-comboio e os modelos estáticos afetados de um coeficiente de amplificação dinâmica das normas, AREA, Eurocódigo 3 e BS5400: a) detalhe 1 e b) detalhe 4b (adaptado de De Roeck et al., 2012) .....	22
<b>Figura 2.1</b> – Fases do crescimento das fendas de fadiga: (1)-Iniciação da fenda; (2)-Crescimento da fenda; (3)-Propagação da fenda; (4)-Rotura (adaptado de Ngan, 2008) .....	26
<b>Figura 2.2</b> – Registo de tensão com amplitude e frequência variável de natureza semi-aleatória (adaptado de Afonso, 2007).....	27
<b>Figura 2.3</b> – Tensões em detalhes construtivos: a) tensão nominal e nominal modificada; b) tensão geométrica (adaptado de Ribeiro et. al., 2013).....	27
<b>Figura 2.4</b> – Curva de resistência à fadiga .....	29
<b>Figura 2.5</b> – Espectro de tensões .....	30
<b>Figura 2.6</b> – Determinação dos ciclos que originam a rotura (adaptado de EN1993-1-9, 2003).....	31
<b>Figura 2.7</b> – Tensão equivalente de fadiga (Ribeiro,2004) .....	32
<b>Figura 2.8</b> – Método do reservatório (adaptado de Branco et al., 1999).....	34
<b>Figura 2.9</b> - Método da gota d'água (adaptado de Frýba, 1996) .....	35
<b>Figura 2.10</b> – Diagrama $\sigma$ - $t$ equivalente (adaptado de Frýba, 1996) .....	36
<b>Figura 2.11</b> – Esquema da metodologia de análise de fadiga segundo os Eurocódigos (adaptado de Tembe, 2001) .....	37
<b>Figura 2.12</b> – Etapas do 2º nível de análise (Ribeiro, 2004) .....	38

<b>Figura 2.13</b> – Curva de resistência à fadiga para tensões normais no aço (adaptado de EN 1993-1-9, 2010) .....	39
<b>Figura 2.14</b> – Curva de resistência à fadiga para tensões de corte no aço (adaptado de EN 1993-1-9, 2010) .....	41
<b>Figura 2.15</b> – Resistência alternativa $\Delta\sigma C$ para os pormenores classificados como $\Delta\sigma C^*$ (adaptado de EN 1993-1-9 (2010)).....	42
<b>Figura 2.16</b> – Curva de resistência à fadiga para tensões de corte nos conectores (adaptado de EN1994-2, 2003).....	43
<b>Figura 2.17</b> – Modificação da amplitude de tensões para pormenores não soldados ou com relaxação de tensões (adaptado de 1993-1-9, 2010) .....	44
<b>Figura 2.18</b> – Influência da qualidade da soldadura na resistência à fadiga (Ribeiro et. al., 2013) ..	45
<b>Figura 2.19</b> – Exemplo de algumas categorias de detalhe presentes na EN 1993-1-9 (2010) .....	47
Figura 2.20 – Configurações de carga dos comboios regulamentares para análise de fadiga em pontes ferroviárias .....	48
<b>Figura 2.21</b> – Cargas por eixo em função do comprimento dos comboios de fadiga regulamentares: a) tráfego pesado; b) tráfego normal e; c) tráfego ligeiro.....	50
<b>Figura 2.22</b> – Fluxograma da ferramenta computacional FADBridge .....	51
<b>Figura 2.23</b> – FADBridge [módulo I] – Dados de entrada.....	53
<b>Figura 2.24</b> – FADBridge [módulo I] – Seleção dos resultados a visualizar .....	53
<b>Figura 2.25</b> – FADBridge [módulo I] – Visualização dos resultados .....	54
<b>Figura 2.26</b> – Interface FABRIDGE – módulo I: 5) Auto-espectro e filtro; 5a) Auto-espectro de um registo temporal e; 5b) assinatura dinâmica de um comboio.....	54
<b>Figura 2.27</b> – FADBridge [módulo II] Escolha dos cenários de tráfego.....	55
<b>Figura 2.28</b> – FADBridge [módulo II] Contagem de ciclos de tensão.....	56
<b>Figura 2.29</b> – FADBridge [módulo II] – Dano de fadiga .....	56



<b>Figura 3.1</b> – Representação da função de forma para aplicação da força nodal no nó <b>i</b> devido à passagem da carga móvel $P_k$ .....	60
<b>Figura 3.2</b> – Modelo do sistema iterativo ponte-comboio (adaptado de Ribeiro, 2012) .....	61
<b>Figura 3.3</b> – Metodologia iterativa para resolução do problema dinâmico com interação ponte-comboio (adaptado de Ribeiro, 2012) .....	62
<b>Figura 3.4</b> – Fluxograma do programa TBI adaptado para metodologia de cargas móveis (adaptado de Ribeiro, 2012) .....	67
<b>Figura 3.5</b> – Funções de forma de um elemento viga bidimensional (Ribeiro, 2012) .....	71
<b>Figura 3.6</b> – Código APDL para obtenção de deformações, tensões e forças em elementos finitos de casca do tipo SHELL43 .....	73
<b>Figura 3.7</b> – Comboios adicionados a base de dados do TBI .....	74
<b>Figura 3.8</b> – Ligação entre TBI e FADBridge.....	75
<b>Figura 4.1</b> – Modelo de carga “Load Model” (LM71) (adaptado de EN 1991-2, 2003) .....	78
<b>Figura 4.2</b> – Configuração para obtenção do momento fletor máximo a $\frac{1}{2}$ vão do tramo central de um tabuleiro com 5 tramos contínuos (Figueiredo, 2007) .....	79
<b>Figura 4.3</b> – Modelo de carga SW/0 (adaptado de EN 1991-2, 2003).....	79
<b>Figura 4.4</b> – Modelo de Carga SW/2 (adaptado de EN 1991-2, 2003).....	80
<b>Figura 4.5</b> – Fatores dinâmicos $\Phi_2$ e $\Phi_3$ em função do comprimento de deformabilidade $L_\Phi$ .....	83
<b>Figura 4.6</b> – Fluxograma para determinação da necessidade de realização de uma análise dinâmica da ponte (adaptado de Figueiredo, 2007 e Ribeiro, 2004) .....	84
<b>Figura 4.7</b> – Limites da frequência natural da ponte em função do vão $L$ (m).....	85
<b>Figura 4.8</b> - Amortecimento em função do vão (adaptado de ERRI D214/RP 9, 2001) .....	88
<b>Figura 4.9</b> – Coeficiente de amortecimento adicional ( $\Delta\xi$ ) em função do vão ( $L$ ) .....	90
<b>Figura 4.10</b> – Influência do amortecimento da resposta dinâmica de uma ponte: aceleração vertical e fator de amplificação dinâmica em função da velocidade do comboio (adaptado de Karoumi, 2007) .....	90

<b>Figura 4.11</b> – Influência da massa na resposta dinâmica de uma ponte: aceleração vertical e fator de amplificação dinâmica em função da velocidade do comboio (adaptado de Karoumi, 2007) .....	91
<b>Figura 4.12</b> – Influência da rigidez na resposta dinâmica de uma ponte: aceleração vertical e fator de amplificação dinâmica em função da velocidade do comboio (adaptado de Karoumi, 2007) .....	93
<b>Figura 4.13</b> – Definição da torção do tabuleiro (adaptado de EN 1990-AnnexA2, 2005) .....	95
<b>Figura 4.14</b> – Deslocamento vertical do tabuleiro (Figueiredo, 2007) .....	96
<b>Figura 4.15</b> – Variação de tensão normal nos carris para as ações de carga vertical e frenagem no 1º tramo de uma ponte (adaptado de Simões, 2009) .....	98
<b>Figura 4.16</b> – Modelos estruturais para a determinação dos efeitos resultantes da interação via-ponte: a) modelo completo; b) modelo simplificado (UIC 774-3R, 2001) .....	98
<b>Figura 4.17</b> – Pormenor do modelo estrutural para avaliação dos efeitos resultantes da interação via-ponte (adaptado de UIC 774-3R, 2001).....	99
<b>Figura 4.18</b> – Relação carga/deslocamento da ligação longitudinal via-tabuleiro (adaptado de EN 1991-2, 2003).....	99
<b>Figura 5.1</b> – Localização geográfica da linha ferroviária de Carajás (EFC) .....	103
<b>Figura 5.2</b> – Linha ferroviária de Carajás: (a) terminal marítimo de Ponta da Madeira - Maranhão; (b) mina de ferro Carajás – Pará (fonte: Google Earth, 2013).....	104
<b>Figura 5.3</b> – Planta de implantação da ponte ferroviária sobre o Rio do Sonho.....	105
<b>Figura 5.4</b> – Alçado da ponte ferroviária sobre o rio do Sonho .....	106
<b>Figura 5.5</b> – Estrutura metálica: (a) corte longitudinal da viga principal com enrijecedores transversais e longitudinais; (b) corte transversal A-A .....	107
<b>Figura 5.6</b> – Contraventamentos inferiores em cruz de Santo André (corte B-B da Figura 5.5) ....	107
<b>Figura 5.7</b> – Cortes transversais da estrutura metálica na zona dos contraventamentos: (a) zona do apoio; (b) zona do montante; (c) zona intermediária .....	108
<b>Figura 5.8</b> – Pormenor da estrutura metálica nas zonas dos apoios.....	109
<b>Figura 5.9</b> – Ligação do banzo superior ao tabuleiro através de conectores de perno soldados .....	109

<b>Figura 5.10</b> – Seção transversal do tabuleiro e da via balastrada .....	110
<b>Figura 5.11</b> – Esquemas de carga dos comboios reais (com vagões carregados).....	115
<b>Figura 5.12</b> – Cargas por eixo dos comboios reais carregados em função do comprimento .....	117
<b>Figura 5.13</b> – Comparação de cargas por eixo em função do comprimento entre um comboio real (CRC_1Ca) e um comboio regulamentar (CF11 – Tipo 11) .....	117
<b>Figura 5.14</b> – Assinatura dinâmica dos comboios reais: agressividade $S_0$ [kN] em função do comprimento de onda [m] .....	118
<b>Figura 5.15</b> – Principais grupos de eixos dos comboios reais CRC_1Ca, CRC_2C e CRP .....	118
<b>Figura 5.16</b> – Modelo tridimensional da ponte ferroviária sobre o Rio do Sonho .....	119
<b>Figura 5.17</b> – Pormenor da modelação das nervuras longitudinais e transversais.....	121
<b>Figura 5.18</b> – Ligação dos elementos finitos de viga (perfis e chapas de contraventamento) aos elementos finitos de casca (alma das vigas metálicas principais) .....	121
<b>Figura 5.19</b> – Ligações rígidas entre tabuleiro-murete, banzo-superior-tabuleiro e tabuleiro-balastro .....	124
<b>Figura 5.20</b> – Juntas de dilatação do tabuleiro .....	127
<b>Figura 5.21</b> – Carril TR-68.....	127
<b>Figura 5.22</b> – Pormenor da via e da ligação carril-palmilha.....	128
<b>Figura 5.23</b> – Travessa monobloco de betão pré-esforçado .....	129
<b>Figura 5.24</b> – Pormenor da modelação do prolongamento da via .....	130
<b>Figura 5.25</b> – Aparelho de apoio VU3000 do tipo pote (Profip, 2013): (a) perspetiva geral; (b) pote metálico .....	130
<b>Figura 5.26</b> – Aparelhos de apoio: (a) VF3000; (b) VU3000; (c) VM3000.....	131
<b>Figura 5.27</b> – Esquema de mobilidade da ponte.....	132
<b>Figura 5.28</b> – Modelo numérico do aparelho de apoio VM3000: (a) Vista geral; (b) corte frontal .	133

<b>Figura 5.29</b> – Deformada do modelo numérico do aparelho de apoio para atuação de uma carga permanente do tabuleiro .....	133
<b>Figura 5.30</b> – Elementos finitos de mola a simular os aparelhos de apoio .....	134
<b>Figura 5.31</b> – Deformada da estrutura para atuação das ações permanentes.....	137
<b>Figura 5.32</b> – Principais modos de vibração globais obtidos por via numérica .....	139
<b>Figura 5.33</b> – Principais modos de vibração locais obtidos por via numérica .....	140
<b>Figura 5.34</b> – Principais modos de vibração globais da ponte ferroviária sobre o rio do Sonho obtidos no modelo sem via .....	141
<b>Figura 5.35</b> – Valores de deslocamentos relativos longitudinais do balastro para os casos de carga C1, C2 e C3.....	143
<b>Figura 5.36</b> – Seções de controlo da resposta dinâmica da ponte.....	144
<b>Figura 5.37</b> – Seções de controlo, pontos de controlo por seção e respostas dinâmicas analisadas .	145
<b>Figura 5.38</b> – Registos temporais de deslocamentos no banzo inferior da viga principal na seção de meio vão do tramo 2 para a passagem dos comboios reais .....	146
<b>Figura 5.39</b> – Registos temporais de acelerações no banzo inferior da viga principal na seção de meio vão do tramo 2 para a passagem dos comboios reais .....	147
<b>Figura 5.40</b> – Registo de deslocamentos no banzo inferior da viga principal nas seções 1A, 1B, 1C e 1D para a passagem de comboios reais à velocidade de 80 km/h.....	147
<b>Figura 5.41</b> – Esquema da entrada e saída dos grupos de eixos do comboio real CRC_1Ca no tramo 2 da ponte.....	148
<b>Figura 5.42</b> – Registo de deslocamentos no banzo inferior da viga principal na seção 2C para os comboios dos cenários de tráfego de fadiga: a) Pesado; b) Normal; c) Ligeiro.....	149
<b>Figura 5.43</b> – Registo de acelerações no banzo inferior da viga principal na seção 2C para os comboios de fadiga regulamentares: a) comboio de mercadoria (CF5); b) comboio de alta velocidade (CF3); c) comboio suburbano (CF9) .....	150
<b>Figura 5.44</b> – Registo de tensões no banzo inferior da viga principal na seção 2C para os cenários de tráfego dos comboios de fadiga: a) Pesado; b) Normal; c) Ligeiro .....	151

<b>Figura 5.45</b> – Registo de acelerações na laje do tabuleiro a 1/2 vão do tramo 2 para passagem do comboio CRC_1Ca à velocidade de 80 km/h .....	153
<b>Figura 5.46</b> – Registo das acelerações verticais máximas na laje do tabuleiro ao longo do desenvolvimento da ponte para a passagem do comboio real CRC_1Ca à velocidade de 80 km/h	154
<b>Figura 5.47</b> – Registo de acelerações no banzo inferior da viga principal na seção 2C para passagem do comboio CRC_1Ca à velocidade de 80 km/h .....	155
<b>Figura 5.48</b> – Registo dos deslocamentos verticais máximos no banzo inferior da viga principal ao longo do desenvolvimento da ponte para a passagem do comboio real CRC_1Ca à velocidade de 80 km/h .....	156
<b>Figura 5.49</b> – Registo de tensões no banzo inferior da viga principal na seção 2C para passagem do comboio CRC_1Ca à velocidade de 80 km/h .....	156
<b>Figura 5.50</b> – Registo de tensões normais máximas no banzo inferior da viga principal ao longo do desenvolvimento da ponte para a passagem do comboio real CRC_1Ca à velocidade de 80 km/h	157
<b>Figura 5.51</b> – Registos de tensões na alma da viga principal (Seção 2C) para a passagem do comboio real CRC_1Ca à velocidade de 80 km/h no ponto: (a) 2,2 m abaixo do eixo neutro da seção; (b) 1,6 m abaixo do eixo neutro da seção e; (c) 0,5 m abaixo do eixo neutro da seção .....	158
<b>Figura 5.52</b> – Configurações de cargas do comboio real de mercadorias CRC_1C .....	159
<b>Figura 5.53</b> – Registo de acelerações verticais e respetivo auto-espectro, no banzo inferior na seção 2C para a passagem do comboio real CRC_1C à velocidade de 80 km/h: (a) auto-espectros; (b) assinaturas dinâmicas do comboio .....	160
<b>Figura 5.54</b> – Deslocamentos no banzo inferior na seção 2C para passagem do comboio CRC_1Ca para uma gama de velocidades entre 80-240 km/h. (a) registos temporais; (b) auto-espectros .....	162
<b>Figura 5.55</b> – Efeito de amplificação dinâmica no registo de deslocamento no banzo inferior da viga principal na seção 2C para passagem do comboio CRC_1Ca às velocidades de 80 km/h e 100 km/h .....	164
<b>Figura 5.56</b> – Assinatura dinâmica para a passagem do comboio real de mercadorias CRC_1Ca a uma gama de velocidades entre 80 e 200 km/h. ....	165

<b>Figura 6.1</b> – Detalhes construtivos na viga principal: a) vista geral; b) ligações soldadas na alma e nos banzos (detalhe 1a e 1b); c) nervuras longitudinais e verticais soldadas à alma da viga principal (detalhe 2a e 2b).....	169
<b>Figura 6.2</b> – Detalhes construtivos dos contraventamentos na zona dos apoios: a) vista geral; b) ligação do travamento superior à nervura vertical (detalhe 3); c) ligação do nó reticulado em K (detalhe 4); d) ligação da diagonal e do travamento inferior à nervura vertical (detalhe 5a e 5b).....	170
<b>Figura 6.3</b> – Detalhe construtivo do travamento inferior (PS180) nas zonas dos montantes e nas zonas intermediárias (Detalhe 6) .....	171
<b>Figura 6.4</b> – Detalhe construtivo dos conectores de perno soldados aos banzos superiores das vigas principais.....	172
<b>Figura 6.5</b> – Curvas de resistência à fadiga para os detalhes construtivos: a) detalhe 1b; b) detalhes 2b e 7; c) detalhes 1a, 5a, 5b e 6; d) detalhe 2a; e) detalhes 3 e 4 .....	173
<b>Figura 6.6</b> – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio CRC_1Ca à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais. ....	176
<b>Figura 6.7</b> – Registo temporal de tensões em função da posição das cargas do comboio CRC_1Ca no detalhe 1a.....	179
<b>Figura 6.8</b> – Espectros de tensão anual para o cenário de tráfego real 1 nos diferentes detalhes estruturais.....	180
<b>Figura 6.9</b> – Registos de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio CF5 à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais.....	182
<b>Figura 6.10</b> – Espectros de tensão anual para o cenário de tráfego regulamentar nos diferentes detalhes estruturais.....	185
<b>Figura 6.11</b> – Dano anual de fadiga para os cenários reais e cenário regulamentar pesado nos detalhes estruturais.....	186
<b>Figura 6.12</b> – Vida residual – Cenários Reais vs. Cenário; (a) Detalhe 3 e; (b) Detalhe 4 .....	188
<b>Figura 6.13</b> – Registos de tensões e histogramas no detalhe 1a para a passagem do comboio real CRC_1Ca em uma gama de velocidades entre 80-240 km/h.....	189

<b>Figura 6.14</b> – Valor do dano anual no detalhe 1a em função da velocidade de circulação do comboio real CRC_1Ca.....	191
<b>Figura 6.15</b> – Registos de tensões e espectros de tensão, para o período de 1 ano, para os cenários de tráfego real 1 e real A para os detalhes: a) detalhe 3; b) detalhe 4.....	192
<b>Figura 6.16</b> – Valor do dano anual e respetiva vida residual para os detalhes 1a, 3 e 4.....	193
<b>Figura 6.17</b> – Cenários de degradação da estrutura D1 e D2.....	194
<b>Figura 6.18</b> – Valores do dano anual e respetivas estimativas do tempo de vida residual para os cenários sem degradação e com degradação (D1 e D2) para os detalhes 1a, 3 e 4.....	195
<b>Figura 6.19</b> – Registos de tensão e respetivos ciclos de tensão de cada comboio real considerando o período de um ano, para os cenários: a) real 1; b) real com degradação (D2). ....	196
<b>Figura 6.20</b> – Valores do dano anual e respetivas estimativas do tempo de vida residual para os cenários A+D1 e A+D2 e para os detalhes 1a, 3 e 4. ....	197
<b>Figura 6.21</b> – Registos de tensões e histograma no detalhe 3 na seção 1A para os cenários de tráfego: a) real 1; b) real A+D2 .....	198
<b>Figura 6.22</b> – Registos de tensões e histograma no detalhe 4 na seção 2E para os cenários de tráfego: a) real 1; b) real A+D2 .....	199
<b>Figura 6.23</b> – Vida Residual (anos) em função do coeficiente parcial de segurança $\gamma_{mf}$ . (a) Detalhe 3 e; (b) Detalhe 4.....	201





## ÍNDICE DE QUADROS

<b>Quadro 1.1</b> – Dano anual nos elementos analisados para os cenários de tráfego hipotético e de fadiga regulamentar (adaptado de Ribeiro, 2004) .....	10
<b>Quadro 1.2</b> – Dano anual e vida residual do elemento 30 para os cenários de tráfego preconizados na .....	11
<b>Quadro 1.3</b> – Vida residual à fadiga da ligação estudada em função dos cenários de crescimento do tráfego ferroviário considerados (adaptado de Marques, 2006) .....	12
<b>Quadro 2.1</b> – Valores recomendados do coeficiente parcial de segurança relativo à resistência à fadiga (adaptado de EN 1993-1-9, 2010) .....	46
<b>Quadro 2.2</b> – Cenários de tráfego regulamentares (adaptado de EN 1991-2, 2003) .....	49
<b>Quadro 3.1</b> – Parâmetros gerais e do algoritmo necessários para a execução do programa TBI .....	68
<b>Quadro 4.1</b> – Valores do coeficiente de amortecimento ( $\xi$ ) (adaptado de EN 1991-2, 2003) .....	89
<b>Quadro 4.2</b> – Valores máximos da aceleração vertical do tabuleiro .....	94
<b>Quadro 4.3</b> – Valores máximos da torção do tabuleiro em função da velocidade $v$ da linha .....	95
<b>Quadro 4.4</b> – Variação angular máxima e raio de curvatura mínimo .....	96
<b>Quadro 4.5</b> – Limite de tensões nos carris para análises de estabilidade efetuadas para carris UIC 60 .....	100
<b>Quadro 4.6</b> – Limites de deslocamento longitudinal devido às forças de arranque e frenagem .....	100
<b>Quadro 4.7</b> – Limites de deslocamento longitudinal devido às ações verticais (LM71 ou SW/0) ...	101
<b>Quadro 4.8</b> – Limites de deslocamento vertical em função da velocidade máxima de circulação ...	101
<b>Quadro 4.9</b> – Valores máximos admissíveis da aceleração vertical no interior das carruagens $b_v$ , em função do nível de conforto dos passageiros (adaptado de EN 1990-AnnexA2, 2005) .....	101
<b>Quadro 5.1</b> – Características dos veículos que circulam na linha ferroviária de Carajás (EFC) .....	111
<b>Quadro 5.2</b> – Comboios em circulação na EFC (Adaptado de ANTT, 2013) .....	112

<b>Quadro 5.3</b> – Cargas por eixo estimadas a partir da declaração de rede da Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT, 2013).....	113
<b>Quadro 5.4</b> – Localização e características geométricas dos elementos estruturais metálicos .....	122
<b>Quadro 5.5</b> – Elementos de massa adicionados ao modelo numérico do tabuleiro .....	126
<b>Quadro 5.6</b> – Outros parâmetros do modelo numérico do aparelho de apoio.....	133
<b>Quadro 5.7</b> – Estimativa das reações verticais nos apoios por meio de um cálculo manual.....	136
<b>Quadro 5.8</b> – Frequências próprias de vibração ( $f$ ) e configurações dos modos.....	138
<b>Quadro 5.9</b> – Frequências de vibração obtidas com base nos modelos numéricos com e sem inclusão da via .....	142
<b>Quadro 6.1</b> – Detalhes para análise de fadiga e respectivas localizações .....	173
<b>Quadro 6.2</b> – Volume de tráfego anual para o cenário de tráfego real .....	175
<b>Quadro 6.3</b> – Cenários de tráfego real considerados na avaliação do dano por fadiga.....	175
<b>Quadro 6.4</b> – Variação das características geométricas das seções da viga principal e do tabuleiro nos cenários sem degradação e com degradação.....	195

# INTRODUÇÃO

## 1.1 ENQUADRAMENTO

Nos últimos anos o transporte ferroviário tem crescido consideravelmente, demonstrando ser primordial para o crescimento económico e social dos países em, particular os desenvolvidos e em vias de desenvolvimento.

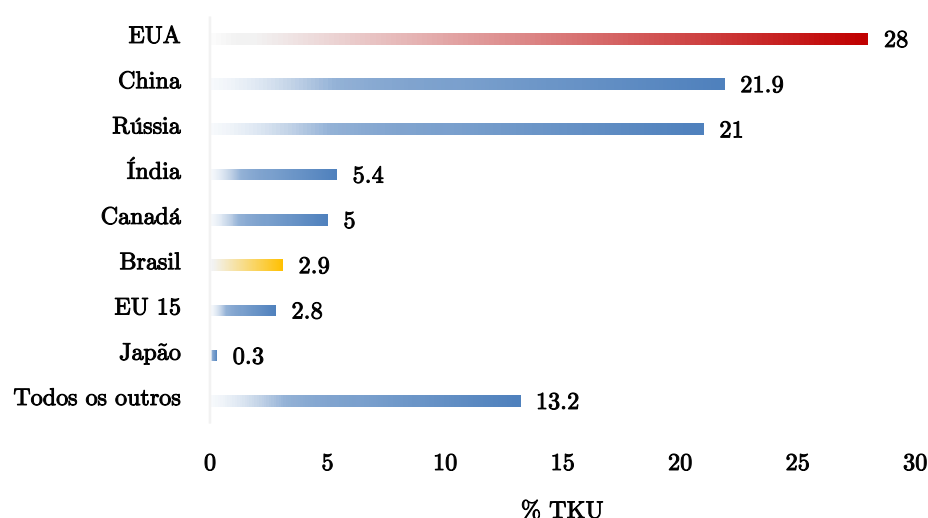
O transporte ferroviário quando comparado a outros meios de transporte, nomeadamente aos transportes rodoviário, aéreo e marítimo, apresenta grandes vantagens, tais como uma maior eficiência energética, menores custos de transporte, uma maior segurança para as pessoas e mercadorias transportadas, uma vez que os índices de acidentes e de roubos são reduzidos, apresentando menor impacto ambiental devido a um menor consumo de combustíveis e de emissão de gases nocivos para a atmosfera.

O transporte ferroviário de mercadorias tem sofrido importantes inovações tecnológicas ao longo dos últimos anos. De entre as mais recentes destaque-se a implementação de sistemas de comunicação digital, de sistemas de identificação automáticas dos veículos das linhas férreas, e a utilização de material circulante mais moderno e que permite atingir velocidades mais elevadas.

Recentemente a União Europeia através da Diretiva 913/2013 alargou a estratégia de interoperabilidade entre os diversos países europeus para o tráfego ferroviário de mercadorias, procurando estabelecer critérios gerais de gestão e operação das linhas de mercadorias tendo em vista o aumento da sua competitividade (Laeta, 2012).

A classificação por parte de inúmeros países, das linhas ferroviárias de mercadorias em linhas estratégicas, tem contribuído para o crescimento do transporte ferroviário a nível Mundial.

Na Figura 1.1 são apresentados os valores, em percentagem, das mercadorias transportadas a nível mundial.

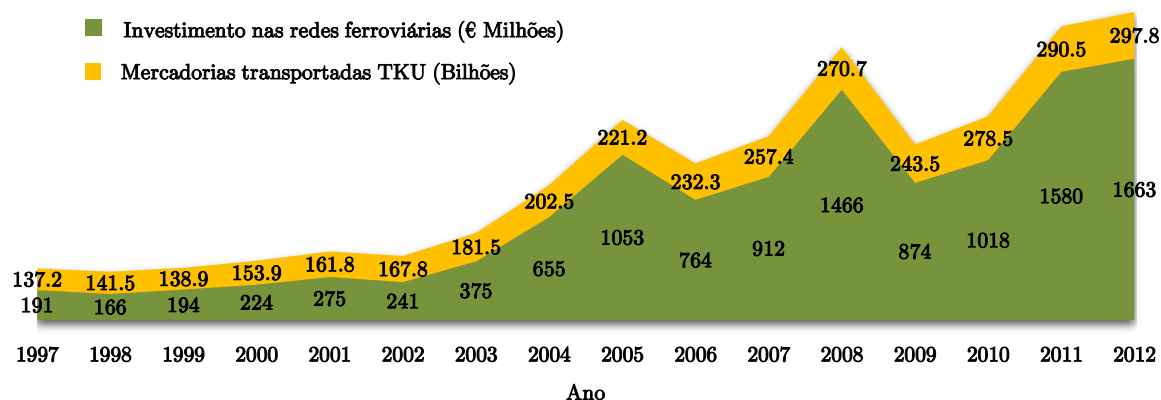


**Figura 1.1** – Percentagem de mercadorias transportadas (TKU) a nível mundial  
(adaptado de Thompson, 2010)

Em termos da mercadoria transportada em linhas ferroviárias, os Estados Unidos é o país que regista a maior percentagem das toneladas por quilómetro útil (TKU) a nível Mundial, com 28,0 %, seguido da China (21,9 %), e da Rússia (21 %) (Thompson, 2010). O Brasil regista 3,1 % do transporte mundial de mercadorias, um valor ainda bastante inferior ao das grandes potências mundiais.

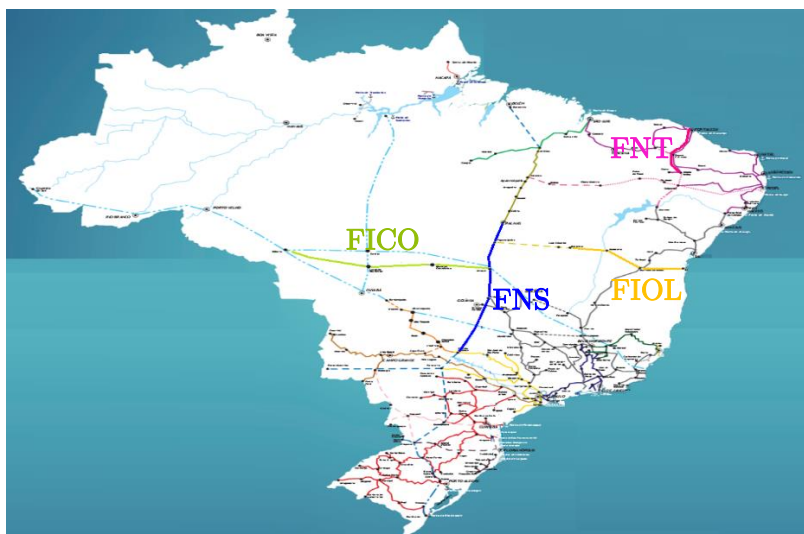
No Brasil, com o programa de concessão de 11 linhas ferroviárias realizado pelo governo brasileiro à iniciativa privada, entre 1996 e 1999, tem havido um crescimento significativo das mercadorias transportadas nas linhas ferroviárias, devido à melhoria das condições de operabilidade e de segurança das vias, à aquisição de novas locomotivas e vagões e reconversão da frota existente, e à adoção de programas de preservação ambiental e ação social, entre outros.

O aumento das mercadorias transportadas por via ferroviária atingiu 117% em 16 anos de concessão, em virtude do enorme investimento realizado pelas concessionárias nas linhas ferroviárias existentes (Figura 1.2).



**Figura 1.2** – Evolução dos investimentos e da quantidade de mercadorias transportadas nas redes ferroviárias existentes concedidas a privados (adaptado de ANTF, 2013)

Estima-se que em 2020 o Brasil alcance os 40.000 km de rede ferroviária. Para que esta meta seja cumprida, estão a ser construídas 4 novas linhas ferroviárias de mercadorias que atravessam o território brasileiro, nomeadamente (ANTF, 2012) (Figura 1.3): Ferrovia Norte-Sul (FNS); Ferrovia de Integração Oeste-Eeste (FIOL); Ferrovia de Integração Centro-Oeste (FICO) e Ferrovia Nova Transnordestina (FNT).



**Figura 1.3** – Rede ferroviária de mercadorias no Brasil (estimativa para 2017)

(adaptado de ANTF, 2012)

A necessidade de transportar quantidades cada vez maiores de bens e mercadorias, em períodos de tempo cada vez mais reduzidos, tem motivado o significativo aumento das cargas por eixo e da velocidade de circulação dos comboios de mercadorias.



**Figura 1.4** – Passagem de um comboio de mercadorias sobre uma ponte ferroviária  
(adaptado de Sustainable Bridges, 2007)

Estas novas exigências impõem às pontes e viadutos novos requisitos de desempenho relacionados com a segurança estrutural (amplificações dinâmicas e fadiga) e com a segurança do tráfego associados à estabilidade da camada de balastro e do contacto roda-carril. A repetibilidade e a intensidade das solicitações a que as pontes ferroviárias são submetidas, mesmo que durante curtos intervalos de tempo, causam uma deterioração progressiva dos seus elementos estruturais. Em geral, estas ações dinâmicas, de carácter cíclico, originam tensões inferiores à tensão de rotura do material. Porém quando experimentadas repetidas vezes ao longo da vida útil da estrutura, poderão originar a iniciação e propagação de fissuras em elementos estruturais ou ligações de elementos estruturais. Este fenómeno é designado por fadiga.

Na Figura 1.5 é apresentado um elemento estrutural de uma ponte onde é visível uma fenda de fadiga que conduz à sua substituição.



**Figura 1.5** – Fendas de fadiga na viga principal de uma ponte metálica na linha de Santa Maria  
(Brasil) (adaptado de Afonso, 2007)

O fenómeno da fadiga é geralmente negligenciado pelo projetista, que utiliza métodos e modelos de cálculo simplificados que muitas vezes não conseguem reproduzir corretamente as zonas de concentração de tensões que ocorrem nas ligações dos elementos estruturais.

A ocorrência de fenómenos de fadiga tem levado a que as administrações ferroviárias tenham um aumento de gastos em operações de manutenção das pontes, obrigando a inspeções mais frequentes e a substituição de elementos estruturais, de forma a prevenir roturas que poderiam levar à interrupção da via ou mesmo à perda de vidas humanas.

Na Figura 1.6 é apresentada uma ligação rebitada de uma ponte ferroviária, em que os rebites foram substituídos por parafusos de alta resistência de modo a prevenir o aparecimento de fendas de fadiga.



**Figura 1.6** – Substituição de rebites por parafusos de alta resistência na Ponte da Barra em Ouro Preto (Brasil) (adaptado de Cardoso, 2007)

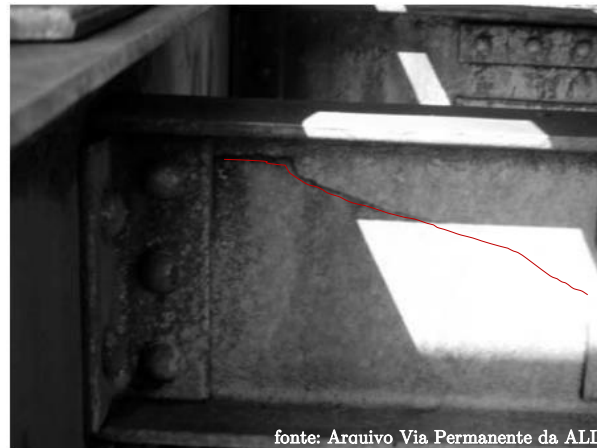
A maioria das linhas ferroviárias de mercadorias tem um número elevado de pontes e viadutos, muitas vezes em estrutura metálica, pelo que os estudos de fadiga e avaliação do dano por fadiga têm assumido importância crescente.

Na seção 1.2 serão apresentados alguns estudos realizados no âmbito da análise da fadiga em viadutos e pontes ferroviárias com tabuleiro do tipo metálico e misto aço-betão.

## 1.2 INVESTIGAÇÕES ANTERIORES

Almeida (1990) analisou a causa do aparecimento de fendas nas longarinas de uma ponte ferroviária, localizada na linha Paranaguá-Curitiba na rede ferroviária brasileira. O autor constatou que o fenómeno deveu-se a uma má concepção de um reforço estrutural das

longarinas para atender ao aumento das cargas de tráfego. O reforço das longarinas implicou a alteração das condições de apoio das vigas transversais que passaram de um sistema simplesmente apoiado para bi-encastrado. Esta alteração provocou o aumento das tensões no banzo superior causando a rotura do elemento (Figura 1.7).

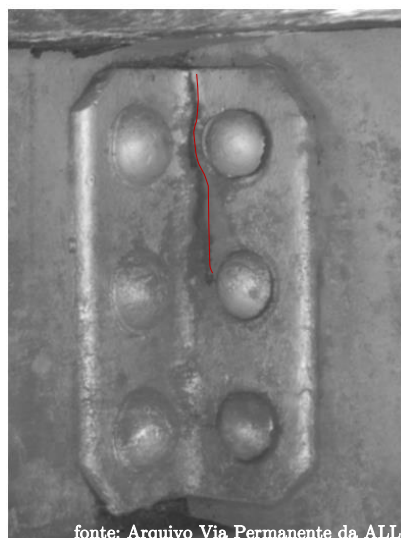


**Figura 1.7** – Fenda de fadiga na alma da longarina de uma ponte da rede ferroviária brasileira

(adaptado de Afonso, 2007)

Al-Emrani e Kliger (2003) realizaram a análise de fadiga da ligação entre duas vigas metálicas por intermédio de cantoneiras rebitadas, recorrendo a um modelo numérico tridimensional, de elementos finitos complementado com testes experimentais. Com o modelo de elementos finitos foi possível verificar, que a ligação oferece rigidez rotacional à viga, dando origem a momentos fletores não previstos em projeto e por isso provocando fendas de fadiga na cantoneira (Figura 1.8).





**Figura 1.8** – Fenda de fadiga em cantoneira de ligação entre duas vigas (adaptado de Afonso, 2007)

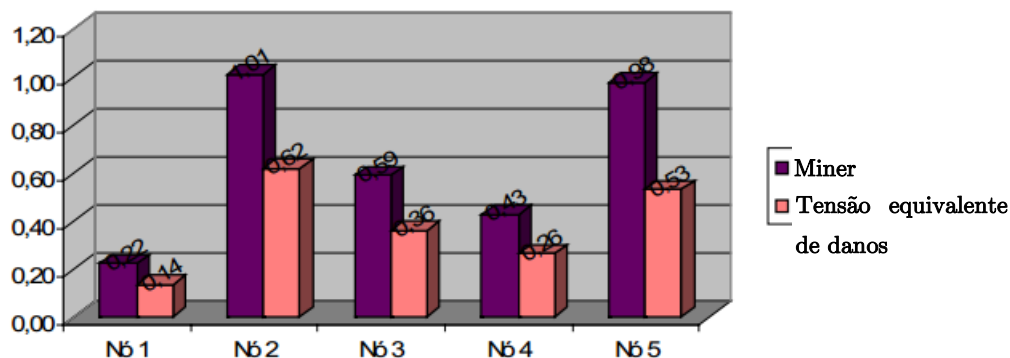
Afonso (2007), realizou um estudo na ponte ferroviária sobre o Rio São João, localizada na linha Paranaguá-Curitiba (Figura 1.9), a qual apresentou falha por fadiga nas suas longarinas.



**Figura 1.9** – Vista geral da ponte ferroviária do rio São João (Afonso, 2007)

Com base a um modelo numérico da ponte sob ação de tráfego, o autor comparou o dano obtido em várias longarinas por aplicação da regra de Miner com o estimado através da tensão equivalente de danos proposta pela AREMA (2000).

Na Figura 1.10 apresenta-se o dano linear acumulado obtido numa das longarinas onde é possível observar que o valor do dano em todos os nós do elemento analisado com recurso à regra de Miner foi superior ao obtido pelo método de tensão equivalente de danos. O mesmo se verificou para outras longarinas analisadas.



**Figura 1.10** – Dano acumulado linear em uma longarina (Afonso, 2007)

Na Europa e em Portugal, existem também estudos recentes realizados por Ribeiro (2004), Marques (2006), Rocha (2009) e De Roeck et al., (2012) no âmbito da análise da fadiga de pontes ferroviárias.

Ribeiro (2004) realizou o estudo de fadiga de alguns elementos estruturais da ponte de Alcácer do Sal situada na Linha do Sul da rede ferroviária portuguesa. A ponte é constituída por oito tramos simplesmente apoiados totalizando um comprimento de 291,25 m. Cada tramo é constituído por duas vigas principais semi-parabólicas, em aço macio, do tipo “Bowstring”.

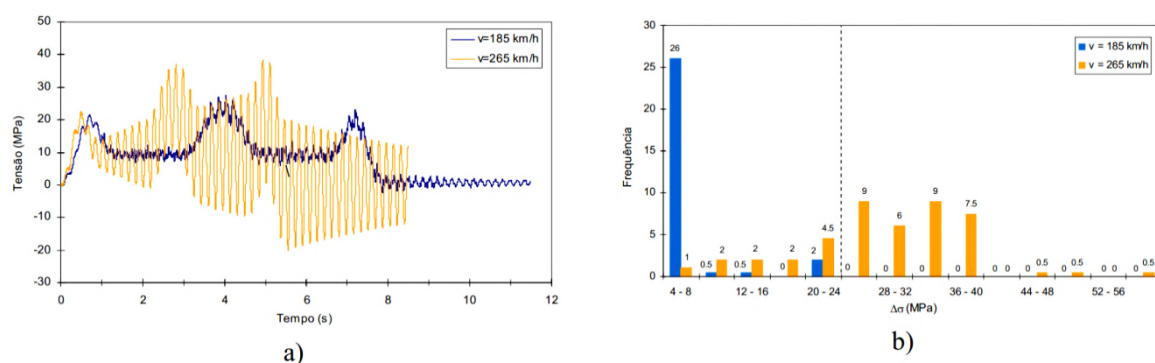
Na Figura 1.11 é apresentada a vista geral do tramo central da ponte de Alcácer do Sal.



**Figura 1.11** – Vista do tramo central da ponte de Alcácer do Sal (adaptado de Ribeiro, 2004)

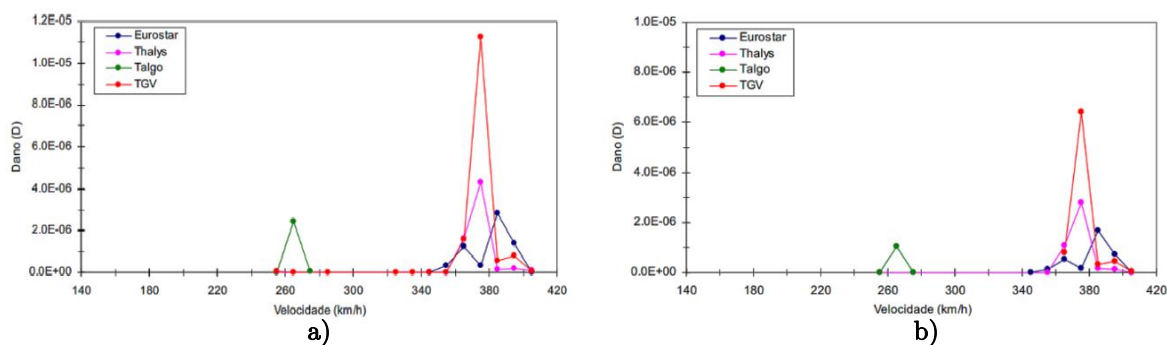
O estudo de fadiga incidiu sobre alguns elementos do tabuleiro e dos arcos do tramo central, nomeadamente um montante, uma corda superior, uma corda inferior e uma diagonal para

a passagem de comboios reais de alta velocidade e dos comboios de fadiga regulamentares presentes na EN 1991-2 (2003). O dano nestes elementos foi calculado através do método da acumulação do dano e os registos de tensão normal e respetivos espectros de amplitudes de tensões para a passagem do comboio TALGO às velocidades de 185 km/h e 265 km/h são apresentados na Figura 1.12. Os resultados mostram que em ressonância existem dano por fadiga. Ao invés, na velocidade fora de ressonância os ciclos de tensão estão a baixo da tensão limite de fadiga.



**Figura 1.12** – Resposta dinâmica sob ação de tráfego: a) Registo de tensão normal, e b) espectros de amplitudes de tensões na corda superior, devido à passagem do comboio TALGO, às velocidades de 185 km/h e 265 km/h

Na Figura 1.13 são apresentados os danos provocados na corda superior e na corda inferior para a passagem dos comboios reais de alta velocidade EUROSTAR, THALYS, TALGO e TGV. Note-se que o dano (D) foi baseado num critério de somatório cumulativo do dano, nomeadamente na regra de Palmgren-Miner, em que a rotura do elemento é atingida quando  $D=1$ .



**Figura 1.13** – Valor do dano da fadiga: a) corda superior, e b) corda inferior, para a passagem dos comboios EUROSTAR, THALYS, TALGO e TGV em função da velocidade (adaptado de Ribeiro, 2004)

É possível observar através das figuras que só houve dano significativo para velocidades próximas da velocidade de ressonância dos comboios. Os danos provocados nas barras montante e diagonal são muito pequenos, e portanto desprezáveis.

Este autor também admitiu na análise da fadiga um cenário hipotético de tráfego, considerando os comboios reais referidos anteriormente, e os cenários de tráfego regulamentares normal, pesado e ligeiro. No Quadro 1.1 apresentam-se os valores máximos do dano sofrido nos elementos analisados, para os cenários de tráfego de fadiga regulamentares e para o cenário hipotético de tráfego de alta velocidade.

**Quadro 1.1** – Dano anual nos elementos analisados para os cenários de tráfego hipotético e de fadiga regulamentar (adaptado de Ribeiro, 2004)

Cenário		Dano anual			
		Corda superior	Corda inferior	Montante	Diagonal
Hipotético	[240,300] km/h	0.1381	0.0590	-	-
	[300,360] km/h	0.0200	0.0072	-	-
	[360,420] km/h	0.6416	0.3659	-	-
Regulamentar	normal	0.1077	0.0753	0.0076	0.0269
	pesado	0.0639	0.0433	0.0138	0.0559
	ligeiro	0.0004	0.0003	0.0001	0.0015

Para o cenário de tráfego regulamentar as barras correspondentes ao montante e à diagonal sofreram dano, o que não se verificou para o cenário hipotético. O dano anual para o cenário de tráfego hipotético na gama de velocidades entre 360-420 km/h foi superior ao dano provocado por qualquer um dos cenários de tráfego regulamentar.

No entanto para velocidades mais baixas os cenários regulamentares normal e pesado provocaram um dano maior do que o obtido pelo cenário hipotético.

Marques (2006), realizou a análise de fadiga da ponte de Trezói, localizada na linha da Beira Alta da rede ferroviária portuguesa.

Na Figura 1.14 apresenta-se a vista geral da ponte de Trezói com a indicação de um dos elementos analisados.



**Figura 1.14** – Vista geral da ponte de Trezói e o elemento alvo da análise de fadiga  
(adaptado de Marques, 2006)

O tabuleiro da ponte é formado por três tramos (39,00 + 48,00 + 39,00 m) com um comprimento total de 126 m. A ponte é constituída por duas vigas principais, do tipo Warren, em cada tramo, com banzos paralelos e com uma altura de 5,68 m.

Marques (2006) considerou um cenário de tráfego com os comboios de fadiga regulamentares da EN 1991-2 (2003), e utilizou para além do método do dano acumulado, os métodos da tensão equivalente de fadiga e da mecânica da fratura.

O dano anual e residual provocados no elemento 30 para os cenários de tráfego de fadiga regulamentares, são apresentados no Quadro 1.2.

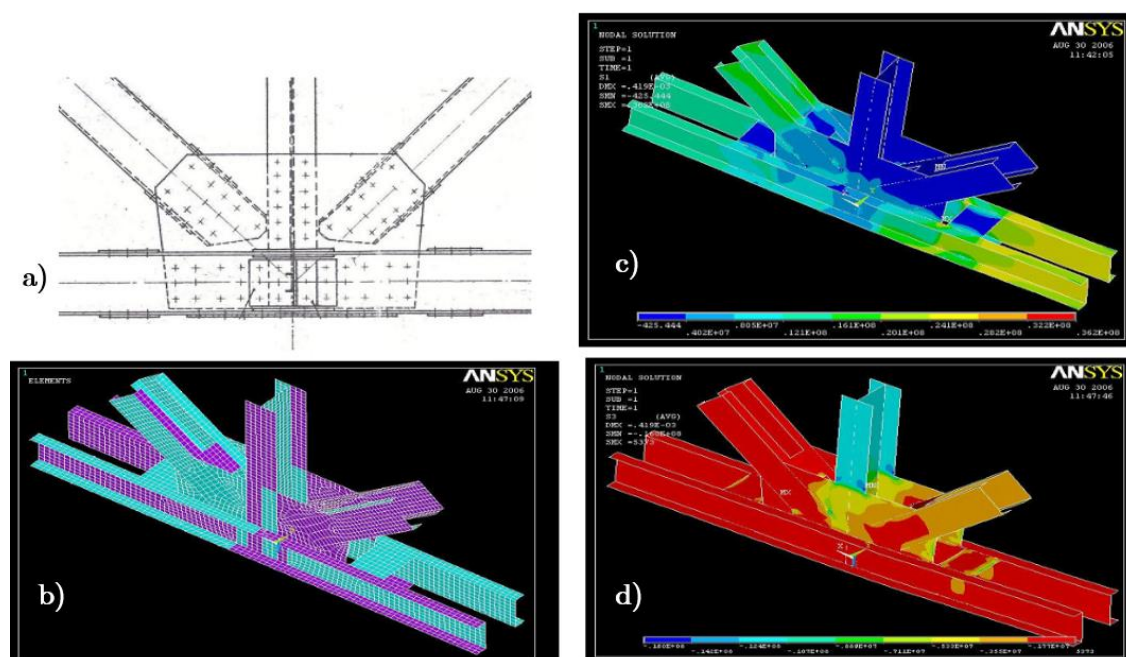
**Quadro 1.2** – Dano anual e vida residual do elemento 30 para os cenários de tráfego preconizados na EN 1991-2 (2003) (adaptado de Marques, 2006)

	Cenário de tráfego		
	Normal	Pesado	Ligeiro
Total (1 ano)	0.0053	0.0056	0.0013
Total (50 anos)	0.2596	0.27489	0.0636
Dano residual	0.7404	0.72511	0.9364
Vida residual (anos)	138.8	128.3	720.6

Nesta análise ficou comprovado que o cenário de tráfego pesado seria o mais gravoso em termos de dano no elemento 30, ao qual corresponderia a uma vida residual de 128 anos.

Neste estudo também foi desenvolvido um modelo de elementos finitos para simular uma ligação rebitada entre o banzo inferior (elemento 30), o montante e as diagonais (Figura 1.15). Este modelo permitiu ao autor obter um fator de concentração de tensões para o

elemento 30 de  $k_f = 1,40$  permitindo deste modo representar os efeitos geométricos da ligação e avaliar com mais rigor o dano por fadiga atual.



**Figura 1.15** – Modelo numérico da ligação: a) pormenor da ligação; b) malha de elementos finitos; c) tensões principais –  $\sigma_1$ ; e d) tensões principais –  $\sigma_3$  (adaptado de Marques, 2006)

Por último este autor realizou um estudo onde apresentou estimativas da vida residual de fadiga no elemento 30 para várias situações de crescimento anual do tráfego através de três métodos distintos. As taxas de crescimento foram determinadas através dos registos de tráfego sobre a ponte de Trezói entre os anos de 2002-2006.

No primeiro método foi considerada uma expressão conservativa que traduz o dano atual em função da taxa de crescimento de tráfego anual (Quadro 1.3).

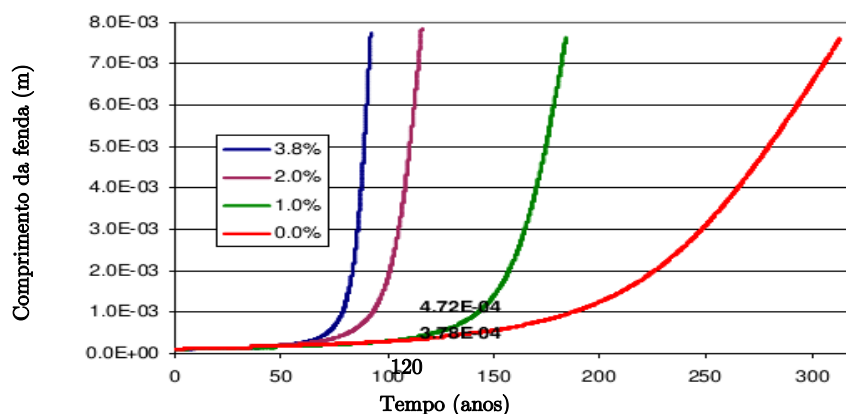
**Quadro 1.3** – Vida residual à fadiga da ligação estudada em função dos cenários de crescimento do tráfego ferroviário considerados (adaptado de Marques, 2006)

Taxa de crescimento anual	Ano de rotura da ligação	Vida total à fadiga (anos)	Vida residual (anos)	Tráfego - Ano da rotura	
				Diário (comboios/dia)	Horário (comboios/hora)
0%	2337	381	331	41	2
1%	2153	197	147	177	7
2.50%	2108	152	102	309	13
2%	2096	140	90	379	16
3%	2086	130	80	437	18
3.80%	2076	120	70	558	23



No segundo método foi abordado o problema da fadiga através da mecânica da fratura, baseado em metodologias de simulação e técnicas de fiabilidade para avaliar a probabilidade de rotura do elemento 30, simulando o crescimento de uma fenda de fadiga desde um comprimento inicial até ao comprimento crítico associado à rotura.

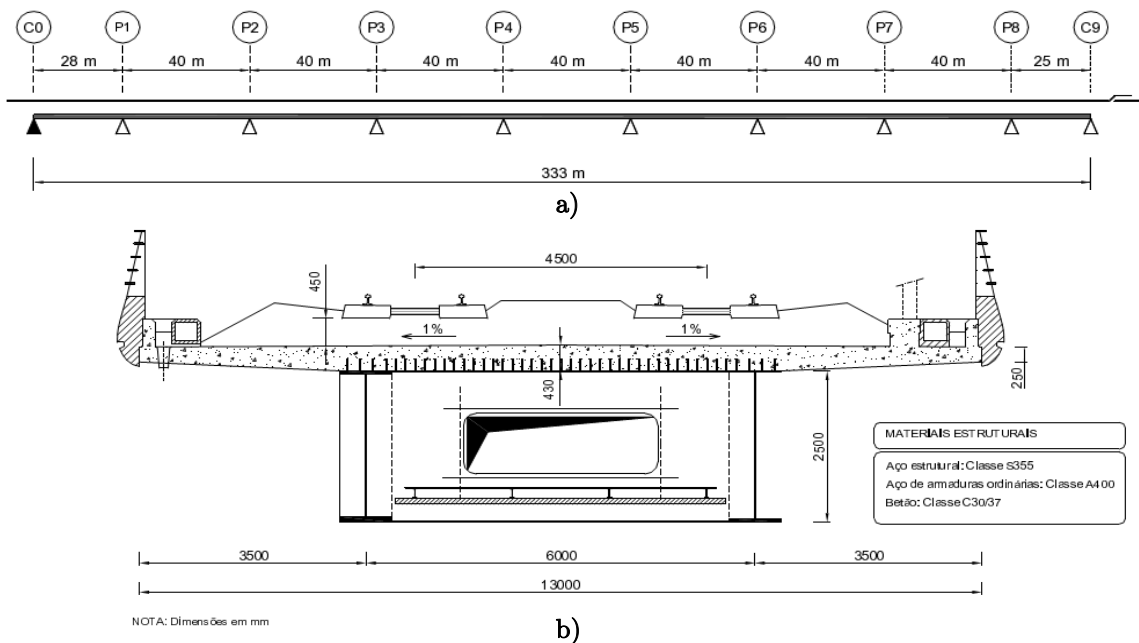
A evolução do crescimento da fenda para os 4 cenários hipotéticos de crescimento de tráfego pode ser observada na Figura 1.16.



**Figura 1.16** – Função de distribuição de probabilidade da resistência à fadiga  
(adaptado de Marques, 2006)

A figura mostra uma dependência do comprimento da fenda em relação ao crescimento de tráfego.

Figueiredo (2007), analisou à fadiga o viaduto de *la Scarpe* localizado na linha francesa de alta velocidade TGV *Nord* que faz a ligação entre as cidades de Paris e Lille. O tabuleiro do viaduto é constituído por 9 tramos ( $28 \text{ m} + 7 \times 40 \text{ m} + 25 \text{ m}$ ) totalizando um comprimento de 330 m. O tabuleiro é misto aço-betão, constituído por duas vigas de alma cheia de altura constante de 2,5 m, ligadas superiormente por uma laje de betão de espessura variável. A vista geral e seção transversal do viaduto de *la Scarpe* são apresentadas na Figura 1.17.



**Figura 1.17** – Viaduto de *la Scarpe*: a) vista geral; e b) seção transversal do tabuleiro

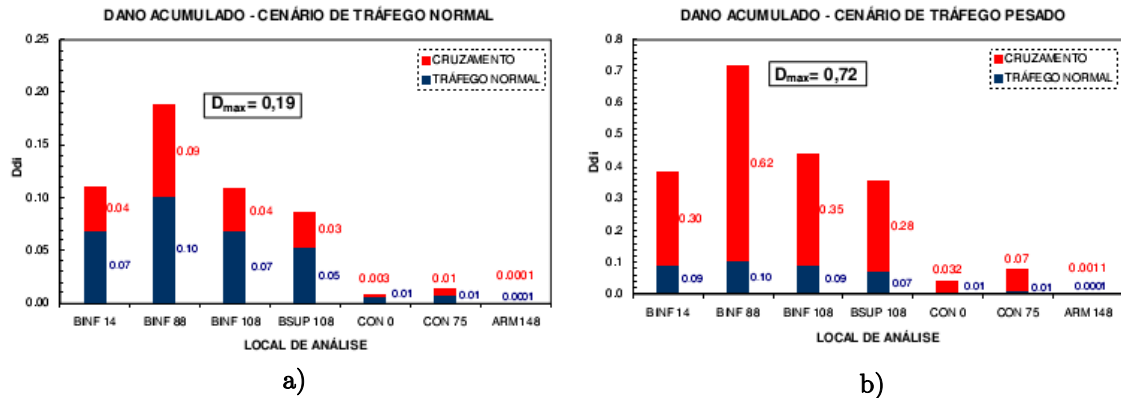
(adaptado de Figueiredo, 2007)

Neste estudo foram também considerados os comboios de fadiga regulamentares (EN 1991-2, 2003) e um cenário de tráfego real por intermédio dos comboios de alta velocidade utilizados na linha francesa de alta velocidade TGV *Est* (Datry et.,al., 2004), nomeadamente os comboios TGV, EUROSTAR, THALYS, TALGO, VIRGIN, ETR 500 e ICE 2.

Relativamente aos comboios de fadiga o autor analisou o dano provocado nos banzos inferior (BINF) e superior (BSUP), nos conectores (CON) que ligam a estrutura metálica principal ao tabuleiro, e nas armaduras (ARM).

O dano acumulado correspondente aos cenários de tráfego normal e pesado regulamentares para a passagem isolada e para o cruzamento dos comboios no viaduto são apresentados na Figura 1.18.

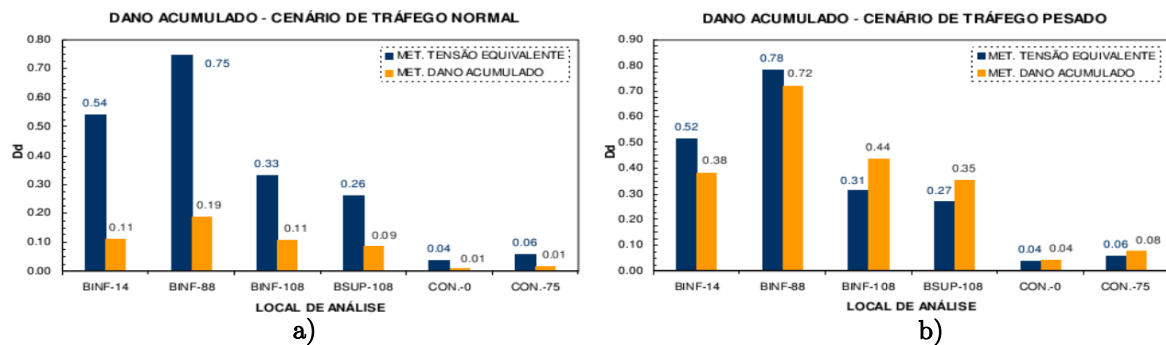




**Figura 1.18** – Danos acumulados obtidos nos vários pontos de análise considerando os cenários de tráfego: a) normal e, b) pesado (Figueiredo, 2007)

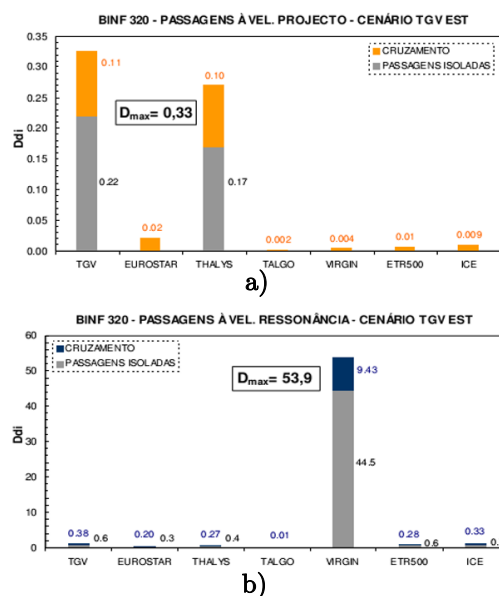
A figura anterior permite concluir que os danos máximos obtidos na estrutura metálica principal se devem à passagem dos comboios de mercadorias e os danos obtidos na conexão e na armadura são bastante inferiores aos obtidos na estrutura metálica. Outra conclusão que pode ser observada é que o dano provocado pelo cruzamento de dois comboios na ponte é semelhante ou superior ao dano referente a uma passagem isolada. Observa-se ainda que os danos máximos provocados pelo cenário pesado são os mais graves, principalmente os referentes à estrutura metálica principal.

Em relação à comparação entre dois métodos de análise do dano, nomeadamente o método da tensão equivalente e o método do dano acumulado, apresentados na Figura 1.19, verificou-se que o primeiro método é mais conservativo do que o segundo, contudo para o cenário de tráfego pesado verificou-se valores muito semelhantes nos vários elementos analisados.



**Figura 1.19** – Dano obtido pelos métodos da tensão equivalente de dano e do dano acumulado nos diversos pontos de análise, para os cenários de tráfego: a) normal; e b) pesado (Figueiredo, 2007)

No caso do cenário de tráfego de alta velocidade, Figueiredo (2007) analisou o banzo inferior das vigas principais. Os valores do dano acumulado obtidos para a passagem dos vários comboios europeus de alta velocidade à velocidade de projeto e à velocidade de ressonância no banzo inferior podem ser observados na Figura 1.20.



**Figura 1.20** – Dano acumulado determinado no banzo inferior da viga principal para: a) velocidade de projeto; e b) velocidade de ressonância (Figueiredo, 2007)

Através da figura é possível concluir que os danos acumulados à velocidade de ressonância são bastante superiores aos obtidos pela velocidade de projeto e superiores à unidade, o que levaria à rotura dos elementos analisados. Os danos acumulados obtidos pela passagem dos comboios de tráfego pesado são superiores ao dano provocado pelos comboios de alta velocidade à velocidade de projeto.

Rocha (2009) estudou o comportamento à fadiga da ponte de Prester (Bélgica), na linha de alta velocidade que realiza a ligação entre as cidades de Bruxelas e Colónia. A ponte é do tipo “Bowstring”, e tem um comprimento total de cerca de 140 m (Figura 1.21).



**Figura 1.21** – Vista geral da Ponte de Prester (Rocha, 2009)

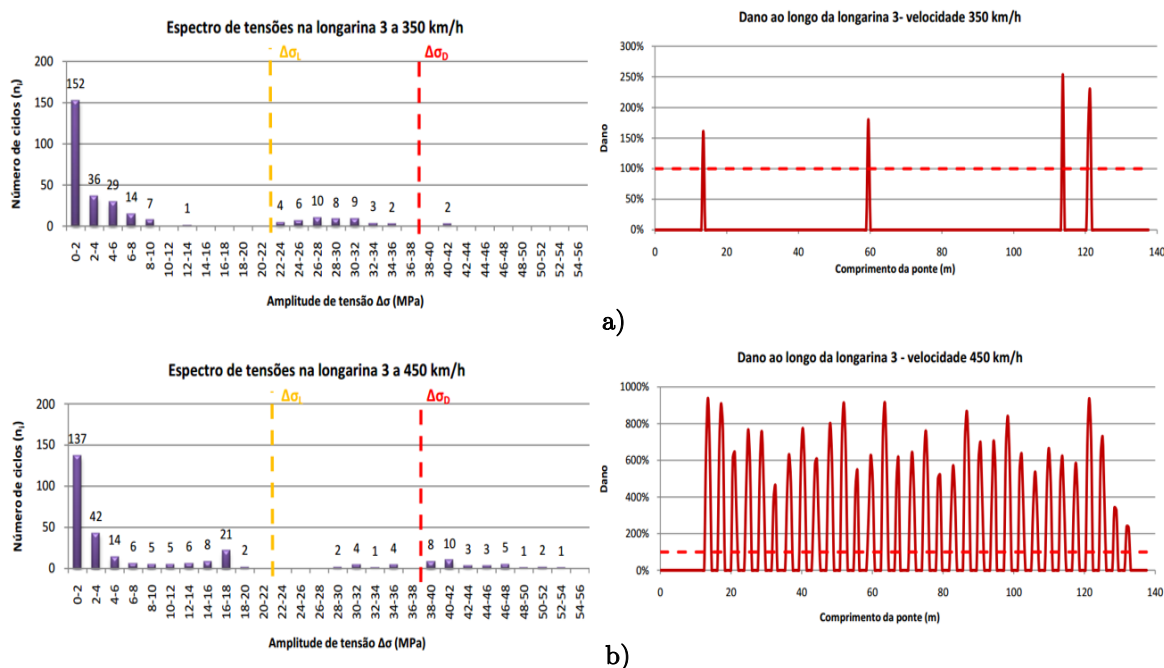
O tabuleiro apresenta diversos elementos estruturais metálicos, nomeadamente 2 vigas principais em forma de T invertido, 12 longarinas e varias carlingas ao longo do seu comprimento (Figura 1.22).



**Figura 1.22** – Vista inferior do tabuleiro da ponte de Prester (Rocha, 2009)

Neste estudo foi avaliado o dano ao longo dos elementos estruturais da ponte para a passagem do comboio real de alta velocidade THALYS que circula na rede ferroviária belga.

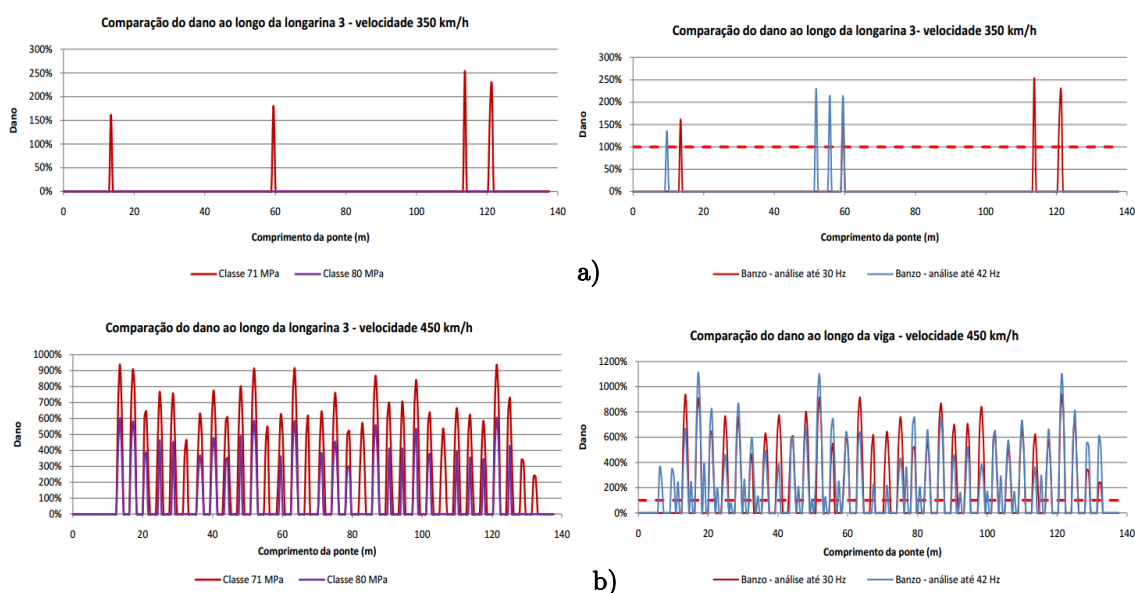
Na Figura 1.23 são apresentados os espectros de tensões e respetivos danos numa longarina para a passagem do comboio THALYS às velocidades de 350 km/h e 450 km/h, para um período de tempo de 100 anos e considerando 50 passagens diárias.



**Figura 1.23** – Espectros de tensões e dano ao longo de 100 anos para uma longarina para a passagem do comboio THALYS às velocidades de: a) 350 km/h e b) 450 km/h

A análise da figura permite verificar que existe dano na longarina para a passagem do comboio THALYS à velocidade de 350 km/h em 4 seções ao longo do desenvolvimento da ponte, sendo o valor máximo do dano superior a 2,5. Em relação à passagem do mesmo comboio à velocidade de 450 km/h, o dano provocado na longarina ao longo de 100 anos e com 50 passagens diárias aumenta consideravelmente. Para esta velocidade é registado dano em quase todas as seções de controlo registando valores máximos próximos de 10.

Ainda neste estudo, o autor avaliou a influência da classe de resistência regulamentar, do tempo de vibração de resposta livre e da gama de frequências, no dano por fadiga (Figura 1.24).



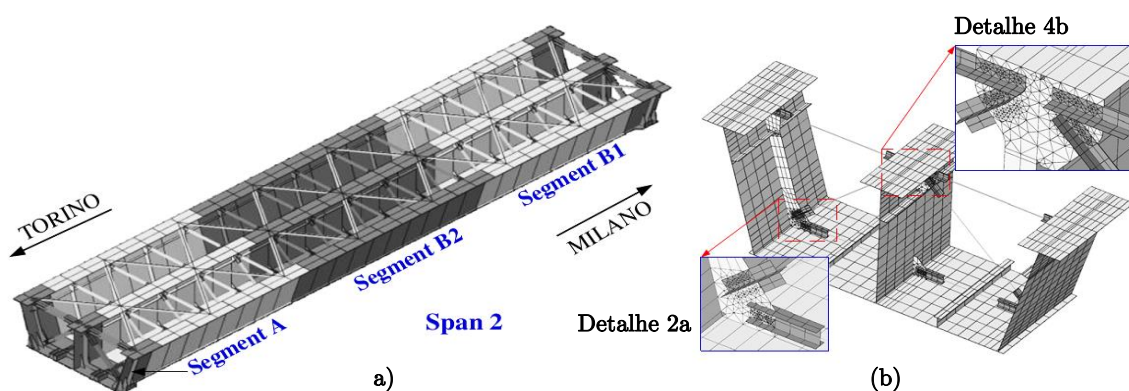
**Figura 1.24** – a) Influência da classe de resistência; b) da gama de frequências. A avaliação do dano por fadiga para passagem do comboio THALYS às velocidades de 350 e 450 km/h (adaptado de Rocha, 2009)

É possível observar que com o aumento da classe de resistência à fadiga do detalhe de 71 para 80 e para uma velocidade de 350 km/h não se verificou dano. Considerando a passagem à velocidade de 450 km/h continua a haver dano na longarina ao longo do desenvolvimento da ponte, verificando-se contudo uma redução de aproximadamente 40 % do dano com o aumento da classe de resistência.

Relativamente à consideração de frequências até aos 30 Hz ou aos 42 Hz, concluiu-se que houve uma alteração da localização das seções que sofrem dano para as duas velocidades. O

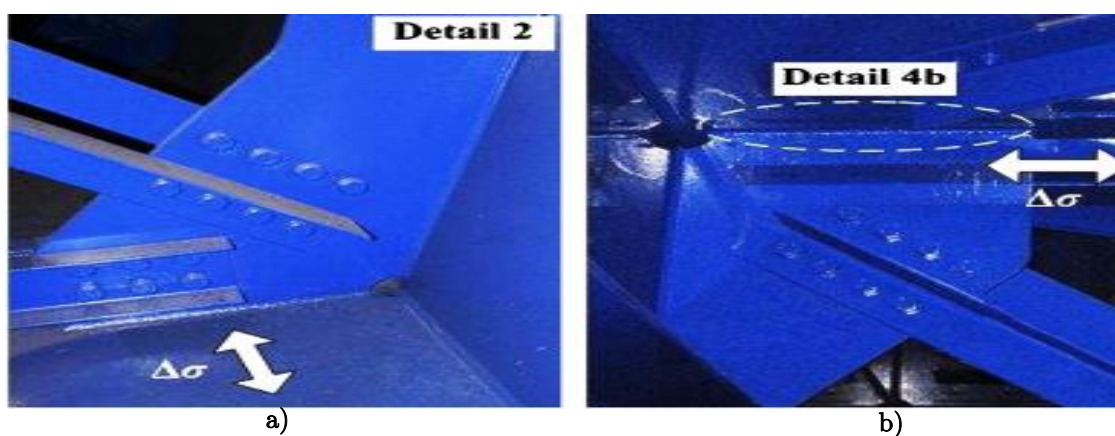
valor máximo do dano obtido para a velocidade de 350 km/h continua a ser com a consideração de frequências até aos 30 Hz nas análises. Por outro lado para a velocidade de 450 km/h o dano máximo registado foi obtido com a consideração de frequência até aos 42Hz.

De Roeck et al. (2012) realizaram estudo de fadiga do viaduto de Sesia localizado na nova linha italiana de alta velocidade que liga as cidades de Torim e Milão. O modelo de elementos finitos e os detalhes analisados podem ser observados na Figura 1.25.



**Figura 1.25** – Modelo de elementos finitos: a) estrutura metálica principal; e b) pormenor do modelo de dois detalhes construtivos

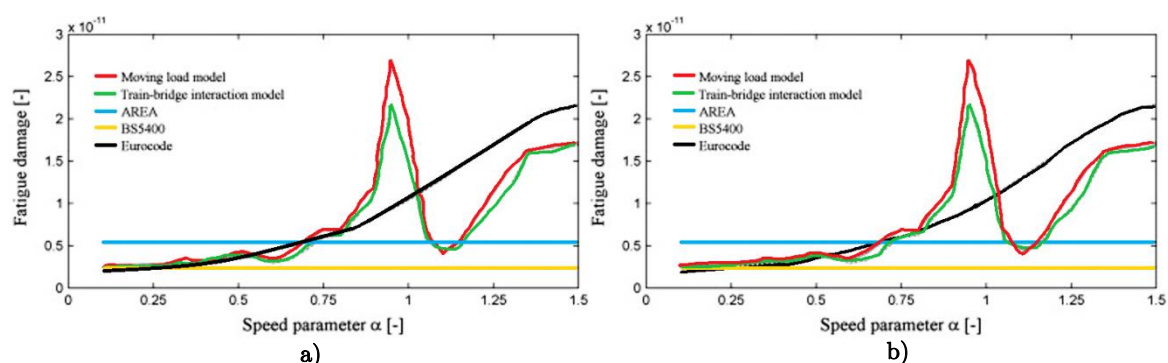
A análise de fadiga ao viaduto de Sesia incidiu nos detalhes 2 e 4b (Figura 1.26), por aplicação de uma metodologia de contagem de ciclos de tensão, designado por “Rainflow”, e do método de acumulação de danos preconizado nas normas: AREA (“EUA”), Eurocódigo 3 e BS5400 (“Reino Unido”).



**Figura 1.26** – Detalhes estruturais analisados: a) detalhe 2; e b) detalhe 4b  
(adaptado de De Roeck et al., 2012)

O dano foi obtido através de 3 abordagens distintas. Na primeira foi considerada uma metodologia de cargas móveis, na segunda uma metodologia com interação ponte-comboio, onde foi desenvolvido um modelo numérico do comboio de alta velocidade ETR500Y, e na terceira uma metodologia de cargas estáticas, afetado de um coeficientes de amplificação dinâmica.

O dano provocado pela passagem do comboio ETR500Y para uma gama de velocidades entre 78 km/h e 580 km/h pode ser observado na Figura 1.27.

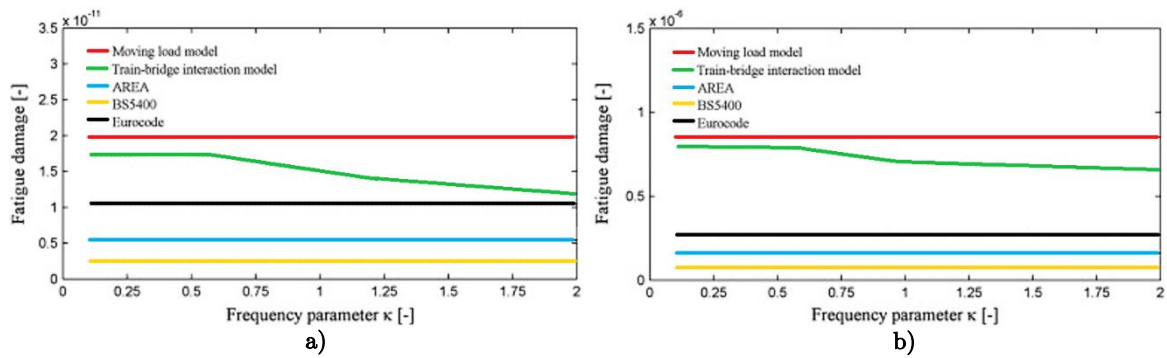


**Figura 1.27** – Dano por fadiga em função do parâmetro de velocidade  $\alpha$  para o modelo de cargas móveis, modelo com interação ponte-comboio e os modelos estáticos afetados de um coeficiente de amplificação dinâmica das normas, AREA, Eurocódigo 3 e BS5400: a) detalhe 1; e b) detalhe 4b (adaptado de De Roeck et al., 2012)

A figura permite concluir que os fatores de amplificação dinâmica recomendados pelo Eurocódigo 3 e pela BS5400 não são capazes de garantir um nível de segurança adequado a avaliação da fadiga. O modelo de cargas móveis é mais conservativo que o modelo com interação ponte-comboio, no entanto para velocidades de projeto do comboio ( $\alpha \approx 0.5$ ) o dano avaliado pelas duas metodologias são praticamente iguais.

O dano determinado em função do parâmetro  $k$  obtido nos detalhes 2 e 4b apresenta-se na Figura 1.28. O parâmetro  $k$  exprime a relação entre a frequência do veículo e a frequência do modo fundamental de flexão da estrutura.

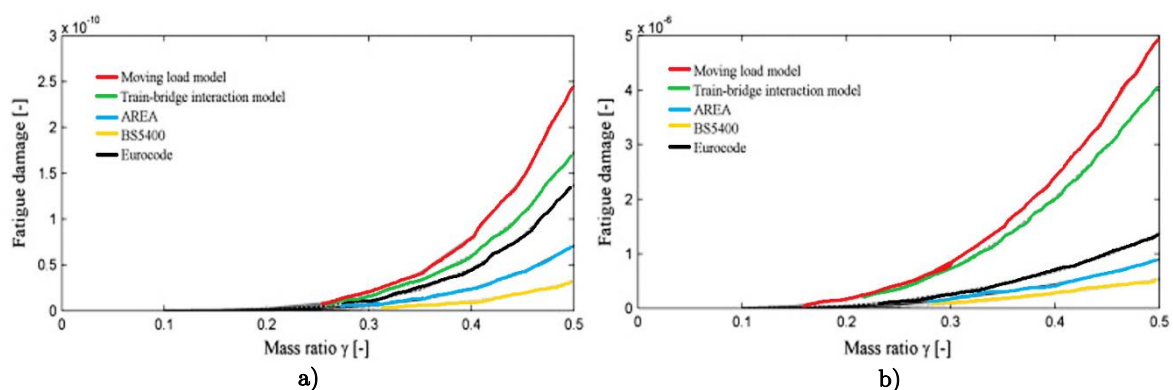




**Figura 1.28** – Dano por fadiga em função do parâmetro de frequência  $\kappa$  para o modelo de cargas móveis, modelo com interação ponte-comboio e os modelos estáticos afetados de um coeficiente de amplificação dinâmica das normas, AREA, Eurocódigo 3 e BS5400: a) detalhe 1; e b) detalhe 4b (adaptado de De Roeck et al., 2012)

A análise da figura permite concluir que quando a relação entre a frequência natural do comboio e a frequência da estrutura é pequena, pode-se considerar adequado a utilização de uma metodologia de cargas móveis. À medida que a relação cresce, a interação dinâmica ponte-comboio torna-se mais relevante, sobretudo benéfica.

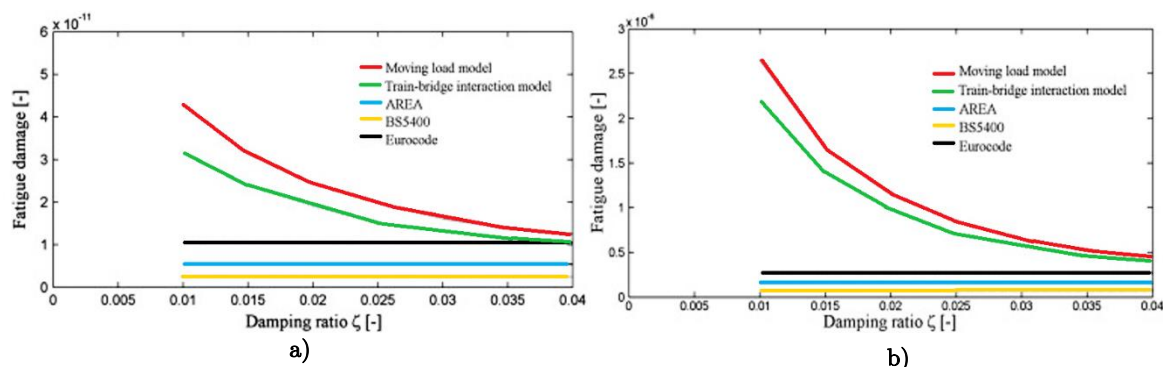
O dano obtido nos detalhes 2 e 4b em função da relação entre massas  $\gamma$ , podem ser analisados na Figura 1.29.



**Figura 1.29** – Dano por fadiga em função do parâmetro de massa  $\gamma$  para o modelo de cargas móveis, modelo com interação ponte-comboio e os modelos estáticos afetados de um coeficiente de amplificação dinâmica das normas, AREA, Eurocódigo 3 e BS5400: a) detalhe 1; e b) detalhe 4b (adaptado de De Roeck et al., 2012)

Verifica-se, através da figura, que a análise dinâmica com interação ponte-comboio é mais adequada para a situação em que a razão entre a massa do veículo e da ponte é relativamente grande. Quando a relação entre as massas é reduzido o modelo de cargas móveis é suficiente para a análise dinâmica da ponte.

A influência da taxa de amortecimento modal do viaduto de Sesia também foi analisada neste estudo, onde foram considerados os seguintes valores de coeficiente de amortecimento modal  $\zeta$  da estrutura:  $\zeta = 1\%$ ,  $\zeta = 1,5\%$ ,  $\zeta = 2\%$ ,  $\zeta = 2,5\%$ , e  $\zeta = 3\%$  (Figura 1.30).



**Figura 1.30** – Dano por fadiga em função do coeficiente de amortecimento  $\xi$  para o modelo de cargas móveis, modelo com interação ponte-comboio e os modelos estáticos afetados de um coeficiente de amplificação dinâmica das normas, AREA, Eurocódigo 3 e BS5400: a) detalhe 1; e b) detalhe 4b (adaptado de De Roeck et al., 2012)

Nesta análise, concluiu-se que quanto maior for o coeficiente de amortecimento modal, menor é a amplificação dinâmica da ponte e por consequência menor será o dano por fadiga. Concluiu-se também que as metodologias de cargas móveis e com interação ponte-comboio apresentam resultados muito próximos qualquer que seja o coeficiente de amortecimento considerado.

### 1.3 OBJETIVOS E CONTEÚDOS DA TESE

A presente dissertação pretende dar um contributo para análise do fenómeno de fadiga em pontes ferroviárias, em particular as pontes metálicas e mistas, tendo em vista uma melhoria da sua concepção e dimensionamento estrutural, mas, e sobretudo, para a avaliação de segurança de estruturas já existentes.

Os trabalhos de investigação anteriores incedem sobretudo na fadiga de pontes pertencentes a linhas de alta velocidade em que os efeitos de ressonância na estrutura são geralmente significativos.

Existe, contudo, uma lacuna evidente no estudo do comportamento da fadiga de pontes metálicas sob a ação de tráfego de mercadorias. O tráfego de mercadorias tem um conjunto



de particularidades distintas do tráfego a alta velocidade, nomeadamente as elevadas ou muito levadas cargas por eixo (podem atingir os 400 kN) e o significativo comprimento dos comboios (podem atingir vários quilómetros). Importa ainda realçar que o estado de conservação e manutenção das pontes pertencentes a vias de mercadorias é muitas vezes negligenciado por parte das administrações ferroviárias.

Neste contexto, o presente trabalho tem como objectivo aprofundar o conhecimento do comportamento à fadiga de pontes sob ação de comboios de mercadorias. Para tal, foi sistematizada e implementada uma metodologia baseada na acumulação de danos à luz de regulamentação europeia. Complementarmente foi também realizada uma estruturação dos aspetos regulamentares mais relevantes associados ao dimensionamento e verificação à fadiga de pontes ferroviárias metálicas. Foram ainda desenvolvidas ferramentas computacionais que permitem analisar de forma rápida e eficiente a fadiga em detalhes estruturais. As ferramentas desenvolvidas foram depois aplicadas ao estudo dinâmico e de fadiga da ponte ferroviária sobre o rio do Sonho, na linha ferroviária de Carajás (Brasil), sobre a qual circulam dos maiores comboios de mercadorias a nível Mundial.

Este trabalho está organizado em 7 capítulos, que serão sucintamente descritos em seguida.

No Capítulo 1, é realizado um enquadramento geral do tema e apresentados alguns casos de estudo recentes relacionados com a análise da fadiga em pontes ferroviárias localizadas no Brasil e na Europa. Também são sintetizados os capítulos que constituem este trabalho.

No Capítulo 2, são apresentadas as metodologias para a análise da fadiga em pontes ferroviárias, bem como as curvas de resistência à fadiga e as categorias de detalhe. Também é realizada uma estruturação dos aspetos regulamentares para a análise da fadiga segundo os Eurocódigos. É ainda apresentada uma ferramenta computacional desenvolvida em ambiente MATLAB com o objetivo de simplificar e sistematizar o cálculo do dano por fadiga, denominada FADBridge.

No Capítulo 3, são apresentadas duas metodologias numéricas para a análise dinâmica do sistema ponte-comboio, nomeadamente a metodologia de cargas móveis e a metodologia com interação ponte-comboio. É descrita a aplicação computacional utilizada para a realização

das análises dinâmicas, designado por “Train-Bridge Interaction” (TBI), os contributos dados à mesma e a ligação entre esta e o programa FADBridge.

No Capítulo 4, são sistematizados os aspetos regulamentares para a realização da análise dinâmica segundo os eurocódigos com particular incidência nos modelos de tráfego e fatores dinâmicos, os requisitos para realização de uma análise dinâmica e os estados limites relacionados com a segurança estrutural, a segurança da via e o conforto dos passageiros.

No Capítulo 5, é realizada a descrição da ponte ferroviária sobre o rio do Sonho e a caracterização dos comboios reais de mercadorias e de passageiros. Ainda neste capítulo é apresentado o modelo numérico da ponte e os respetivos parâmetros modais. Complementarmente, procedeu-se à verificação da plastificação do balastro e à demonstração da importância da modelação da via. Por último, é apresentado o estudo do comportamento dinâmico da ponte para a passagem de comboios reais e de fadiga regulamentares, bem como as análises de sensibilidade realizadas para avaliar a influência do número de modos de vibração, da configuração de cargas por eixo dos comboios e do aumento da velocidade.

No Capítulo 6, são apresentados os detalhes estruturais da ponte e as respetivas categorias de detalhe definidas através da regulamentação EN 1993-1-9 (2010). Foi avaliado o dano em todos os detalhes e localizações possíveis ao longo do desenvolvimento da ponte para a passagem dos comboios reais e regulamentares de fadiga. Foram também realizadas análises de fadiga tendo em conta a influência de fatores como o aumento de velocidade dos comboios reais, aumento de cargas por eixo, degradação da estrutura e a influência conjunta do aumento de carga e da degradação estrutural.

Por último, no Capítulo 7, são apresentados as principais conclusões do trabalho e algumas perspetivas para investigações futuras.

# ANÁLISE DA FADIGA EM PONTES FERROVIÁRIAS METÁLICAS

## 2.1 INTRODUÇÃO

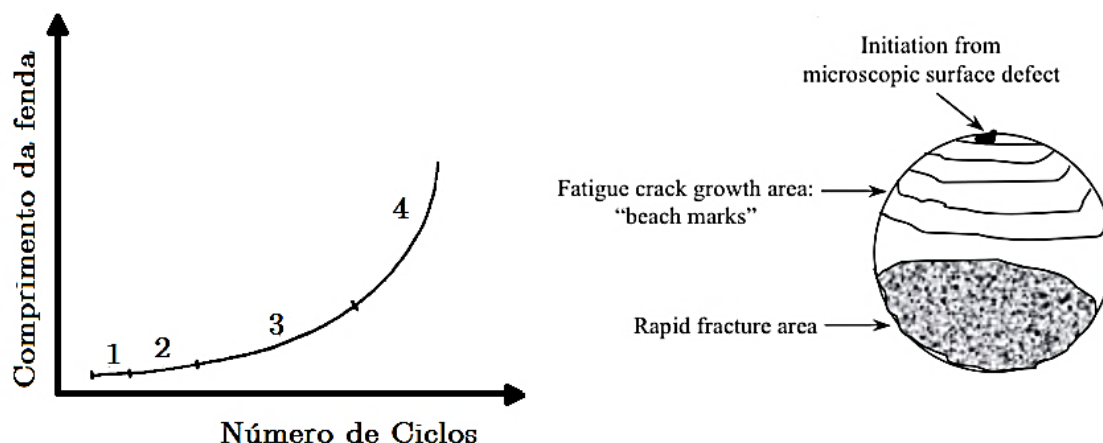
A passagem do tráfego ferroviário sobre as pontes ao longo do seu período de vida útil pode conduzir a fenómenos de degradação progressiva dos materiais por fadiga, caso estes se encontrem sujeitos a um número elevado de ciclos de tensão com amplitudes significativas. Essa degradação traduz-se no aparecimento de fissuras, originando assim dano na estrutura. Este dano induzido pelas sucessivas passagens do tráfego é cumulativo, podendo conduzir à inoperacionalidade ou mesmo à rotura da estrutura (Figueiredo, 2007).

A capacidade resistente de um elemento à fadiga é caracterizada pela sua vida útil de fadiga, definida em termos do número de ciclos de tensão para determinadas amplitudes que conduzem à rotura do elemento. A vida útil da fadiga depende essencialmente de dois tipos de fatores: i) Fatores inerentes ao tipo de solicitação a que a estrutura é submetida, sendo que no caso das pontes ferroviárias a vida útil depende do tipo de tráfego existente (número e tipo de composições e sua frequência de passagem); ii) Fatores inerentes à geometria e à execução dos detalhes da estrutura, com particular incidência nas ligações soldadas e nas zonas de concentração de esforços (Figueiredo, 2007).

Neste capítulo serão abordados os conceitos base da fadiga assim como as metodologias utilizadas na sua análise e os aspetos regulamentares estabelecidas pelos Eurocódigos. Também será dado algum realce a uma ferramenta computacional desenvolvida no âmbito deste trabalho, denominada FADBRIDGE, para a realização da análise da fadiga de uma forma interativa e rápida.

## 2.2 CONCEITOS BASE DA FADIGA

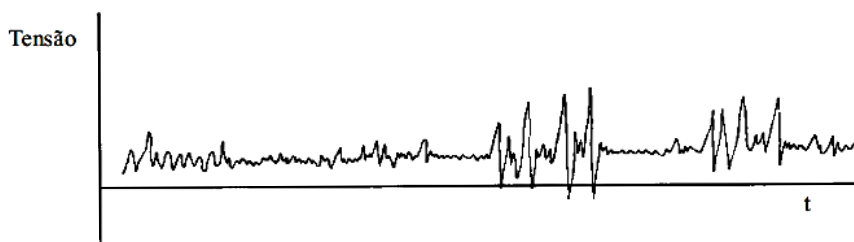
O dano de fadiga é cumulativo e aumenta a cada passagem de um veículo sobre a estrutura. As fases da propagação das fendas de fadiga são a iniciação da fenda (1), o crescimento da fenda (2), a propagação da fenda (3) e a ruptura (4) (Figura 2.1).



**Figura 2.1** – Fases do crescimento das fendas de fadiga: (1) – iniciação da fenda; (2) – crescimento da fenda; (3) – propagação da fenda; e (4) – ruptura (adaptado de Ngan, 2008)

As fendas iniciam o seu crescimento ao longo do plano de deslizamento até um plano perpendicular ao plano de tensão principal, e sob repetidas ações as fendas propagam-se. À medida que o nível de tensões aumenta, a propagação da fenda torna-se mais rápida. Este processo ocorre repetidamente até que a fenda atinja um comprimento crítico, ou seja, ocorra uma falha repentina. A tenacidade do material (resistência à propagação de fissuras) é essencial para evitar uma ruptura frágil (Ribeiro et. al., 2013).

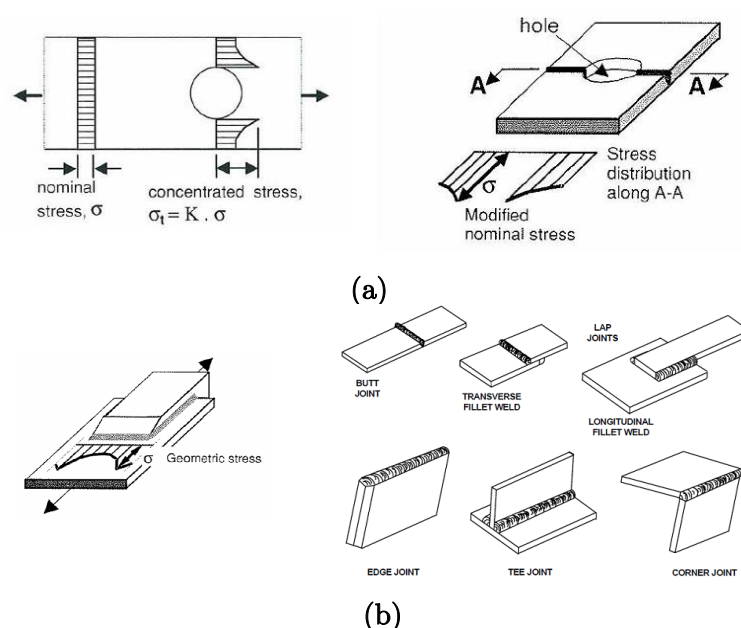
Qualquer tensão variável no tempo é capaz de provocar dano por fadiga. Estas tensões, variáveis no tempo, podem ser de amplitude constante (ex: máquinas rotativas) ou de amplitude variável (ex: tráfego de veículos, ondas atuando em plataformas marítimas, etc.) e são na maior parte das vezes de natureza aleatória, tendo amplitudes e frequências de excitação variáveis em função das características da excitação, podendo ser mais ou menos intensas (Afonso, 2007).



**Figura 2.2** – Registo de tensão com amplitude e frequência variáveis de natureza semi-aleatória (adaptado de Afonso, 2007)

As fendas de fadiga ocorrem geralmente em zonas de elevadas concentrações de tensões, tais como locais de redução da seção transversal, entalhes, juntas de soldadura, defeitos do material, entre outros (Figura 2.3) (Vasudevan et al., 2001).

As tensões são calculadas com base na teoria da elasticidade e podem ser: a) nominais, no caso em que se exclui qualquer efeito da concentração de tensões; b) nominais modificadas, quando a tensão é majorada por um fator de concentração de tensões ( $k$ ) para ter em conta descontinuidades geométricas não consideradas na classificação de um pormenor construtivo; c) geométricas, quando a tensão no material base é calculada na zona afetada termicamente pelo processo de soldadura, para além de atender ao efeito de concentrações de tensões no detalhe construtivo.



**Figura 2.3** – Tensões em detalhes construtivos: a) tensão nominal e nominal modificada; e b) tensão geométrica (adaptado de Ribeiro et. al., 2013)

## 2.3 METODOLOGIAS DE ANÁLISE DA FADIGA

A análise da resistência à fadiga dos elementos estruturais de pontes ferroviárias pode ser realizada essencialmente através de duas metodologias.

A primeira baseia-se no método da acumulação de danos e na utilização de curvas de resistência à fadiga (curvas  $S-N$ ) determinadas experimentalmente para diferentes tipos de detalhes (2.3.1).

A segunda é baseada na mecânica da fratura e consiste na análise da propagação das fendas de fadiga desde o seu início até atingirem uma dimensão crítica. Esta metodologia não será abordada neste trabalho, mas a consulta de alguns detalhes da sua aplicação pode ser realizada em Branco et. al. (1999).

Com base na primeira metodologia foram desenvolvidos métodos simplificados de análise, nomeadamente os métodos do dano equivalente e da tensão equivalente de fadiga.

### 2.3.1 Método da acumulação de danos

#### 2.3.1.1 Curvas de fadiga

A resistência à fadiga de um qualquer elemento estrutural ou de uma ligação é normalmente definida através das curvas  $S-N$ , ou curvas de Wöhler, obtidas através de ensaios normalizados para diferentes tipos de materiais, e que relacionam a amplitude de tensão ( $S$ ) com o número de ciclos necessários para ocorrer a rotura ( $N$ ) através da expressão:

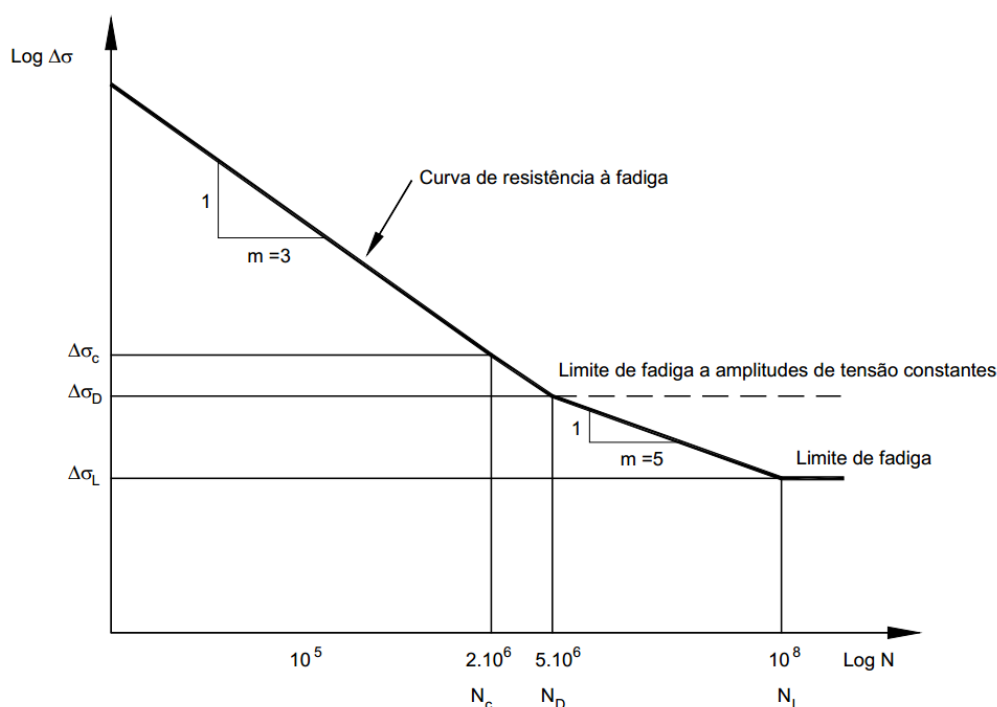
$$N=C. \Delta\sigma^{-m} \quad (2.1)$$

em que,  $\Delta\sigma$  é a amplitude de tensão normal,  $N$  corresponde ao número de ciclos de tensão e  $C$  e  $m$  são constantes da curva  $S-N$  determinadas experimentalmente.

Aplicando logaritmos a ambos os membros da relação anterior obtém-se:

$$\log N=\log C - m\log \Delta\sigma \quad (2.2)$$

cujas representação em dupla escala logarítmica corresponde a uma reta (Figura 2.4).



**Figura 2.4** – Curva de resistência à fadiga

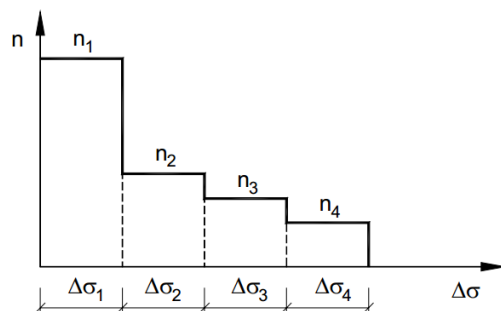
A observação da figura permite constatar que, no caso do elemento ser submetido a um carregamento cíclico com amplitude de tensão constante inferior a  $\Delta\sigma_D$ , não ocorrerá rotura por fadiga independentemente do número de ciclos a que for sujeito.

No caso de carregamentos que originem amplitudes de tensões acima e abaixo de  $\Delta\sigma_D$ , as tensões superiores a  $\Delta\sigma_D$  irão provocar a propagação da fenda ou defeito inicial, o que implica uma diminuição de  $\Delta\sigma_D$  com o tempo. Deste modo, será cada vez maior o número de ciclos com tensões menores que  $\Delta\sigma_D$  que contribuirão para a propagação dessa fenda. Este fenómeno é tido em conta considerando que os ciclos de tensão abaixo de  $\Delta\sigma_D$  contribuem também para a propagação da fenda através do segundo setor da curva S-N. No entanto, a contribuição dos ciclos de amplitude inferior a  $\Delta\sigma_D$  não é infinita, verificando-se a existência de um limite ( $\Delta\sigma_L$ ) abaixo do qual não ocorrerão roturas por fadiga, designado por tensão limite de fadiga (“cut-off-limit”).

### 2.3.1.2 Espectros de tensões

A passagem dos comboios sobre uma determinada ponte provoca variações de tensões nos diversos elementos estruturais que podem ser representados por intermédio de diagramas de

tensão em função do tempo ( $\sigma$ - $t$ ). Com base nestes diagramas é possível, através de métodos de contagem adequados, obter o número de ciclos de tensões a que o elemento está submetido em correspondência com varias classes de amplitude de tensão. O resultado desta contagem é traduzido por um histograma de frequências de amplitude de tensão, também designado por espectro de tensões ou de amplitude de tensão e que constitui a base para a análise da fadiga (Figura 2.5) (Ribeiro, 2004).



**Figura 2.5** – Espectro de tensões

As amplitudes de tensão ( $\Delta\sigma$ ) são definidas como a diferença entre um máximo local e um mínimo local da tensão,

$$\Delta\sigma = \sigma_{\text{máx}} - \sigma_{\text{min}} \quad (2.3)$$

de modo a que  $\Delta\sigma$  seja sempre positivo.

Os métodos mais utilizados para contagem do número de ciclos tensão ( $n_i$ ) são o método da gota de água (“Rainflow method”) e o método do reservatório (“Reservoir method”) que serão abordados na seção 2.4.

### 2.3.1.3 Conceito de dano

A análise da fadiga é usualmente realizada recorrendo ao conceito de dano. O dano ( $D$ ) representa a fração da vida do elemento gasta pela aplicação de um determinado carregamento. No caso de um carregamento associado a uma amplitude de tensão constante, o dano é definido como a razão entre o número de ciclos aplicados ( $n$ ) e o número total de ciclos que levaria à rotura por fadiga ( $N$ ):

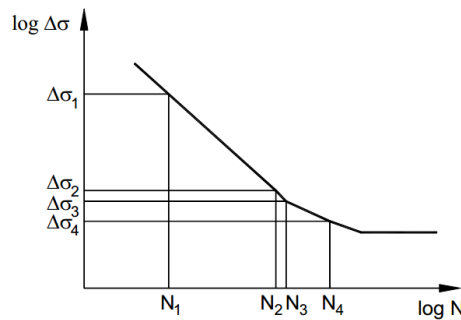


$$D = \frac{n}{N} \quad (2.4)$$

Por outro lado, quando o elemento está sujeito a um espectro de tensões de amplitudes variáveis  $(\Delta\sigma_i, n_i)$ , podem ser contabilizados os danos parciais correspondentes a cada uma das classes de amplitude de tensão:

$$D_i = \frac{n_i}{N_i} \quad (2.5)$$

em que  $N_i$  é determinado a partir das curvas S-N (Figura 2.6).



**Figura 2.6** – Determinação dos ciclos que originam a rotura (adaptado de EN1993-1-9, 2003)

#### 2.3.1.4 Critério cumulativo de Palmgren-Miner

A regra de Palmgren-Miner considera a possibilidade de um somatório linear do dano, ou seja, o dano acumulado pode ser obtido através da expressão:

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \quad (2.6)$$

Mais recentemente, Fatemi e Yang (Branco et. al., 1999) propuseram uma expressão para avaliação do dano, que atende ao facto da sua acumulação para cada uma das classes de tensão não ser linear, expressa por:

$$D = \sum_i \left( \frac{n_i}{N_i} \right)^{a_i} \quad (2.7)$$

em que o valor de  $a_i$  depende do tipo de carregamento. O comportamento não-linear na acumulação do dano está associada ao facto de que classes de amplitude de tensão distintas apresentam pesos também distintos na avaliação do dano, logo, o dano referente a ciclos de pequena amplitude de tensão é distinto do dano associado a ciclos de grande amplitude de

tensão, em virtude das primeiras serem responsáveis pela iniciação das fendas de fadiga, enquanto as segundas estarem ligadas ao seu desenvolvimento.

No entanto, a facilidade da aplicação da regra de Miner, e os bons resultados por ela obtidos quando comparados com resultados de ensaios experimentais, levaram a que a hipótese de acumulação linear do dano seja adotada com maior frequência (Ribeiro, 2004).

### 2.3.1.5 Critério de rotura

O critério de rotura quando se recorre ao método de acumulação de danos é o seguinte:

- i) Se  $D \geq 1$  ocorre a rotura por fadiga do elemento estrutural;
- ii) Se  $D < 1$  não ocorre a rotura por fadiga do elemento estrutural, podendo a sua vida residual ( $VR$ ) ser estimada por intermédio da seguinte relação:

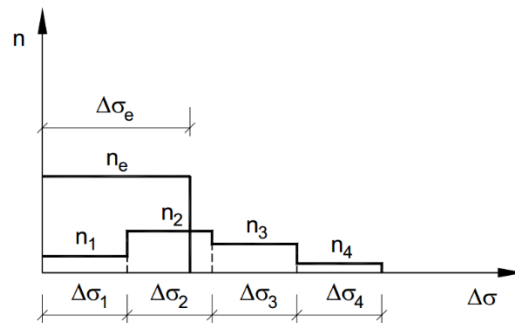
$$VR = \frac{\sum_i n_i}{\sum_i \frac{n_i}{N_i}} - \sum_i n_i \quad (2.8a)$$

ou,

$$VR = \sum_i n_i \left( \frac{1-D}{D} \right) \quad (2.8b)$$

### 2.3.2 Método da tensão equivalente de fadiga

A tensão equivalente de fadiga ( $\Delta\sigma_e$ ) corresponde a uma variação de tensão de amplitude constante cujo dano é idêntico ao provocado por um espectro de tensões de amplitudes variáveis, para o mesmo número de ciclos (Figura 2.7).



**Figura 2.7** – Tensão equivalente de fadiga (Ribeiro,2004)

A determinação de  $\Delta\sigma_e$  é efetuada a partir da expressão das curvas de resistência à fadiga. Assim, aplicando a expressão (2.1) à classe genérica  $i$  com amplitude de tensão  $\Delta\sigma_i$  obtém-se:

$$N_i = C \Delta\sigma_i^{-m} \quad (2.9)$$

introduzindo esta expressão na equação (2.6) relativa ao dano acumulado resulta:

$$D = \sum_i \frac{n_i}{C \Delta\sigma_i^m} \quad (2.10a)$$

ou,

$$D = \frac{1}{C} \sum_i n_i \Delta\sigma_i^m \quad (2.10b)$$

Atendendo novamente à expressão (2.6), o dano provocado pela tensão equivalente de fadiga para um número de ciclos  $n_e = \sum_i n_i$ , ou seja, igual à soma dos ciclos correspondentes às diversas classes de tensão, é dado por:

$$D = \frac{1}{C} n_e \Delta\sigma_e^m \quad (2.11)$$

igualando as expressões (2.10b) e (2.11) obtém-se a seguinte expressão para o cálculo da tensão equivalente de fadiga:

$$\Delta\sigma_e = \left[ \frac{\sum_i n_i \Delta\sigma_i^m}{\sum_i n_i} \right]^{\frac{1}{m}} \quad (2.12)$$

Convém salientar que a expressão (2.11) apenas é aplicável às situações em que as diversas classes do espectro com amplitudes de tensão  $\Delta\sigma_i$  se situam num mesmo sector da curva  $S - N$ , ou seja, para  $C$  e  $m$  constantes. Para os casos em que as classes de amplitude de tensão se situam em diferentes sectores da curva  $S - N$  deverá recorrer-se ao método da tensão equivalente de danos.

## 2.4 MÉTODOS PARA CONTAGEM DE CICLOS DE TENSÃO

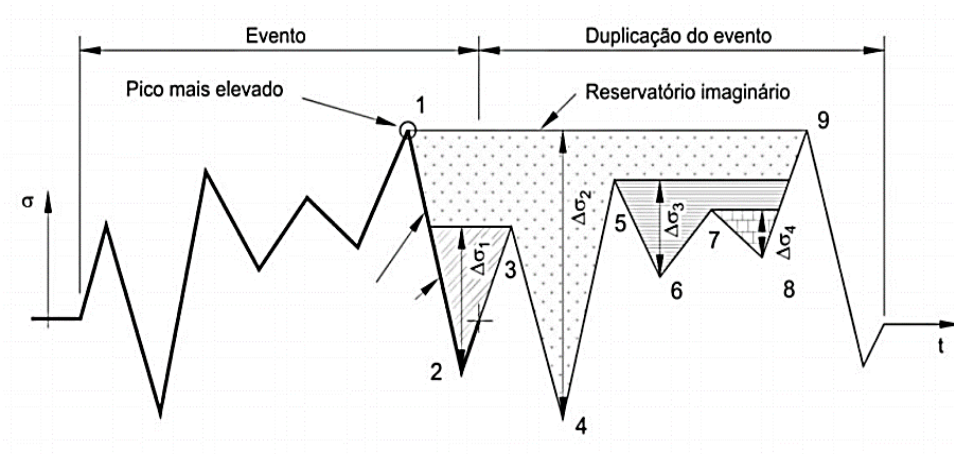
Na bibliografia são propostos vários métodos para a contagem dos ciclos de tensão que, consoante o critério de contagem adotado, podem ser agrupados do seguinte modo (Branco et al., 1999; Tembe, 2001): i) contagem de máximos e mínimos relativos; ii) número de amplitudes de tensão; iii) número de passagens para um nível de tensão predefinido.

Na presente seção apenas serão descritos dois métodos variantes do método do número de amplitudes de tensão, o método da gota d'água ("rainflow") e o método do reservatório, que têm mostrado conduzir a boas previsões do comportamento à fadiga, tendo mesmo sido adotados por grande parte dos regulamentos que abordam este tema.

### 2.4.1 Método do Reservatório

Este método envolve a duplicação do registo de tensões obtido, unindo o primeiro ponto do registo ao último. Assim podemos criar um reservatório imaginário a partir de uma linha entre os dois picos mais elevados.

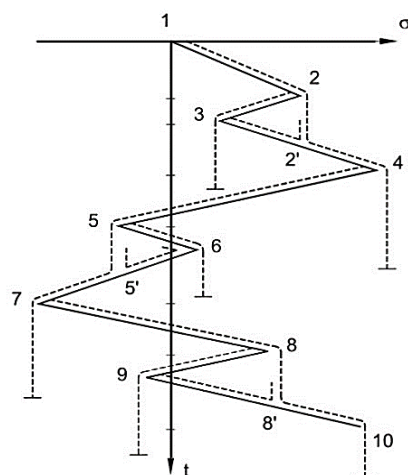
Para proceder a contagem de ciclos é preciso ir esvaziando o reservatório de forma gradual sempre a partir do ponto de tensão mínima (4). Para cada diferença de tensões obtida conta-se um ciclo completo. (Ribeiro, 2004). Assim, no caso do reservatório apresentado na Figura 2.7 começa-se por esvaziar no ponto 4 e seguidamente os pontos 2, 6 e 8. Em correspondência com estas ações são contabilizados ciclos completos com amplitudes de tensão iguais a  $\Delta\sigma_2$ ,  $\Delta\sigma_1$ ,  $\Delta\sigma_3$  e  $\Delta\sigma_4$ , respetivamente.



**Figura 2.8** – Método do reservatório (adaptado de Branco et al., 1999)

### 2.4.2 Método da gota d'água (“*Rainflow method*”)

Este método tem a sua denominação associada à queda de uma gota de água ao longo de um telhado de pagode. Para uma melhor compreensão deste método, o registo de tensões em função do tempo foi colocado na posição vertical (Figura 2.8).



**Figura 2.9** - Método da gota d'água (adaptado de Frýba, 1996)

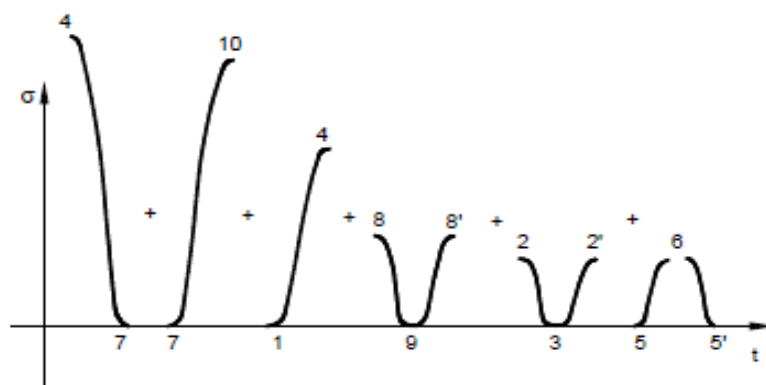
A gota d'água começa o seu percurso no ponto (1) e continua pelo telhado até atingir um pico (2). Quando isso acontece a gota cai verticalmente até atingir outro telhado (2'). O percurso da gota apenas é interrompido quando:

- i) Uma gota de água durante o seu percurso se cruza com uma gota que esteja a cair de um telhado superior. Como exemplo temos o percurso que seria entre os pontos (3) e (4), que é interrompido pela precipitação vertical de uma gota em (2);
- ii) Uma gota de água passa por um ponto cuja tensão, em módulo, é maior ou igual à tensão do ponto de partida da gota de água. As gotas que precipitam dos pontos (3) e (6) são bons exemplos deste caso. O percurso termina no ponto (3) uma vez que a tensão em (4) é superior a tensão em (2); Do mesmo modo o percurso termina em (6) porque a tensão em (7) é superior a em (5).

Sendo assim, os trajetos observados neste espectro de tensões são:

- 2-3-2', 5-6-5' e 8-9-8' → Ciclos completos ou fechados.

- 1-2-2'-4, 4-5-5'-7 e 7-8-8'-10 → Meios ciclos, sendo que a união de dois meios ciclos com a mesma amplitude de tensão formam um ciclo completo.



**Figura 2.10** – Diagrama  $\sigma$ - $t$  equivalente (adaptado de Frýba, 1996)

O algoritmo deste método de contagem de ciclos bem como a sua implementação computacional é apresentado em Ribeiro (2004). No âmbito deste trabalho o método da gota d'água foi implementado em ambiente Matlab e integrado no programa FADBridge, conforme se verá adiante na seção 2.6.

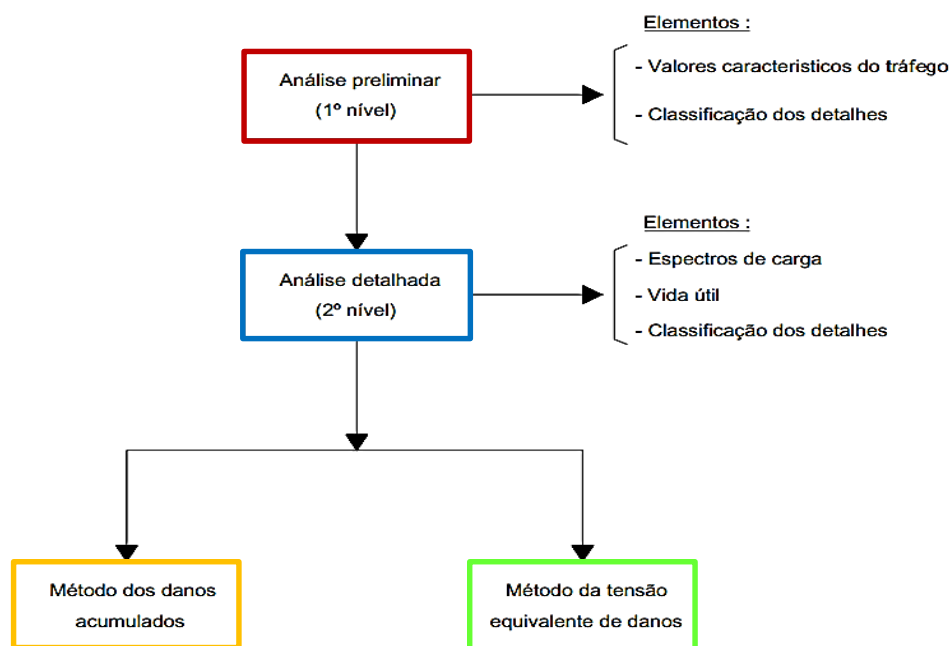
## 2.5 ANÁLISE DA FADIGA SEGUNDO OS EUROCÓDIGOS

As estruturas devem ser dimensionadas para assegurar que o seu desempenho seja satisfatório durante a sua vida útil, de modo a que não ocorra a rotura por fadiga ou sejam exigidas reparações de danos causados por fadiga.

No caso das pontes ferroviárias metálicas e mistas, os critérios para a análise da fadiga encontram-se distribuídos por vários Eurocódigos, nomeadamente a EN 1993-1-9 (2010), a EN 1991-2 (2003) e a EN 1993-2 (2004).

Os eurocódigos preconizam dois níveis de análise, preliminar e detalhada. A análise preliminar consiste numa verificação indireta da resistência à fadiga, onde a máxima amplitude de tensão provocada pelo tráfego é comparada com o limite de resistência da categoria de detalhe em causa. Se o detalhe cumprir esta verificação considera-se que possui um período de vida à fadiga ilimitado. Quando os requisitos do primeiro nível não são cumpridos na sua totalidade, é utilizada a análise detalhada em que, após identificados os

espectros de tensão, estabelecida a vida útil exigida e classificados os detalhes em estudo, se torna possível calcular por intermédio do método dos danos acumulados a vida útil para cada detalhe em causa. Caso o tempo de vida útil do detalhe seja superior ao tempo de vida exigido, o comportamento da estrutura é considerado satisfatório (Ribeiro,2004). A metodologia de análise e os elementos necessários à realização de cada nível de análise preconizado nos Eurocódigos são apresentados na Figura 2.10.



**Figura 2.11** – Esquema da metodologia de análise de fadiga segundo os Eurocódigos  
(adaptado de Tembe, 2001)

### 2.5.1 Análise preliminar

Esta análise é realizada para o valor frequente da ação sobrecarga ( $\psi_1 Q$ ) e permite verificar se o detalhe em estudo possui ou não uma resistência ilimitada à fadiga. O modelo de cargas para a realização desta análise preliminar é o LM71 (EN 1991-2,2003).

Nesta análise deve-se verificar o seguinte:

$$\Delta\sigma_{\text{máx}} < \Delta\sigma_D \quad (2.13)$$

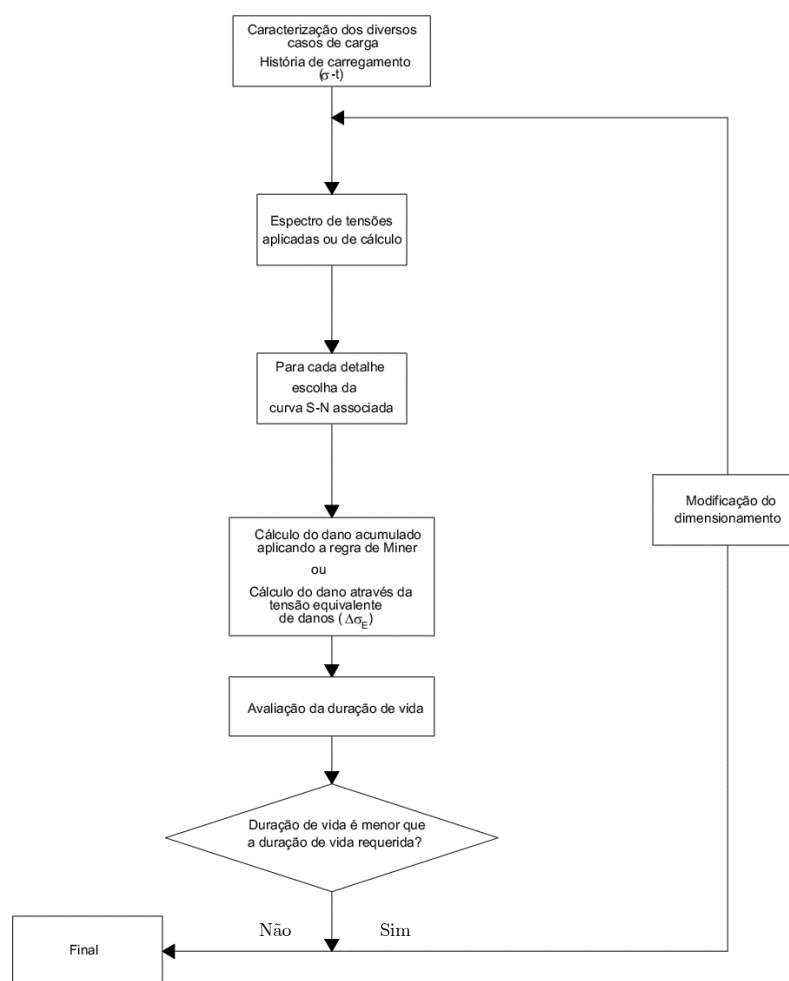
e,

$$\Delta\sigma_{\text{máx}} \leq 1,5.f_y \quad (2.14)$$

em que  $\Delta\sigma_D$  é a amplitude de tensão constante para cada categoria de detalhe e  $f_y$  é a tensão de cedência do aço.

### 2.5.2 Análise detalhada

A realização de uma análise detalhada implica o conhecimento dos modelos de carga a utilizar para a definição do historial de carregamento, as curvas de resistência à fadiga associadas aos detalhes da estrutura e o conhecimento do tempo de vida útil exigido para a estrutura. Na Figura 2.11 pretende-se ilustrar a metodologia de verificação à fadiga correspondente a este nível de análise. Caso a verificação não seja bem sucedida é proposto um processo iterativo de redimensionamento à custa da modificação dos detalhes estruturais, que obriga igualmente à redefinição dos espectros de tensão (Ribeiro,2004).



**Figura 2.12** – Etapas do 2º nível de análise (Ribeiro, 2004)



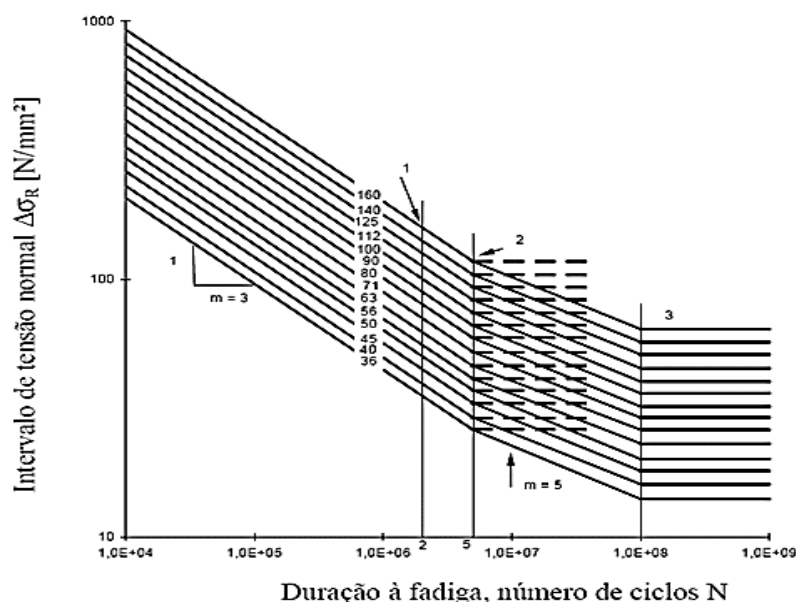
A EN 1993-1-9 (2010), que constitui o documento base para as análises à fadiga de estruturas metálicas, apresenta alguns conceitos que servem de base à implementação de análises detalhadas, nomeadamente a definição das curvas de resistência à fadiga, categorias de detalhe, metodologias de dimensionamento e fatores de segurança a considerar (Ribeiro, 2004).

### 2.5.2.1 Curvas de resistência à fadiga

#### A- Tensões normais no aço

As curvas de resistência à fadiga para tensões normais no aço ( $\Delta\sigma_R, N$ ), representadas na Figura 2.13, são caracterizadas por:

- i) Uma resistência à fadiga aos 2 milhões de ciclos ( $\Delta\sigma_C$ ) que corresponde igualmente à sua designação;
- ii) Uma resistência à fadiga aos 5 milhões de ciclos ( $\Delta\sigma_D$ ) que corresponde ao limite da resistência à fadiga sob ciclos de tensão de amplitude constante;
- iii) Uma tensão limite de fadiga ( $\Delta\sigma_L$ ) associada aos 100 milhões de ciclos de tensão.



**Figura 2.13** – Curva de resistência à fadiga para tensões normais no aço  
(adaptado de EN 1993-1-9, 2010)

As expressões que traduzem as curvas de resistência à fadiga para tensões normais são dadas por:

$$\Delta\sigma_R^m N = \Delta\sigma_C^m \cdot 2 \times 10^6 \quad (2.15)$$

com  $m = 3$  para  $N \leq 5 \times 10^6$  e,

$$\Delta\sigma_R^m N = \Delta\sigma_D^m \cdot 5 \times 10^6 \quad (2.16)$$

com  $m = 5$  para  $5 \times 10^6 \leq N \leq 10^8$ . A tensão limite de fadiga é dada por:

$$\Delta\sigma_L = \left( \frac{5}{100} \right)^{\frac{1}{5}} \cdot \Delta\sigma_D \quad (2.17a)$$

isto é,

$$\Delta\sigma_L = 0,549 \cdot \Delta\sigma_D \quad (2.17b)$$

O valor de cálculo do número de ciclos necessários para alcançar a rotura por fadiga ( $N_i$ ) pode ser determinado diretamente a partir da expressão:

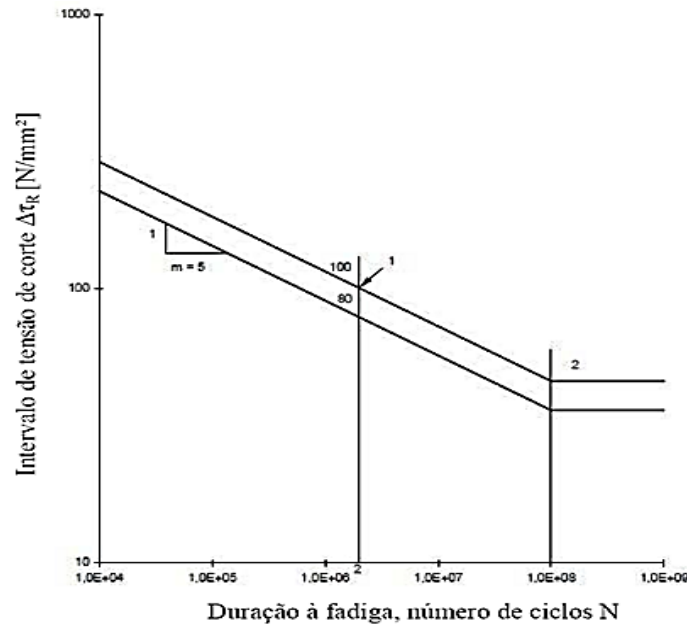
$$N_i = 5 \times 10^6 \cdot \left[ \frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\Delta\sigma_i} \right]^m \quad (2.18)$$

em que  $m$  assume os valores de 3 ou 5, conforme a amplitude de tensão  $\Delta\sigma_i$  seja, respetivamente, superior ou inferior ao valor de cálculo do limite de resistência à fadiga sob amplitude constante definida a 5 milhões de ciclos.

## B- Tensões de corte no aço

No caso das curvas de resistência à fadiga para tensões de corte no aço ( $\Delta\tau_R, N$ ), ilustradas na Figura 2.14, são determinadas por:

- i) Uma resistência à fadiga aos 2 milhões de ciclos ( $\Delta\tau_C$ ) que corresponde igualmente à sua designação;
- ii) Uma tensão limite de fadiga ( $\Delta\tau_L$ ) associada aos 100 milhões de ciclos de tensão.



**Figura 2.14** – Curva de resistência à fadiga para tensões de corte no aço  
(adaptado de EN 1993-1-9, 2010)

As expressões correspondentes as curvas são dadas por:

$$\Delta\tau_R^m N = \Delta\tau_C^m \cdot 2 \times 10^6 \quad (2.19)$$

com  $m = 5$  para  $N \leq 10^8$

A tensão limite de fadiga é caracterizada por:

$$\Delta\tau_L = \left(\frac{2}{100}\right)^{\frac{1}{5}} \cdot \Delta\tau_C \quad (2.20a)$$

isto é,

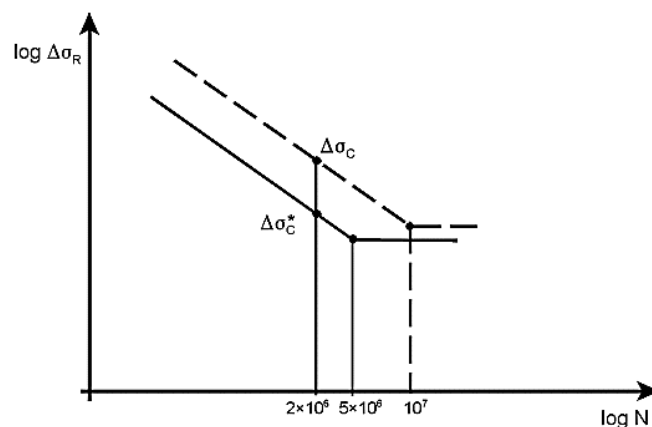
$$\Delta\tau_L = 0.457 \cdot \Delta\tau_C \quad (2.20b)$$

O valor de cálculo do número de ciclos necessários para alcançar a rotura por fadiga ( $N_i$ ) pode ser determinado diretamente a partir da expressão:

$$N_i = 2 \times 10^6 \cdot \left[ \frac{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}}{\Delta\tau_i} \right]^m \quad (2.21)$$

em que  $m$  assume o valor de 5, para um valor de cálculo do limite de resistência à fadiga sob amplitude constante definida aos 2 milhões de ciclos.

A EN 1993-1-9 (2010) prevê ainda para alguns detalhes construtivos, em que os resultados experimentais podem não corresponder às curvas de resistência à fadiga da Figura 2.14, uma classificação alternativa de forma a assegurar situações conservativas. Esses pormenores, assinalados com asterisco, são classificados numa categoria inferior à que a sua resistência à fadiga aos  $2 \times 10^6$  ciclos permitiria. Em alternativa poderá aumentar a classificação destes pormenores de uma categoria, desde que o limite de amplitude constante,  $\Delta\sigma_D$ , seja definido como a resistência à fadiga a  $10^7$  ciclos para  $m = 3$  (Figura 2.15).

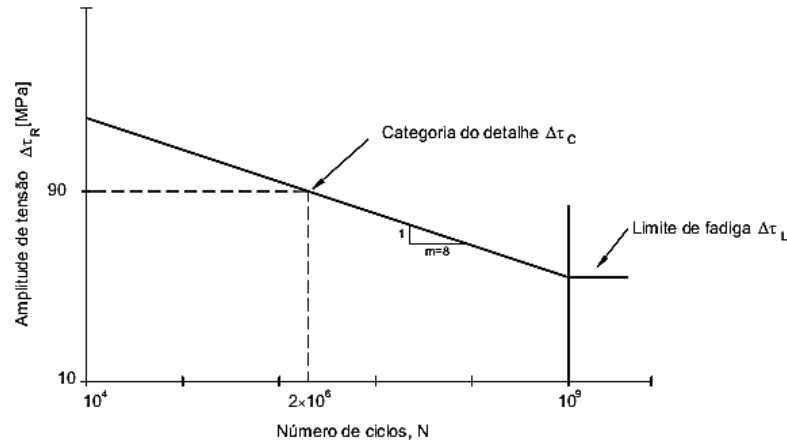


**Figura 2.15** – Resistência alternativa  $\Delta\sigma_c$  para os pormenores classificados como  $\Delta\sigma_c^*$   
(adaptado de EN 1993-1-9 (2010))

### C- Tensões de corte nos conectores

As tensões de corte nos conectores ( $\Delta\tau_R$ ,  $N$ ) também estão associadas a curvas de fadiga (Figura 2.16) que são representadas por (EN 1994-2, 2003):

- i) Uma resistência à fadiga aos 2 milhões de ciclos ( $\Delta\tau_C$ ) que corresponde igualmente à sua designação;
- ii) Uma tensão limite de fadiga ( $\Delta\tau_L$ ) associada aos 1000 milhões de ciclos de tensão.



**Figura 2.16** – Curva de resistência à fadiga para tensões de corte nos conectores  
(adaptado de EN1994-2, 2003)

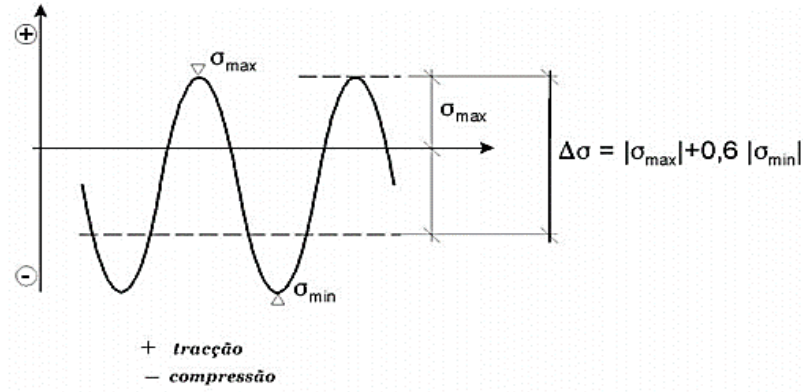
O valor de cálculo do número de ciclos necessários para alcançar a rotura por fadiga ( $N_i$ ) pode ser determinado diretamente a partir da expressão:

$$N_i = 2 \times 10^6 \cdot \left[ \frac{\Delta\tau_C / Y_{Mf}}{\Delta\tau_i} \right]^m \quad (2.22)$$

em que  $m$  assume o valor de 8, para um valor de cálculo do limite de resistência à fadiga sob amplitude constante definida aos 2 milhões de ciclos.

### 2.5.2.2 Modificações das curvas de resistência à fadiga

De acordo com a EN 1993-1-9 (2010) as amplitudes de tensão podem ser reduzidas, para que a resistência à fadiga aumente, desde que parte ou a totalidade do ciclo de tensões se encontre à compressão. Contudo este conceito só pode ser empregado em peças não soldadas ou que tenham sido tratadas termicamente no sentido de libertar tensões residuais existentes. Deste modo a variação eficaz de tensões pode ser calculada adicionando a parte em tração e 60% da parte em compressão do intervalo de tensões (Figura 2.17).



**Figura 2.17** – Modificação da amplitude de tensões para pormenores não soldados ou com relaxação de tensões (adaptado de 1993-1-9, 2010)

A amplitude de tensões pode ser reduzida do valor dado pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma = |\sigma_{\text{máx}}| + 0,6 |\sigma_{\text{mín}}| \quad (2.23)$$

As dimensões dos elementos devem ser tidos em conta e analisadas nos quadros de classificação das categorias de detalhe preconizados na EN 1993-1-9. No caso de dimensões superiores às indicadas no regulamento a resistência à fadiga deve ser reduzida de acordo com:

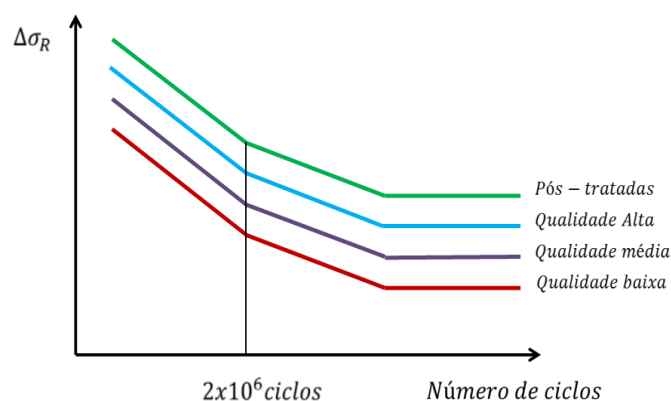
$$\Delta\sigma_{C,\text{red}} = k_s \cdot \Delta\sigma_C \quad (2.24)$$

onde  $k_s$  é o efeito de escala, e é obtido através da seguinte expressão:

$$k_s = \left(\frac{25}{t}\right)^{0,2} \quad (2.25)$$

e  $t$  corresponde à espessura do elemento.

A qualidade da soldadura também tem influência na resistência à fadiga, sendo que quanto melhor for a qualidade da soldadura maior será a resistência à fadiga do elemento soldado, considerando-se como referência o valor de cálculo do limite de resistência à fadiga sob amplitude constante definida aos 2 milhões de ciclos (Figura 2.18).



**Figura 2.18** – Influência da qualidade da soldadura na resistência à fadiga (Ribeiro et. al., 2013)

### 2.5.2.3 Conceitos de segurança

As curvas de cálculo de resistência à fadiga são obtidas por intermédio de coeficientes parciais de segurança ( $\gamma_{Mf}$ ) preconizados no eurocódigo. O valor de cada coeficiente depende essencialmente da facilidade de acesso ao local para rotinas de inspeção ou reparação e das consequências para a estabilidade global da estrutura no caso de uma eventual rotura do elemento ou da ligação. Estes valores deverão ser especificados nos Documentos Nacionais de Aplicação (DNA), e em caso de omissão, adotados os valores recomendados pela EN1993-1-9 (2010), os quais estão relacionados com dois conceitos de segurança distintos (Quadro 2.1):

- “*Dano controlado*”, baseado na existência de redundância estrutural, ou seja, deve-se assegurar que em caso de falha de um elemento os restantes deverão ser capazes de assegurar a integridade estrutural e operabilidade da ponte, até que esta possa ser reparada;
- “*Tempo de vida garantido*”, visa garantir que a estrutura permaneça sem fendas de fadiga por um determinado período de tempo. Trata-se de uma estratégia que aposta na prevenção do aparecimento de fendas.

**Quadro 2.1** – Valores recomendados do coeficiente parcial de segurança relativo à resistência à fadiga (adaptado de EN 1993-1-9, 2010)

Método de verificação	Consequências pouco importantes	Consequências importantes
Dano controlado	1,00	1,15
Tempo de vida garantido	1,15	1,35

#### 2.5.2.4 Categorias de detalhe

As categorias de detalhe são associadas a números, correspondentes às curvas de resistência em análise e à resistência à fadiga aos 2 milhões de ciclos de tensão EN 1993-1-9 (2010).

A classificação dos detalhes depende de fatores como geometria e dimensões dos elementos, método de fabricação, condições de inspeção, direção de aplicação da carga e do local onde se inicia a fenda (Ribeiro, 2004).

Os principais tipos de categorias de detalhe definidos na EN 1993-1-9 são: elementos não soldados e uniões com ligações mecânicas; seções compostas soldadas; soldaduras transversais de topo; acessórios e reforços soldados; ligações soldadas de transmissão de esforços; seções tubulares; nós de vigas reticuladas; tabuleiros ortotrópicos (reforço de seção fechada); tabuleiros ortotrópicos (reforço de seção aberta); e ligação do banzo superior à alma das vigas de caminhos de rolamentos.

Na Figura 2.19 estão representadas algumas categorias de detalhe e pormenores construtivos presentes na EN 1993-1-9 (2010).




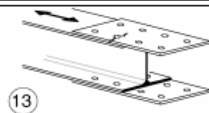

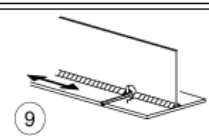
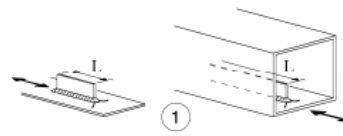
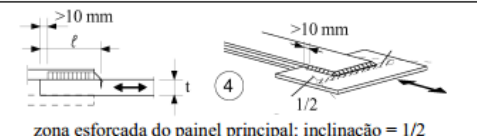
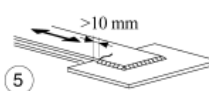
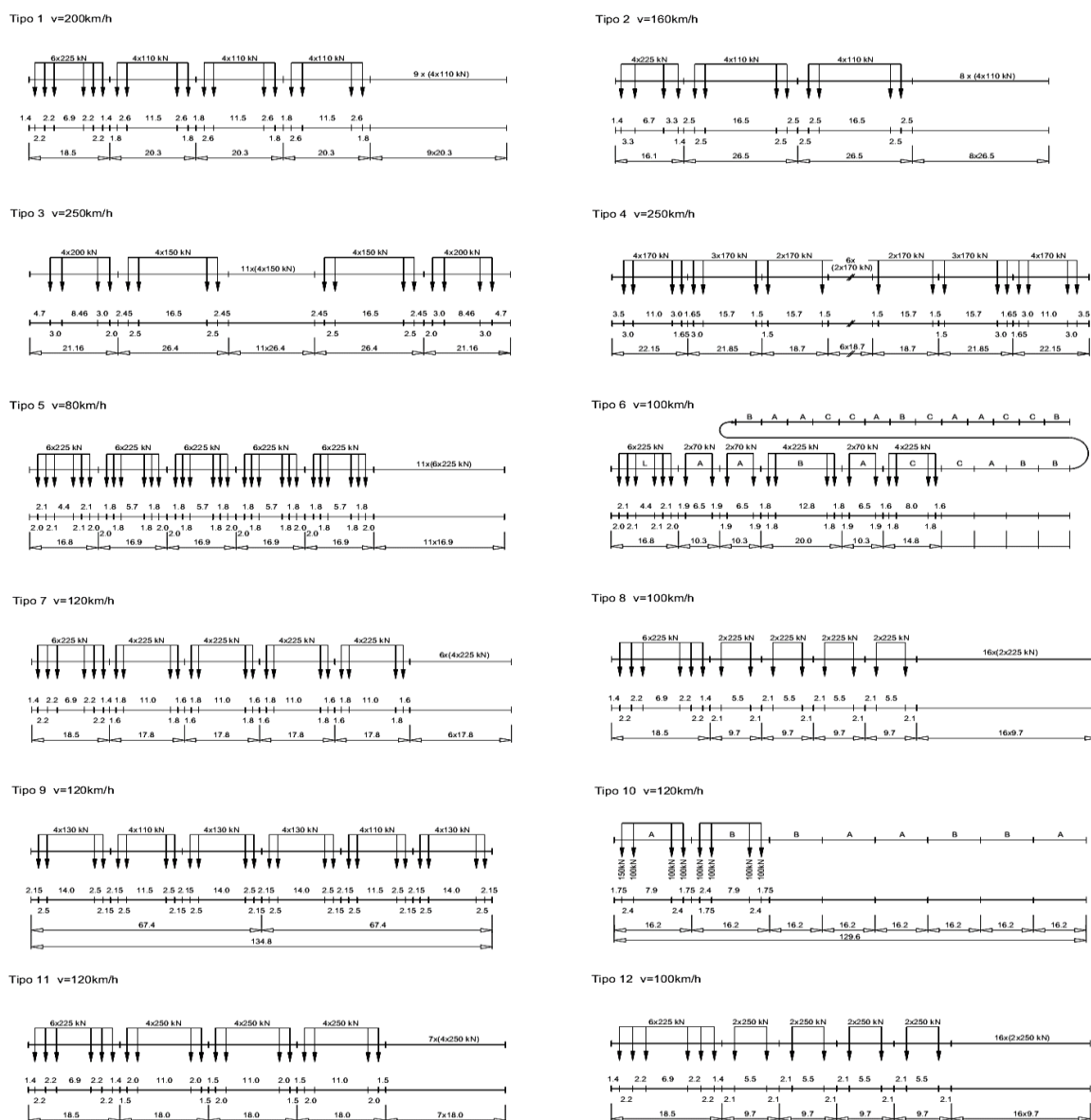
Categoria do pormenor	Pormenor construtivo	Descrição	Requisitos
160	<p><b>NOTA:</b> A curva de resistência à fadiga associada à categoria 160 é a mais elevada. Nenhum pormenor pode atingir uma melhor resistência à fadiga seja qual for o número de ciclos.</p> 	<p><u>Produtos laminados ou extrudidos:</u></p> <p>1) Chapas e barras com bordos laminados.  2) Perfis laminados com bordos laminados.  3) Seções tubulares sem costura, retangulares ou circulares.</p>	<p><b>Pormenores 1) a 3):</b></p> <p>Arestas vivas, imperfeições superficiais e de laminação melhoradas por rectificação até à sua eliminação e obtenção de uma transição suave.</p>
50		<p>13) Ligação de simples ou dupla sobreposição e parafusos não pré-esforçados em furação normal.  Não existe inversão de esforços.</p>	<p>13) ... secção útil.</p>
125		<p><u>Soldaduras longitudinais contínuas:</u></p> <p>1) Soldadura automática ou totalmente mecânica de topo executada em ambos os lados.  2) Soldadura automática ou totalmente mecânica de ângulo. Extremidades das chapas de recobrimento a verificar de acordo com o pormenor 6) ou 7) do Quadro 8.5.</p>	<p><b>Pormenores 1) e 2):</b></p> <p>Não é permitida qualquer paragem/recomeço da soldadura excepto no caso em que a reparação é executada por um especialista e a execução correcta da reparação é controlada por inspecção.</p>
71		<p>9) Soldadura de topo longitudinal, soldadura de ângulo ou soldadura descontinua com entalhe na intersecção de altura não superior a 60 mm. Para um entalhe na intersecção de altura &gt; 60 mm, ver o pormenor 1) no Quadro 8.4.</p>	<p>9) <math>\Delta\sigma</math> é baseado na tensão normal no banzo.</p>
80	$L \leq 50 \text{ mm}$		<p><u>Acessórios longitudinais:</u></p> <p>1) A categoria dos pormenores varia com o comprimento do acessório, L.</p>
71	$50 < L \leq 80 \text{ mm}$		
63	$80 < L \leq 100 \text{ mm}$		
56	$L > 100 \text{ mm}$		
Como o pormenor 1) do Quadro 8.5	 <p>zona esforçada do painel principal: inclinação = 1/2</p>	<p><u>Ligações sobrepostas soldadas:</u></p> <p>4) Ligação sobreposta soldada com cordão de ângulo.</p>	<p>4) <math>\Delta\sigma</math> na chapa principal calculado com base na área indicada no desenho.</p> <p>5) <math>\Delta\sigma</math> calculado nas chapas sobrepostas.</p>
45*		<p><u>Chapa sobreposta:</u></p> <p>5) Ligação sobreposta soldada com cordão de ângulo.</p>	<p><b>Pormenores 4) e 5):</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Extremidades do cordão terminam a mais de 10 mm do bordo da chapa.</li> <li>- A fissuração por corte na soldadura deverá ser verificada utilizando o pormenor 8).</li> </ul>

Figura 2.19 – Exemplo de algumas categorias de detalhe presentes na EN 1993-1-9 (2010)

### 2.5.2.5 Modelos de tráfego

A EN 1991-2 (2003) define 12 modelos de cargas a utilizar na análise de fadiga de pontes ferroviárias (Figura 2.20).



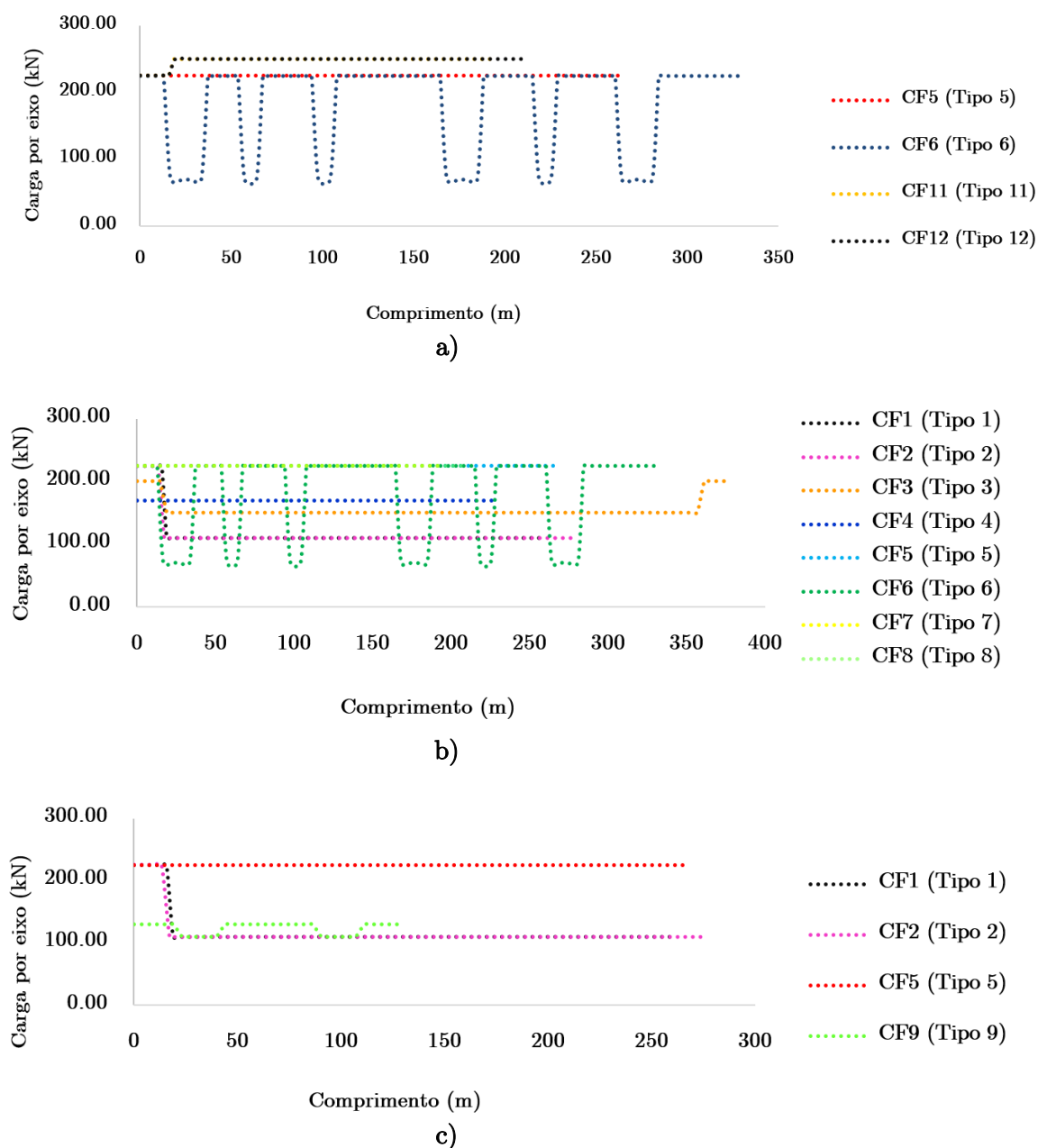
**Figura 2.20** – Configurações de carga dos comboios regulamentares para análise de fadiga em pontes ferroviárias

Esta norma prevê ainda três cenários de tráfego, que correspondem a uma tonelagem anual por via de  $25 \times 10^6 \text{ t}$ , caracterizados como pesado, normal e ligeiro (Quadro 2.2).

**Quadro 2.2** – Cenários de tráfego regulamentares (adaptado de EN 1991-2, 2003)

	Tipo de Comboio	Número de comboios diários	Massa do Comboio (t)	Volume de Tráfego anual (10 <sup>6</sup> t/ano)
Tráfego Normal	1	12	663	2.9
	2	12	530	2.32
	3	5	940	1.72
	4	5	510	0.93
	5	7	2160	5.52
	6	12	1431	6.27
	7	8	1035	3.02
	8	6	1035	2.27
	Total	67		24.95
Tráfego Pesado	5	6	2160	4.73
	6	13	1431	6.79
	11	16	1135	6.63
	12	16	1135	6.63
	Total	51		24.78
Tráfego Ligeiro	1	10	663	2.4
	2	5	530	1
	5	2	2160	1.4
	9	190	296	20.5
	Total	207		25.3

Estes cenários foram realizados para ter em conta o regime de exploração previsto para as pontes ferroviárias. As cargas por eixo em função dos comprimentos dos comboios de fadiga relativos aos três cenários de tráfego preconizados na EN1991-2 estão representadas na Figura 2.21.



**Figura 2.21** – Cargas por eixo em função do comprimento dos comboios de fadiga regulamentares:

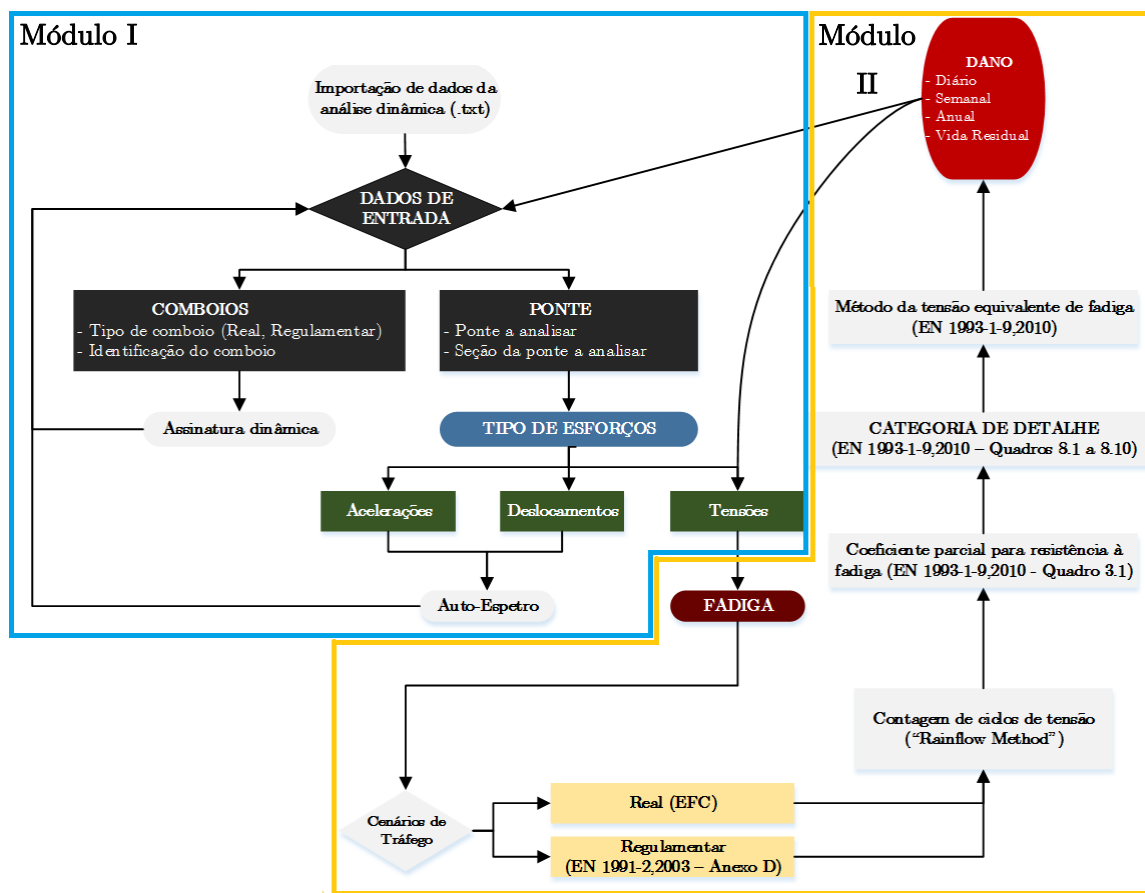
a) tráfego pesado; b) tráfego normal; e c) tráfego ligeiro

## 2.6 FERRAMENTA COMPUTACIONAL DESENVOLVIDA (FADBridge)

### 2.6.1 Arquitetura e potencialidades

De forma a otimizar a análise dos resultados obtidos pela análise dinâmica foi desenvolvida uma ferramenta numérica em ambiente Matlab para a análise gráfica dos esforços e cálculo do dano por fadiga, denominada FADBridge.

Na Figura 2.22 está representado o fluxograma da ferramenta computacional FADBridge.



**Figura 2.22** – Fluxograma da ferramenta computacional FADBridge

No programa FADBridge os resultados das análises dinâmicas ou estáticas são importados através de ficheiros de texto.

Esta ferramenta tem dois módulos, no primeiro permite a visualização de gráficos de acelerações, deslocamentos, tensões e forças na estrutura e no segundo permite o cálculo do dano de fadiga de um determinado detalhe construtivo de acordo com a EN 1993-1-9. A ferramenta foi elaborada para que possa ser operada, por utilizadores relativamente inexperientes, de uma forma intuitiva, rápida e simples através de uma interface gráfica de utilizador (GUI).

A ferramenta computacional foi desenvolvida especificamente para a ponte ferroviária sobre o Rio do Sonho e para os comboios que nela circulam. No entanto, pode ser facilmente

adotada a outros casos de estudo mediante a adição na sua base de dados de novas pontes e/ou comboios, como por exemplo os comboios de fadiga regulamentares.

A ferramenta permite ainda obter a assinatura dinâmica dos comboios, que caracteriza a excitação dinâmica do comboio. Este parâmetro está relacionado com as cargas por eixo ( $P_k$ ) e com o afastamento entre eixos do comboio. A expressão que permite obter a assinatura dinâmica de um comboio é dada por (ERRI D214/RP6, 1999; Ribeiro, 2004):

$$S_0(\lambda) = \text{MAX}_{i=1, N-1} \sqrt{\left[ \sum_{k=0}^i P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2 + \left[ \sum_{k=0}^i P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2} \quad (2.26)$$

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

A assinatura dinâmica de um comboio pode ser expressa no domínio da frequência em alternativa ao domínio do tempo, realizando a seguinte transformação:

$$v = \lambda \times f \quad (2.27)$$

em que  $v$  é a velocidade do comboio expressa em m/s,  $\lambda$  é o comprimento da onda de excitação, relacionada com as distâncias entre os grupos de eixo dos comboios, e  $f$  é a frequência da excitação.

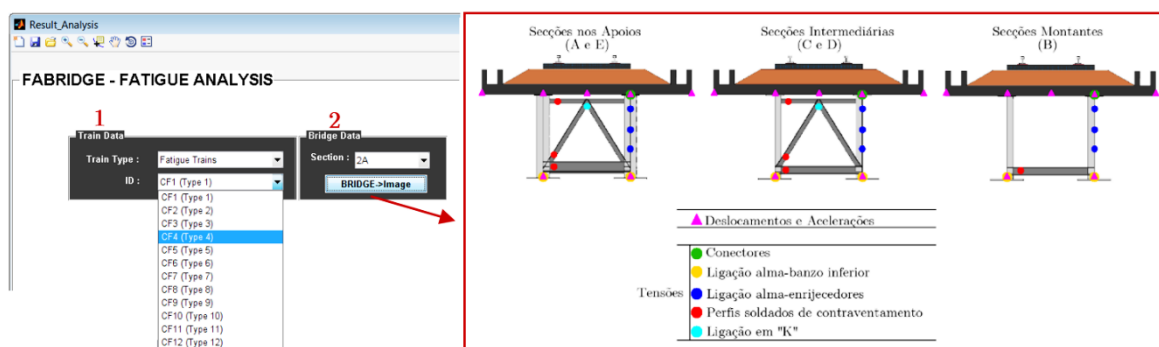
Outra funcionalidade da ferramenta é a realização de auto-espetros, que transformam o registo temporal de acelerações e deslocamentos num registo médio normalizado no domínio da frequência. Uma das vantagens em trabalhar no domínio da frequência é conseguir identificar com facilidade as frequências dos modos de vibração da estrutura e as frequências associadas à circulação do comboio que estão a contribuir para a resposta dinâmica da ponte.

Em seguida serão apresentadas algumas funcionalidades da ferramenta.

### 2.6.2 Instruções do utilizador

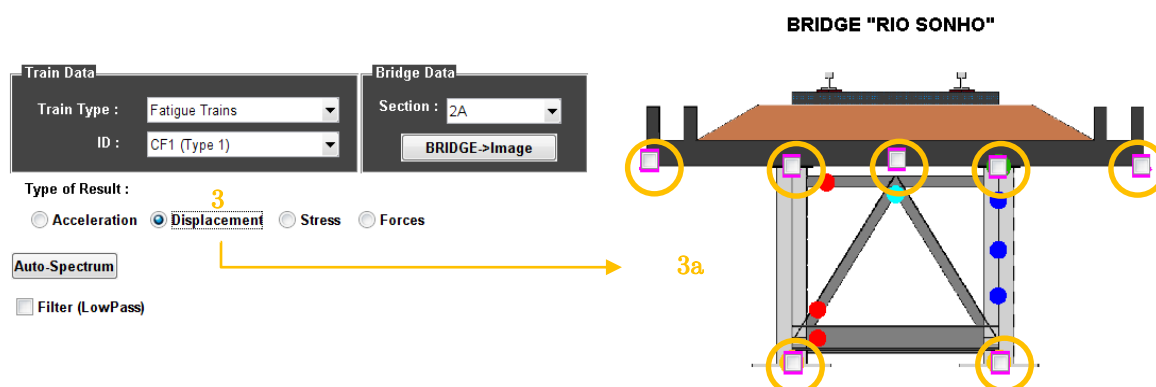
O primeiro módulo da ferramenta está associado à análise gráfica dos resultados. Neste módulo são introduzidos os dados de entrada, nomeadamente o tipo (real ou regulamentar)

e o nome do comboio (1), e a seção da ponte e o elemento em análise (2) (Figura 2.23). Esta última informação é indicada graficamente.



**Figura 2.23** – FADBridge [módulo I]: dados de entrada

Os resultados das acelerações, deslocamentos, tensões e forças (3) em cada um dos elementos da seção poderão ser visualizados sob a forma de registos temporais, bastando para tal ativar o elemento na respetiva “check box” (3a) (Figura 2.24).



**Figura 2.24** – FADBridge [módulo I]: seleção dos resultados a visualizar

Os registos temporais da resposta de um determinado elemento para a passagem de um dado comboio são apresentados graficamente, sendo possível visualizar o registo para qualquer intervalo de tempo (4) (Figura 2.25).

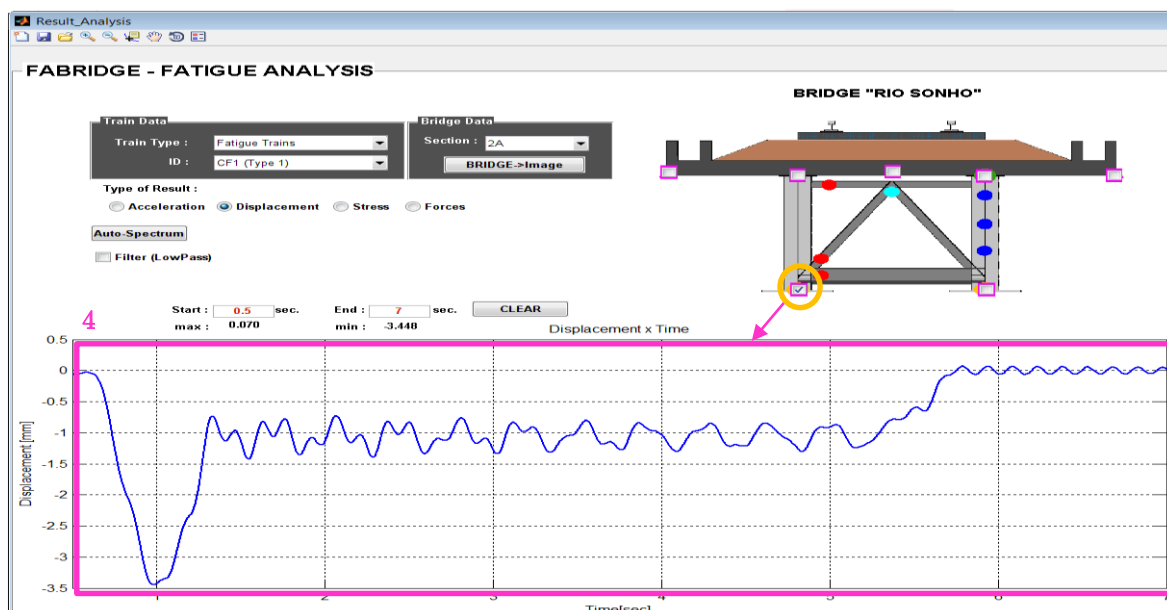


Figura 2.25 – FADBridge [módulo I]: visualização dos resultados

Relativamente aos registos de acelerações e deslocamentos, a ferramenta fornece ainda os respetivos auto-espectros (5a) e a possibilidade de filtragem do registo (5b). Em simultâneo é ainda disponibilizada a assinatura dinâmica do comboio (5c). Esta funcionalidade permite identificar rapidamente quais as frequências da estrutura e da excitação que contribuem para a resposta da estrutura (Figura 2.26).

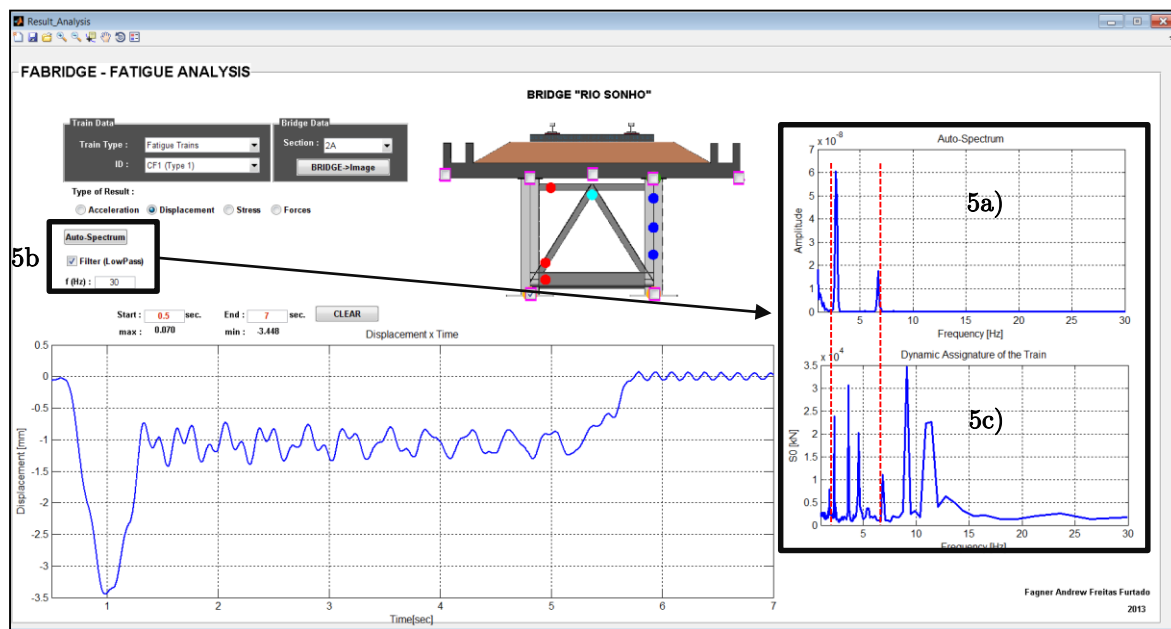


Figura 2.26 – FADBridge [módulo I]: 5b) auto-espectro e filtro; 5a) auto-espectro de um registo temporal; e 5c) assinatura dinâmica de um comboio





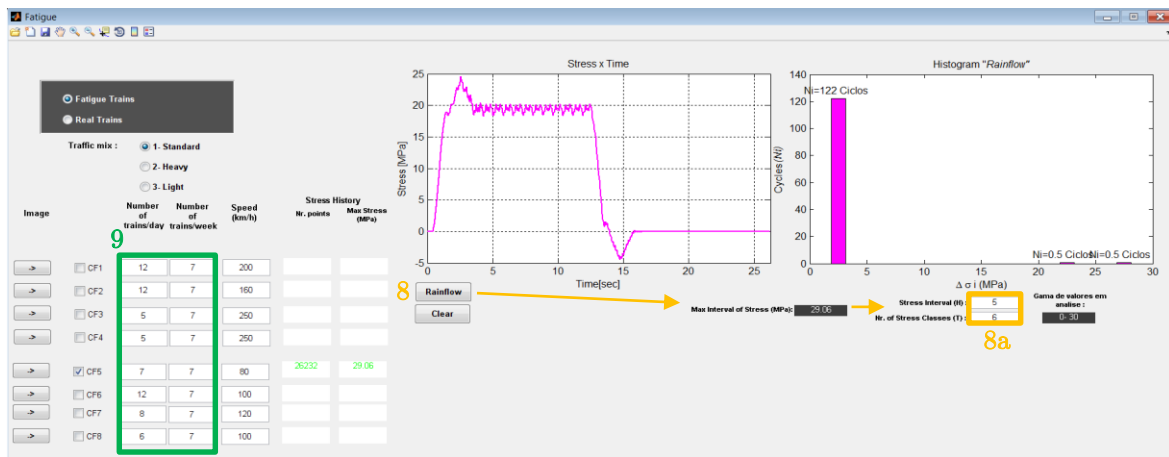


Figura 2.28 – FADBridge [módulo II]: contagem de ciclos de tensão

Finalmente, para o cálculo do dano por fadiga, o utilizador deve escolher o tipo de tensão, normal ou de corte (10), e o coeficiente parcial de resistência à fadiga de acordo com a EN 1993-1-9 (10a). Outro parâmetro a introduzir é a categoria de detalhe do elemento (11). Os danos diário, semanal e anual do elemento em estudo são apresentados automaticamente (12), assim como uma estimativa da sua vida residual (13).

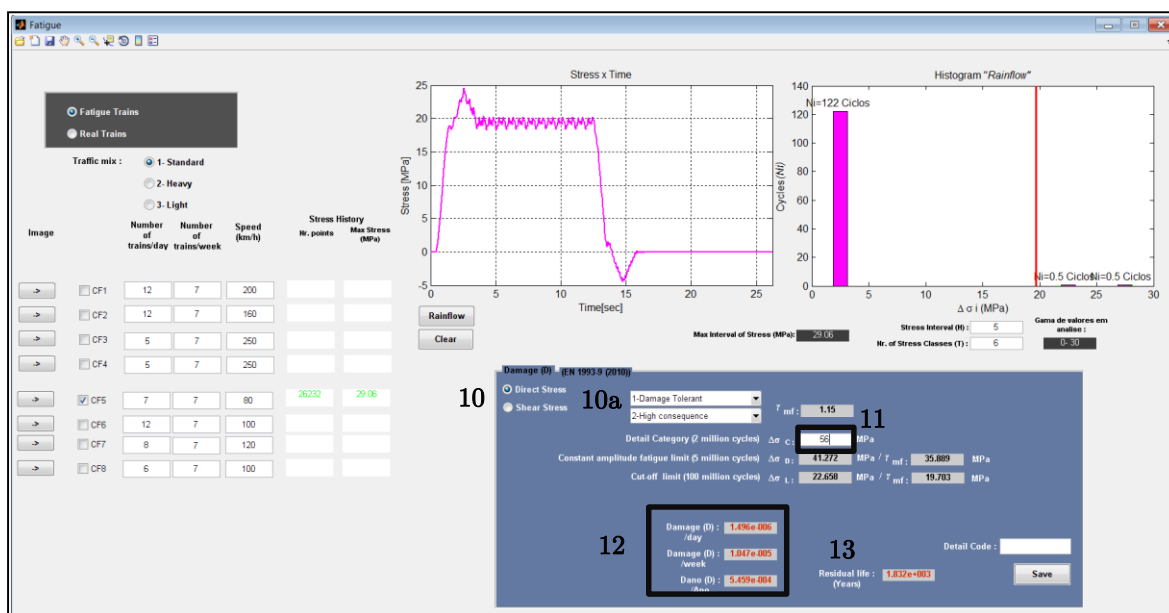


Figura 2.29 – FADBridge [módulo II]: dano de fadiga

## METODOLOGIAS PARA ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

### 3.1 INTRODUÇÃO

A análise da resposta dinâmica de uma ponte induzida pela passagem de um comboio pode ser realizada através de metodologias analíticas, simplificadas, empíricas ou numéricas.

As metodologias simplificadas são geralmente aplicáveis à análise da resposta dinâmica de pontes com comportamento semelhante ao de uma viga simplesmente apoiada, onde a contribuição do 1º modo de vibração é suficiente para a caracterização do comportamento dinâmico. De entre estas metodologias refiram-se os métodos da Decomposição da Excitação em Ressonância (DER) e o método da Linha de Influência Residual (LIR) (Barbero, 2001; ERRI-D214/RP6, 1999; Ribeiro, 2004). Estas metodologias consideram que a resposta dinâmica é obtida com base na soma de séries harmónicas e fornecem uma envolvente superior da resposta em relação à solução exata e, permitem reduzir consideravelmente o tempo das análises dinâmicas (Goicolea et. al., 2004).

As metodologias empíricas são resultantes da análise e tratamento de dados obtidos em medições de pontes para a passagem de determinados comboios, pelo que o seu campo de aplicação é restrito às pontes e comboios ensaiados (Ribeiro, 2012).

As metodologias de análise numérica são geralmente baseadas no método dos elementos finitos e têm a vantagem de permitir analisar o comportamento dinâmico de problemas complexos. De entre as metodologias de análise numérica refiram-se as metodologias de cargas móveis e as metodologias com interação ponte-comboio.

A primeira metodologia tem como principal vantagem a compreensão dos princípios básicos da resposta dinâmica do sistema por intermédio das equações diferenciais do movimento. No entanto, as soluções apresentam geralmente um grau elevado de complexidade, pelo que estas metodologias só são aplicáveis em problemas dinâmicos mais simples, como por exemplo no caso da aplicação de cargas móveis sobre uma viga simplesmente apoiada e em que a massa dos veículos é pequena comparativamente à massa da estrutura (Martínez Rodrigo, 2009; Yang e Lin, 1995). Esta metodologia é de fácil utilização e implementação em programas de cálculo comerciais.

A segunda metodologia envolve a modelação do comboio e o conhecimento dos seus parâmetros, que não estão diretamente disponíveis em programas de cálculo comerciais, o que a torna de mais complexa utilização. Esta metodologia é bastante relevante em situações em que se pretenda avaliar o conforto dos passageiros, analisar a estabilidade do contato roda-carril, avaliar os efeitos de irregularidade da via ou dos lisos das rodas dos comboios, etc. (Ribeiro, 2012).

Neste capítulo serão descritos as metodologias numéricas de resolução do problema dinâmico, em particular as metodologias de cargas móveis e com interação ponte-comboio. Será também descrita a aplicação computacional utilizada para as análises dinâmicas, o programa Train-Bridge Interaction – TBI, com particular ênfase nos melhoramentos realizados à ferramenta e a sua ligação à ferramenta desenvolvida para a análise da fadiga FADBridge.

## **3.2 METODOLOGIAS NUMÉRICAS DE ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO**

### **3.2.1 Metodologia de cargas móveis**

A metodologia de cargas móveis consiste na aplicação de um conjunto de cargas concentradas correspondentes a cada eixo do veículo e variáveis ao longo do tempo  $Q_k(t)$ , permitindo simular de forma eficiente e rápida a nível computacional a passagem de um

comboio a uma certa velocidade sobre uma ponte. A grande desvantagem desta metodologia é a de não permitir obter as acelerações no interior da carruagem e avaliar o conforto dos passageiros, nem tão pouco possibilitar a análise dos efeitos que o veículo possa provocar na resposta da ponte.

Nesta metodologia a equação de equilíbrio dinâmico é aplicada apenas ao subsistema ponte uma vez que o subsistema comboio não existe, podendo ser expresso em função do intervalo de tempo  $t$  através de:

$$M_p \ddot{u}_p(t) + C_p \dot{u}_p(t) + K_p u_p(t) = F_p(t) \quad (3.1)$$

onde  $F_p$  são as forças nodais equivalentes aplicadas em nós do caminho de cargas e  $M_p$ ,  $C_p$  e  $K_p$  são as matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez da ponte, respetivamente.

Os vetores  $\ddot{u}_p(t)$ ,  $\dot{u}_p(t)$  e  $u_p(t)$  são as acelerações, velocidades e deslocamentos respetivamente para cada ponto num determinado instante de tempo  $t$  e o índice ‘p’ indica que a matriz ou vetor é relativo à ponte..

Cada eixo do comboio é constituído por duas rodas pelo que a carga concentrada  $Q_k$  deve ser distribuída entre as mesmas:

$$P_k = \frac{Q_k}{2} \quad (3.2)$$

Os passos que definem o problema de cargas móveis são (Ribeiro, 2004):

- 1) Identificação dos nós dos carris que definem o percurso das cargas móveis;
- 2) Definição da posição de cada carga ( $P_k$ ) em relação ao início do percurso ( $x_k(t_0)$ ), no instante inicial  $t_0$ ;
- 3) Localização das cargas móveis sobre os carris num instante  $t$ . A posição da carga no instante  $t(x_k(t))$  é determinada através do espaço percorrido pelo comboio em relação à posição inicial  $x_k(t(0))$ , e é dada pela seguinte expressão;

$$x_k(t) = x_k(t_0) + v \times t \quad (3.3)$$

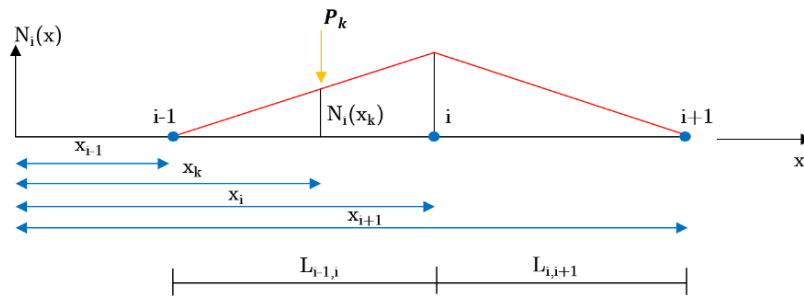
- 4) Conversão das cargas moveis num determinado instante  $t$  em forças nodais equivalentes, através da seguinte expressão:

$$F_p(t) = P_i = P_k \cdot N_i(x_k) \quad (3.4)$$

em que  $N_i(x_k)$  é uma função de forma definida para o nó  $i$  da estrutura expressa por (Figura 3.1):

$$N_i(x_k) = \begin{cases} \frac{x_k - x_{i-1}}{L_{i-1,i}} & , x_{i-1} \leq x_k \leq x_i \\ 1 - \frac{x_k - x_i}{L_{i,i+1}} & , x_i \leq x_k \leq x_{i+1} \end{cases} \quad (3.5)$$

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

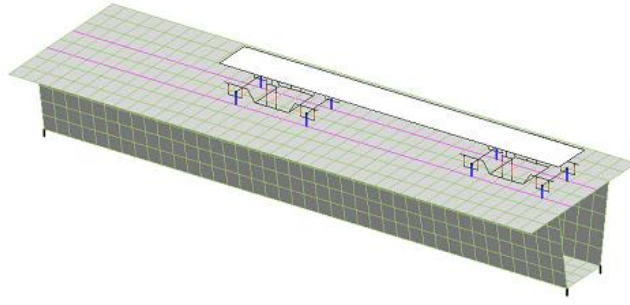


**Figura 3.1** – Representação da função de forma para aplicação da força nodal no nó  $i$  devido à passagem da carga móvel  $P_k$

### 3.2.2 Metodologia com interação

Esta metodologia iterativa considera a ponte e o comboio como dois subsistemas modelados de forma independente, mas calculados em simultâneo ao longo do tempo, recorrendo em cada incremento de tempo a um processo iterativo visando a compatibilização dos dois subsistemas estruturais em termos de força dinâmica de interação e dos deslocamentos sob as cargas móveis (Ribeiro, 2012).

O problema clássico da interação entre o tabuleiro de uma ponte ferroviária e um veículo, podendo incluir também a irregularidade da via, e está representado na Figura 3.2.



**Figura 3.2** – Modelo do sistema iterativo ponte-comboio (adaptado de Ribeiro, 2012)

As equações que traduzem o equilíbrio dinâmico dos dois subsistemas estão desacopladas e podem ser expressas em função do instante de tempo  $t$  através de:

$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{u}_p(t) \\ \ddot{u}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_p & 0 \\ 0 & C_c \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{u}_p(t) \\ \dot{u}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p & 0 \\ 0 & K_c \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_p(t) \\ u_c(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_p(t) \\ F_c(t) \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

onde  $M$ ,  $C$  e  $K$  são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez, respetivamente;  $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$  e  $u$  são os vetores das acelerações, velocidades e deslocamentos, respetivamente, e  $F$  é o vetor das forças. Os índices ‘p’ e ‘c’ identificam as matrizes ou vetores relativos à ponte e ao comboio, respetivamente.

Cada incremento de tempo  $\Delta t$  envolve as seguintes operações realizadas a cada iteração  $k$  (Calçada, 1995; Ribeiro, 2004; Ribeiro, 2012):

- 1) As cargas móveis correspondentes aos eixos do comboio são aplicadas na ponte, sendo que cada carga móvel  $F_p^k(t)$  é dada pela seguinte expressão:

$$F_p^k(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{k-1}(t) \quad (3.7)$$

onde  $F_{sta}$  é a componente estática da força de interação, constante ao longo do tempo e  $F_{dyn}^{k-1}(t)$  é a componente dinâmica da força de interação relativa à iteração anterior. Através da resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico relativo à ponte obtêm-se os deslocamentos nodais, a partir dos quais são obtidos os deslocamentos sob cada carga móvel,  $u_p^k(t)$ .

- 2) Ao mesmo tempo, cada ponto do comboio é submetido à ação de um assentamento de apoio  $u_c^k(t)$  associado ao deslocamento  $u_p^k(t)$  somado à eventual irregularidade da via  $r(t)$  no ponto onde está localizada a carga. Através da resolução do sistema de

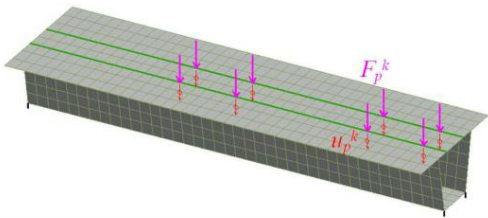
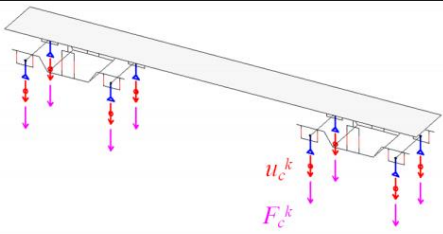
equações relativo ao comboio obtêm-se, para cada ponto de contato, as reações de apoio  $F_c^k(t)$  que constituem as componentes dinâmicas das forças de interação  $F_{dyn}^k(t)$  a aplicar à ponte na iteração seguinte.

3) Um critério de convergência é utilizado no final de cada iteração. Este critério avalia as componentes dinâmicas das forças de interação da iteração corrente e anterior, e para cada carga móvel é calculado o seguinte quociente:

$$\frac{\|F_{dyn}^k(t) - F_{dyn}^{k-1}(t)\|}{\|F_{dyn}^{k-1}(t)\|} \quad (3.8)$$

4) Se o quociente referido for inferior ou igual a uma determinada tolerância admite-se que os dois sistemas foram compatibilizados e avança-se para a primeira iteração no instante seguinte,  $t + \Delta t$ , ou no caso contrário procede-se a uma nova iteração. O processo iterativo inicial assume que a componente dinâmica das forças de interação no instante inicial,  $F_{dyn}(t=0)$ , são nulas.

Na Figura 3.3 está representado um esquema da metodologia iterativa para resolução do problema dinâmico com interação ponte-comboio.

	Ponte	Comboio
Esquema		
Ação	$F_p^k(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{k-1}(t)$	$u_c^k(t) = u_p^k(t) + r(t)$
Resultado	$u_p^k(t)$	$F_{dyn}^k(t) = F_c^k(t)$
Critério de convergência	$\frac{\ F_{dyn}^k(t) - F_{dyn}^{k-1}(t)\ }{\ F_{dyn}^{k-1}(t)\ }$ <p>Se <math>\leq</math> tolerância <math>\rightarrow t + \Delta t</math>  Se <math>&gt;</math> tolerância <math>\rightarrow k + 1</math></p>	

**Figura 3.3** – Metodologia iterativa para resolução do problema dinâmico com interação ponte-comboio (adaptado de Ribeiro, 2012)



### 3.3 RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DO EQUILÍBRIO DINÂMICO

A resolução das equações diferenciais de equilíbrio dinâmico pode ser realizada através de um método de integração direta, como o método de Newmark, ou recorrendo ao método da sobreposição modal.

#### 3.3.1 Método de Newmark

Este método consiste na integração direta das equações do movimento no tempo através das seguintes expressões (Clough e Penzien, 1993; Chopra, 1995):

$$u(t+\Delta t)=u(t)+\int_0^{\Delta t}\dot{u}(t)dt \quad (3.9)$$

$$\dot{u}(t+\Delta t)=\dot{u}(t)+\int_0^{\Delta t}\ddot{u}(t)dt \quad (3.10)$$

O valor do deslocamento e da velocidade no instante  $t+\Delta t$  é obtido pela soma destas grandezas no instante  $t$  com os valores dos integrais da velocidade e da aceleração entre os dois instantes de tempo, respetivamente.

No método de Newmark os integrais das equações (3.9) e (3.10) são calculados de forma aproximada, através das seguintes expressões:

$$u_{t+\Delta t}=u_t+\Delta t.\dot{u}_t+\Delta t^2\left(\frac{1}{2}-\beta\right).\ddot{u}_t+\Delta t^2.\beta.\ddot{u}_{t+\Delta t} \quad (3.11)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t}=\dot{u}_t+\Delta t(1-\gamma).\ddot{u}_t+\Delta t.\gamma.\ddot{u}_{t+\Delta t} \quad (3.12)$$

Estas expressões são formuladas com base no pressuposto de que a aceleração varia linearmente ao longo do tempo, e por intermédio dos parâmetros de integração  $\beta$  e  $\gamma$ .

Para que o método seja incondicionalmente estável e atinja uma precisão de 2ª ordem os parâmetros de Newmark devem tomar os valores  $\beta = 1/4$  e  $\gamma = 1/2$  (Chopra, 1995).

De forma a assegurar uma adequada representação dos primeiros modos de vibração, que são os que mais contribuem na resposta, deve ser adotadas um incremento de tempo  $\Delta t$  adequado.

A comissão de especialistas ERRI D214/RP9 (1999) prevê alguns critérios para a escolha do  $\Delta t$ . O primeiro critério pretende assegurar que um ciclo correspondente ao movimento sinusoidal de maior frequência seja representado por, no mínimo, oito pontos:

$$\Delta t = \frac{1}{8.f_{\text{máx}}} \quad (3.13)$$

em que  $f_{\text{máx}}$  é a frequência mais alta que se pretende considerar na resposta.

O segundo critério pretende assegurar que o tempo de atuação de uma determinada carga, deslocando-se à velocidade máxima ( $v_{\text{máx}}$ ) sobre a estrutura, dado por  $L/v_{\text{máx}}$ , é discretizado em  $4n$  intervalos. Este critério procura garantir que o  $\Delta t$  escolhido seja suficiente para caracterizar com precisão a excitação.

$$\Delta t = \frac{L}{4.n.v_{\text{máx}}} \quad (3.14)$$

onde  $L$  é o vão da estrutura e  $n$  é o número de modos que se pretende considerar na resposta.

Contudo, de acordo com Ribeiro (2004) os critérios anteriores revelaram ser pouco precisos, principalmente para a resposta da estrutura em acelerações, tendo este autor sugerido que o incremento de tempo  $\Delta t$  inclua pelo menos 20 pontos de um ciclo de movimento sinusoidal de maior frequência:

$$\Delta t = \frac{1}{20.f_{\text{máx}}} \quad (3.15)$$

### 3.3.2 Método da sobreposição modal

Outro método para a resolução da equação do equilíbrio dinâmico é o método da sobreposição modal. Este método consiste em transformar o problema de coordenadas geométricas num problema de coordenadas modais com um sistema de equações lineares independentes com  $n$  incógnitas. É possível resolver o sistema de equações através do método de Newmark e obter, de forma separada, a resposta de cada modo de vibração da estrutura.

No entanto, em sistemas de vários graus de liberdade, os esforços máximos são influenciados por diversos modos de vibração tornando-se necessário combinar os valores correspondentes

a vários modos. A contribuição de cada modo é sobreposta e assim obtém-se a resposta total da estrutura.

A deformada de uma estrutura caracterizada no espaço real passa a ser definida no espaço modal através da seguinte relação (Clough e Penzien, 1993; Chopra, 1995):

$$u_t = \sum_{n=1}^N \phi_n \cdot y_n(t) \quad (3.16)$$

onde  $\phi_n$  é o n-ésimo modo de vibração da estrutura e  $y_n(t)$  corresponde à respetiva coordenada modal.

Assumindo que:

$$\dot{u}_t = \sum_{n=1}^N \phi_n \cdot \dot{y}_n(t) \quad (3.17)$$

e,

$$\ddot{u}_t = \sum_{n=1}^N \phi_n \cdot \ddot{y}_n(t) \quad (3.18)$$

e substituindo as equações (3.16), (3.17) e (3.18) na equação do equilíbrio dinâmico (3.1), obtém-se:

$$M_p \left( \sum_{n=1}^N \phi_n \cdot \ddot{y}_n(t) \right) + C_p \left( \sum_{n=1}^N \phi_n \cdot \dot{y}_n(t) \right) + K_p \left( \sum_{n=1}^N \phi_n \cdot y_n(t) \right) = F_p(t) \quad (3.19)$$

pré-multiplicando todos os membros da equação (3.19) por  $\phi_n^T$  e atendendo à ortogonalidade dos modos de vibração, a equação pode ser expressa por:

$$M_n \cdot \ddot{y}_n(t) + C_n \cdot \dot{y}_n(t) + K_n \cdot y_n(t) = F_n(t) \quad (3.20)$$

em que  $M_n$ ,  $C_n$ ,  $K_n$  e  $F_n$  são a massa, amortecimento, rigidez e força modais respetivamente, e podem ser obtidos através das seguintes expressões:

$$M_n = \phi_n^T \cdot M_p \cdot \phi_n \quad (3.21)$$

$$C_n = \Phi_n^T \cdot C_p \cdot \Phi_n \quad (3.22)$$

$$K_n = \Phi_n^T \cdot K_p \cdot \Phi_n \quad (3.23)$$

$$F_n(t) = \Phi_n^T \cdot F_p(t) \quad (3.24)$$

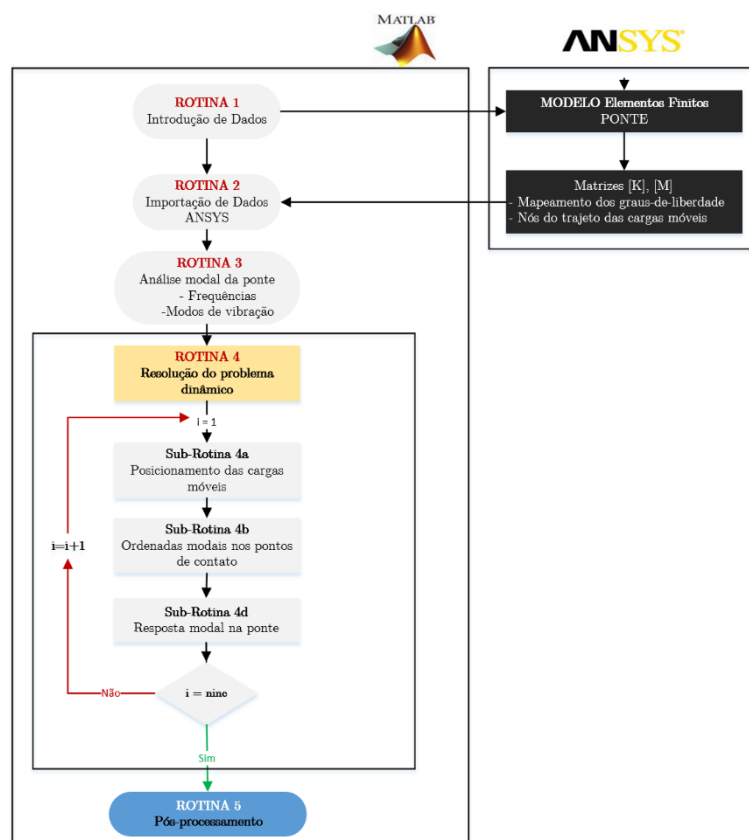
### 3.4 APLICAÇÃO COMPUTACIONAL TBI

Para a realização das análises dinâmicas da ponte para a passagem de comboios foi utilizado um programa computacional desenvolvido por Ribeiro (2012) e denominado “Train-Bridge Interaction” (TBI).

Esta ferramenta numérica possibilita a realização de análises dinâmicas com base em metodologias de interação ponte-comboio ou de cargas móveis, sendo esta última a utilizada no âmbito do presente trabalho.

#### 3.4.1 Arquitetura

Na Figura 3.4 apresenta-se o fluxograma do programa TBI para a aplicação da metodologia de cargas móveis. O fluxograma adaptado a problemas com interação ponte-comboio é descrito detalhadamente em Ribeiro (2012).



**Figura 3.4** – Fluxograma do programa TBI adaptado para metodologia de cargas móveis  
(adaptado de Ribeiro, 2012)

No programa TBI o modelo numérico da ponte é realizado no programa ANSYS e com base numa interligação entre o ANSYS e o Matlab em modo “batch”, é efetuada a extração rápida de informações relevantes do modelo numérico, tais como, a geometria, a numeração dos nós correspondentes ao trajeto das cargas, e as matrizes de massa, e rigidez da estrutura. No caso de uma análise com interação ponte-comboio são ainda extraídas a geometria, a numeração dos nós de contato, e as matrizes de massa, rigidez, e amortecimento do comboio. Esta ferramenta permite considerar duas metodologias distintas para a resolução das equações de equilíbrio dinâmico da ponte e do comboio. Na resolução do subsistema relativo à ponte é utilizado o método da sobreposição modal, que consiste na resolução de um sistema de equações de equilíbrio dinâmico desligadas, correspondendo cada equação a um modo de vibração da estrutura, e considerando apenas a informação modal dos nós do trajeto das cargas onde existem forças aplicadas. Esta metodologia reduz significativamente o tempo de análise computacional do subsistema ponte.

Nos problemas em que a interação é considerada, a resolução do subsistema relativo ao comboio, é realizada através de um método de integração direta, o método de Newmark, uma vez que a presença de amortecedores localizados nos veículos não permite desacoplar as equações de equilíbrio dinâmico do comboio. O sistema de equações é resolvido com recurso a uma factorização de Cholesky, o que possibilita também uma redução no tempo de análise.

A estrutura principal do programa é constituída por 5 rotinas que são descritas em seguida (Ribeiro, 2012):

### A – Rotina 1 – Introdução de dados

Nesta rotina são introduzidos os parâmetros gerais e do algoritmo necessários para a execução do programa (Ver Quadro 3.1).

**Quadro 3.1** – Parâmetros gerais e do algoritmo necessários para a execução do programa TBI

Parâmetros gerais e do algoritmo	Tipo de problema dinâmico	
	Cargas móveis	Interação ponte-comboio
1 - Nome do ficheiro ANSYS da ponte	✓	✓
2 - Nome do ficheiro ANSYS do comboio	✗	✓
3 - Incremento de tempo ( $\Delta t$ )	✓	✓
4 - Número máximo de iterações ( $n_{iter}$ )	✗	✓
5 - Tolerância do critério de convergência ( $\epsilon$ )	✗	✓
6 - Parâmetros de Newmark ( $\beta$ e $\gamma$ )	✓	✓
7 - Número de modos de vibração ( $n$ ) e respetivos amortecimentos modais ( $\xi_n$ )	✓	✓
8 - Coordenadas do trajeto de cargas (x,y,z) segundo o sistema de eixos adotado no modelo ANSYS	✓	✓
9 - Coordenadas dos nós de contato (x,y,z) segundo o sistema de eixos adotado no modelo ANSYS	✗	✓
10 - Posição relativa do comboio ao início do trajeto de cargas	✓	✓
11 - Irregularidades da via	✗	✓
12 - Nome do comboio (de entre uma base de dados que inclui 42 comboios)	✓	✓
13 - Ordenação e posição dos blocos do comboio	✗	✓
14 - Velocidade do comboio (km/h)	✓	✓
15 - Direção da interação (x, y, z) entre a ponte e o comboio	✓	✓

## B – Rotina 2 – Importação de dados do programa ANSYS

Em problemas de cargas móveis o processo de importação das matrizes de massa  $[M]$  e de rigidez  $[K]$ , do mapeamento dos graus-de liberdade e dos nós do trajeto das cargas é automático e não exige qualquer intervenção por parte do utilizador. Os ficheiros são importados num formato de texto condensado do tipo “*Harwell-Boeing*”.

## C – Rotina 3 – Parâmetros modais

Nesta rotina é realizada a análise modal da ponte, com base nas matrizes de rigidez e de massa tendo em vista a obtenção dos parâmetros modais, nomeadamente as frequências de vibração e os modos de vibração.

## D – Rotina 4 – Resolução do problema dinâmico

Nesta rotina começa-se por definir o número de passos de integração ( $ninc$ ) da análise dinâmica:

$$ninc = \text{int}\left(\frac{T}{\Delta t}\right) = \text{int}\left(\frac{L_p + L_c + L_i}{v \cdot \Delta t} + \frac{t_l}{\Delta t}\right) \quad (3.25)$$

onde  $T$  é a duração total da análise, correspondente ao tempo que demora a última carga do comboio a abandonar o trajeto de cargas, somado ao tempo vibração livre ( $t_l$ ),  $L_p$  é a extensão do trajeto de cargas,  $L_c$  é a distancia entre o primeiro e o último eixo do comboio,  $v$  é a velocidade de passagem do comboio e  $L_i$  é a posição relativa das cargas por eixo do comboio em relação ao trajeto de cargas.

### Sub-Rotina 4a – Posicionamento das cargas móveis

Nesta sub-rotina são posicionadas as cargas móveis  $P_k$  que constituem o comboio, através da expressão:

$$x_{k,i} = x_k^{\text{inic}} + (i-1) \cdot v \cdot \Delta t \quad (3.26)$$

onde  $i$  corresponde ao número do incremento de tempo e  $v$  é a velocidade do comboio.

**Sub-Rotina 4b – Ordenadas modais sob os nós de contato.**

As ordenadas modais sob um determinado ponto de contato são obtidas com base nas ordenadas modais dos nós vizinhos pertencentes ao trajeto das cargas, indicados por  $i$  e  $j$ , nomeadamente a partir dos seus deslocamentos  $(u_i, u_j)$  e rotações  $(\theta_i, \theta_j)$ , recorrendo a funções de forma de um elemento de viga bidimensional que dependem do parâmetro adimensional:

$$\xi = \frac{(x - x_i)}{(x_j - x_i)} = \frac{a}{L} \quad (3.27)$$

em que  $a$  é a distância do ponto de contato ao nó  $i$ ,  $L$  é a distância entre os nós  $i$  e  $j$ , e  $\xi$  adota valores no intervalo  $[0,1]$  (Figura 3.5).

Deste modo, a ordenada do modo de vibração  $n$  sob um determinado ponto de contato,  $\hat{\phi}_n(\xi)$ , no caso em que a direção da aplicação das cargas é a direção  $y$  e o plano de contato das cargas aos nós é o  $xy$ , é dada pela seguinte expressão:

$$\hat{\phi}_n(\xi) = N_1 u_i + N_2 \theta_i + N_3 u_j + N_4 \theta_j \quad (3.28)$$

Na Figura 3.5 são apresentadas as diferentes funções de forma do elemento de viga 2D.



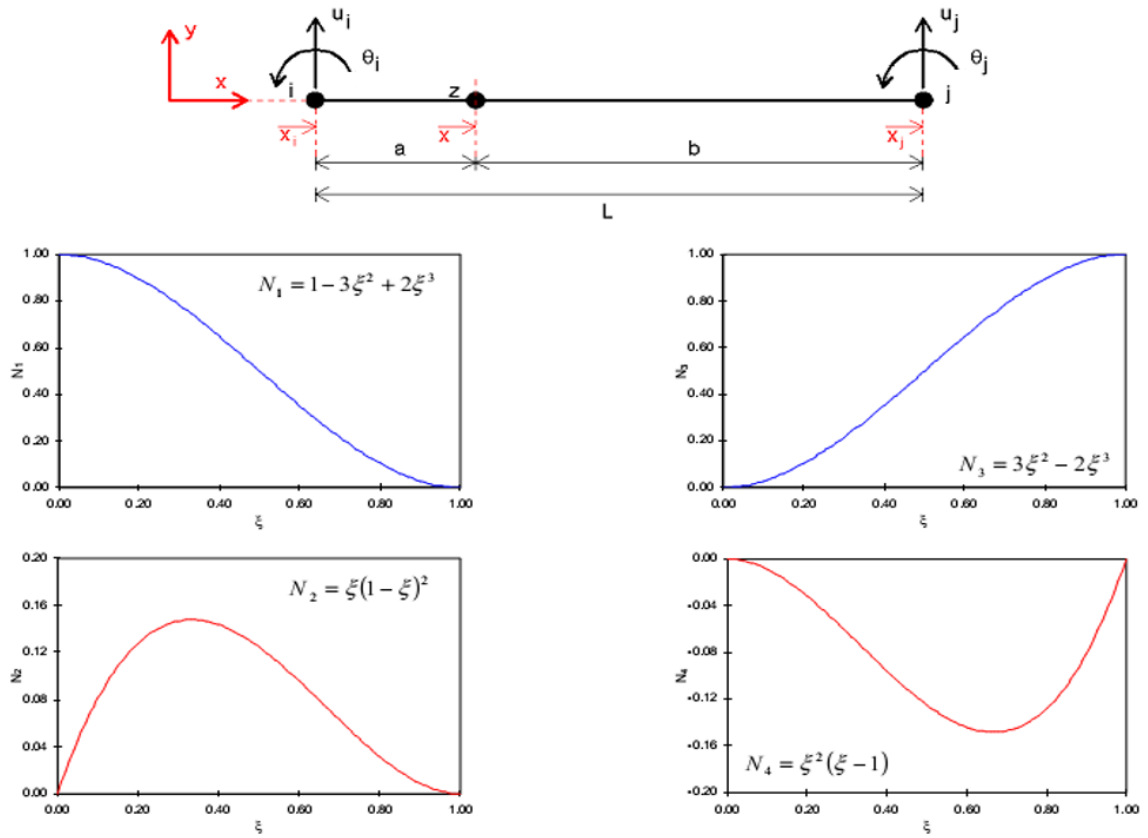


Figura 3.5 – Funções de forma de um elemento viga bidimensional (Ribeiro, 2012)

#### Sub-Rotina 4c – Forças nodais na ponte

A força correspondente ao modo de vibração  $n$ ,  $F_n$ , é determinada através da expressão:

$$F_n = \phi_n^T F_p \quad (3.29)$$

em que  $\phi_n^T$  ( $r \times 1$ ) é o vetor das ordenadas nos pontos de contacto para o modo de vibração  $n$ , dado por:

$$\phi_n = \begin{bmatrix} \hat{\phi}_{1n} \\ \hat{\phi}_{2n} \\ \vdots \\ \hat{\phi}_{rn} \end{bmatrix} \quad (3.30)$$

sendo  $r$  é o número total de pontos de contato e  $F_p$  o vetor das forças nos pontos de contacto, dado por:

$$F_p = \begin{bmatrix} F_{p1} \\ F_{p2} \\ \vdots \\ F_{pr} \end{bmatrix} \quad (3.31)$$

**Sub-Rotina 4d – Resposta dinâmica da ponte.**

A resposta dinâmica da ponte é determinada através do método da sobreposição modal (seção 3.3.2) e as equações de equilíbrio dinâmico desligadas são resolvidas através do método de Newmark (seção 3.3.1).

As condições iniciais do movimento da ponte ( $i=1$ ) correspondem a deslocamentos, velocidades e acelerações nulas.

A equação de equilíbrio desligada, associada ao modo de vibração  $n$  assumindo os modos de vibração normalizados em relação à matriz de massa é do tipo:

$$\ddot{y}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{y}_n + \omega_n^2 y_n = F_n \quad (3.32)$$

onde  $\ddot{y}_n$ ,  $\dot{y}_n$  e  $y_n$  são as acelerações, velocidades e deslocamentos modais, respetivamente.

**E – Rotina 5 – Pós-processamento**

Esta rotina possibilita a retirada automática dos resultados da análise dinâmica relativos à ponte e a cada bloco do comboio, sob a forma de gráfico ou ficheiro de texto.

Os resultados disponíveis para a ponte são deslocamentos, velocidades e acelerações, para a generalidade dos elementos finitos disponíveis no programa ANSYS, e deformações para alguns dos elementos finitos, em particular, os elementos de viga e de volume.

O cálculo dos deslocamentos, velocidades e acelerações é efetuado por aplicação das seguintes expressões:

$$u(t) = \sum_{j=1}^n \hat{\phi}_j y_j(t) \quad (3.33)$$

$$\dot{u}(t) = \sum_{j=1}^n \hat{\phi}_j \dot{y}_j(t) \quad (3.34)$$

$$\ddot{u}(t) = \sum_{j=1}^n \hat{\phi}_j \ddot{y}_j(t) \quad (3.35)$$

em que  $\hat{\phi}_j$  representa a ordenada do modo de vibração  $j$  associada ao grau de liberdade de interesse e  $\ddot{y}_j$ ,  $\dot{y}_j$  e  $y_j$  são os vetores das acelerações, velocidades e deslocamentos modais, respetivamente.

### 3.4.2 Melhoramentos em rotinas do programa

No âmbito do presente trabalho foram realizados melhoramentos a algumas das rotinas do programa TBI. Um desses melhoramentos foi realizado na rotina de pós-processamento de modo a permitir extrair resultados de elementos finitos de casca do programa ANSYS. Na Figura 3.6 apresenta-se o código APDL desenvolvido para a obtenção automática de deformações, tensões e forças em elementos finitos de casca do tipo SHELL43 e em elementos de viga do tipo BEAM189.

```

!SHELL "STRAIN" / "STRESS" / "FORCES"
*IF,type_elem,EQ,4,THEN
/post1
/RSYS,0
*DIM,U_modes,ARRAY,1,NMODES,1,3,1
!Total stress results
*DO,1,1,NMODES
  SET,1,1,1
  !Strain in X,Y and Z directions
  *if,side_elem,EQ,0,THEN
    *GET,U_modes(1,1),NODE,Num_node,EPEL,X
  *endif
  *if,side_elem,EQ,1,THEN
    *GET,U_modes(1,1),NODE,Num_node,EPEL,Y
  *endif
  *if,side_elem,EQ,2,THEN
    *GET,U_modes(1,1),NODE,Num_node,EPEL,Z
  *endif
  !Stress in X,Y and Z directions
  *if,side_elem,EQ,3,THEN
    *GET,U_modes(1,1),NODE,Num_node,S,X
  *endif
  *if,side_elem,EQ,4,THEN
    *GET,U_modes(1,1),NODE,Num_node,S,Y
  *endif
  *if,side_elem,EQ,5,THEN
    *GET,U_modes(1,1),NODE,Num_node,S,Z
  *endif
  *if,side_elem,EQ,8,THEN
    *GET,U_modes(1,1),NODE,Num_node,NMISC,1
  *endif
  *if,side_elem,EQ,9,THEN
    *GET,U_modes(1,1),NODE,Num_node,NMISC,2
  *endif
  *if,side_elem,EQ,10,THEN
    *GET,U_modes(1,1),NODE,Num_node,NMISC,3
  *endif
  !Out-of-plane element X,Y shear forces
  *if,side_elem,EQ,6,THEN
    ETABLE,N,SMISC,7
    *GET,U_modes(1,1),ELEM,Num_elem,ETAB,N
  *endif
  *if,side_elem,EQ,7,THEN
    ETABLE,N,SMISC,8
    *GET,U_modes(1,1),ELEM,Num_elem,ETAB,N
  *endif
*enddo
!Export .txt results file
*create,temp
*MWRTTE,U_modes,'U_modal'.txt'
(E15.8)
*end
/input,temp
*ENDIF
/EXIT,NOSAVE

```

**Figura 3.6** – Código APDL para obtenção de deformações, tensões e forças em elementos finitos de casca do tipo SHELL43

Outro melhoramento passou pela atualização das bases de dados dos comboios do programa. Neste âmbito foram adicionados 27 novos modelos de carga de comboios reais e de comboios de fadiga regulamentares (Figura 3.7).

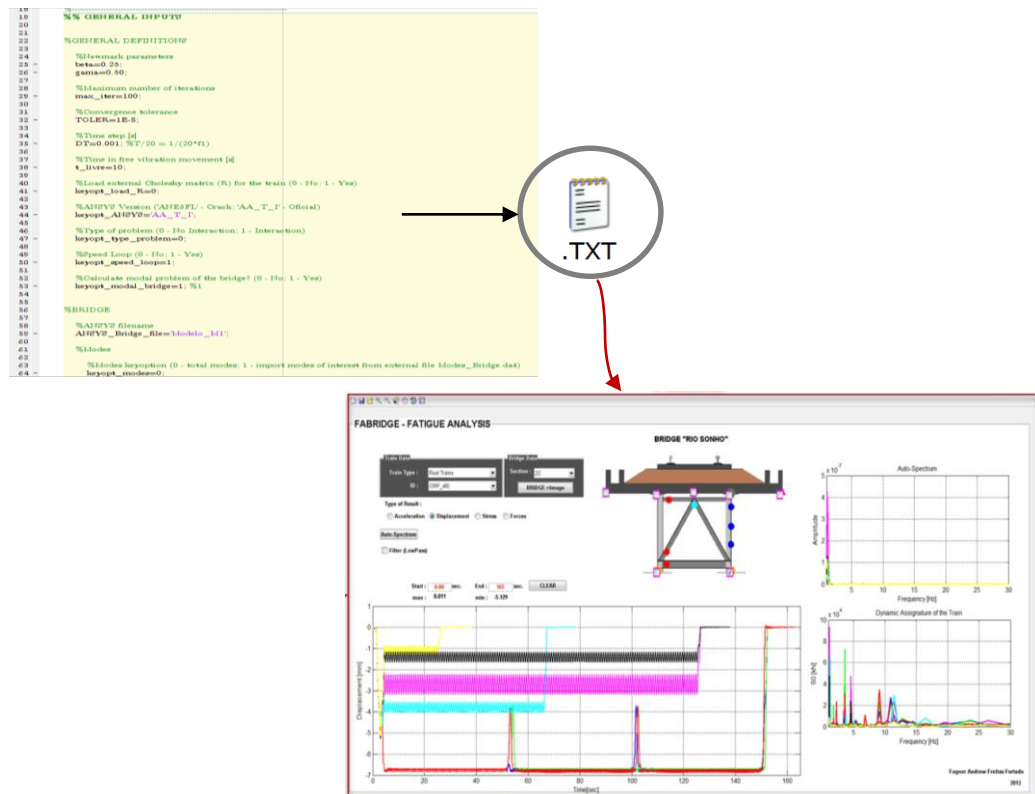
214	%2-Alfa-Pendular		
215	%3-TALGOAV2		
216	%4-THALYS2		
217	%5-EUROSTAR373		
218	%6-X2000		
219	%7-TGV Atlantique Double		
220	%8-VIRGIN		
221	%9-ICE		
222	%10-ETR500		
223	%11-Alfa-Pendular - Cargas Reais		
224	%12-Carga Unitária		
225	%13-Train1_Validation - YANG		
226	%14-Train2_Validation - 10*YANG		
227	%15-BBN_AP		
228	%16-BBN_AP*2		
229	<b>%% REAL TRAINS - ESTRADA DE FERRO CARAJÁS - BRASIL</b>		
230	%17-Comboio Carga Real-EFC CRC_1Vc - 2+110+1+110+1+110	/V=80 km/h	
231	%18-Comboio Carga Real-EFC CRC_1Vb - 2+110+2+220	/V=80 km/h	
232	%19-Comboio Carga Real-EFC CRC_1Va - 2+220+1+110+1	/V=80 km/h	
233	%20-Comboio Carga Real-EFC CRC_1Cc - 2+110+1+110+1+110	/V=80 km/h	
234	%21-Comboio Carga Real-EFC CRC_1Cb - 2+110+2+220	/V=80 km/h	
235	%22-Comboio Carga Real-EFC CRC_1Ca - 2+220+1+110+1	/V=80 km/h	
236	%23-Comboio Carga Real-EFC CRC_2V - 2+140	/V=80 km/h	
237	%24-Comboio Carga Real-EFC CRC_2C - 2+140	/V=80 km/h	
238	%25-Comboio Carga Real-EFC CRC_3V - 2+80	/V=80 km/h	
239	%26-Comboio Carga Real-EFC CRC_3C - 2+80	/V=80 km/h	
240	%27-Comboio Carga Real-EFC CRC_4V - 2+140	/V=80 km/h	
241	%28-Comboio Carga Real-EFC CRC_4C - 2+140	/V=80 km/h	
242	%29-Comboio de Passageiros Real-EFC CRP - 2+25	/V=80 km/h	
243	<b>%% FATIGUE TRAINS EN1091-2(2003)</b>		
244	%30-Comboio de Fadiga Type 1	/V=200 km/h	
245	%31-Comboio de Fadiga Type 2	/V=160 km/h	
246	%32-Comboio de Fadiga Type 3	/V=250 km/h	
247	%33-Comboio de Fadiga Type 4	/V=250 km/h	
248	%34-Comboio de Fadiga Type 5	/V=80 km/h	
249	%35-Comboio de Fadiga Type 6	/V=100 km/h	
250	%36-Comboio de Fadiga Type 7	/V=120 km/h	
251	%37-Comboio de Fadiga Type 8	/V=100 km/h	
252	%38-Comboio de Fadiga Type 9	/V=120 km/h	
253	%39-Comboio de Fadiga Type 10	/V=120 km/h	
254	%40-Comboio de Fadiga Type 11	/V=120 km/h	
255	%41-Comboio de Fadiga Type 12	/V=100 km/h	
256	<b>%% REAL TRAINS 400kN/axes - Future LOADS</b>		
257	%42-Comboio Carga Real-EFC CRC_1Ca - 2+220+1+110+1	/V=80 km/h	
258	%43-Comboio Carga Real-EFC CRC_2C - 2+140	/V=80 km/h	
259	%44-Comboio Carga Real-EFC CRC_3C - 2+80	/V=80 km/h	
260	%45-Comboio Carga Real-EFC CRC_4C - 2+140	/V=80 km/h	

Comboios existentes

Comboios  
adicionados

Figura 3.7 – Comboios adicionados a base de dados do TBI

A ferramenta computacional para a análise da fadiga FADBridge também foi pensada de forma a realizar uma ligação eficiente com a rotina de pós-processamento do programa TBI e deste modo tornar mais eficiente a saída dos resultados do cálculo dinâmico e facilitar a sua posterior análise (Figura 3.8).



**Figura 3.8** – Ligação entre TBI e FADBridge

Os resultados do cálculo dinâmico em termos de deslocamentos, acelerações, tensões, etc., para todos ou apenas um grupo predefinido de nós e elementos da estrutura, podem ser exportados do TBI por intermédio de ficheiros de texto, e posteriormente importados pelo programa FADBridge cujas ferramentas permitam a análise gráfica dos resultados e o cálculo do dano por fadiga.



## ASPETOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

### 4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão abordados os aspetos regulamentares preconizados na EN 1991-2 (2003) associados às ações de tráfego em pontes ferroviárias. Será apresentada a quantificação dos efeitos estáticos, com base em modelos de cargas regulamentares, e a quantificação dos efeitos dinâmicos, a partir de fatores dinâmicos que agravam os esforços provocados pelos carregamentos estáticos.

Serão também apresentados os critérios para a verificação da necessidade ou não da realização de uma análise dinâmica. No caso em que seja necessário a realização de uma análise dinâmica, a norma preconiza um conjunto de requisitos relacionados com os casos de cargas e as combinações de ações, a gama de velocidades e algumas considerações acerca de parâmetros relativos à ponte, nomeadamente o amortecimento, a massa e a rigidez.

A norma também recomenda a verificação de alguns estados limites relacionados com a segurança estrutural (amplificação dinâmica e fadiga), a segurança da via e o conforto dos passageiros.

## 4.2 AÇÕES DE CÁLCULO VERTICAIS

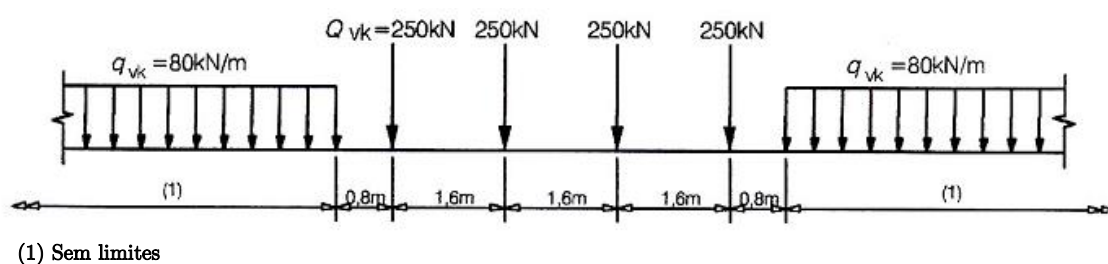
A EN 1991-2 (2003) considera alguns modelos de cálculo de comboios utilizados na análise e dimensionamento das pontes ferroviárias. A maioria destes modelos é aplicável à generalidade das pontes, no entanto, existem modelos específicos de pontes em linhas de mercadorias e linhas de alta velocidade.

De acordo com a norma, nos casos em que o modelo de tráfego real não possa ser traduzido por estes modelos, podem ser utilizados modelos adaptados, com combinações específicas para o projeto em questão.

### 4.2.1 Modelo de tráfego ferroviário normal (LM71 + SW/0)

Os modelos de carga LM71 e SW/0 traduzem, os efeitos verticais do tráfego ferroviário normal sobre as pontes. Enquanto o modelo LM71 é aplicável em qualquer tipo de linha ferroviária, o modelo SW/0 só deve ser aplicado em pontes com tabuleiro contínuo.

O modelo LM71, anteriormente designado por modelo UIC71, foi desenvolvido na década de 70 com o objetivo de simular os efeitos estáticos de seis comboios tipo existentes naquela época, dando maior rapidez e eficiência ao dimensionamento das pontes ferroviárias. O esquema de cargas é constituído por uma carga uniformemente distribuída de 80kN/m, e simula os efeitos dos eixos dos comboios através de cargas concentradas de 250kN (Figura 4.1).

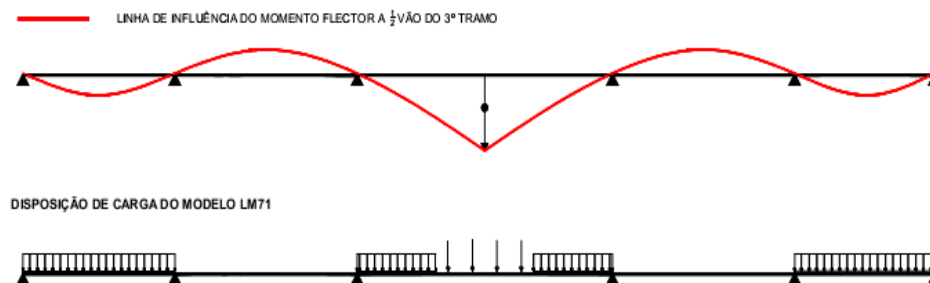


**Figura 4.1** – Modelo de carga “Load Model” (LM71) (adaptado de EN 1991-2, 2003)

É preciso salientar que o modelo deve ser disposto de modo a provocar os efeitos mais desfavoráveis para o elemento em estudo. Significa isto que as cargas concentradas e distribuídas podem ser omitidas se o seu efeito for favorável. Uma das possíveis configurações

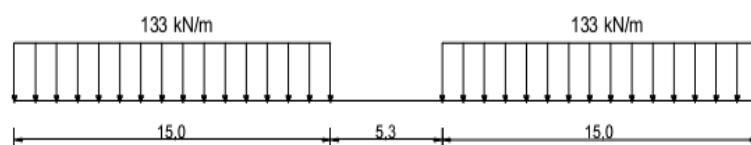


de cargas do modelo LM71 pode ser vista na Figura 4.2, onde está representada através da linha de influência, a disposição de carga que dá origem ao momento fletor máximo a meio vão do tramo central de um tabuleiro contínuo com 5 tramos (Figueiredo, 2007).



**Figura 4.2** – Configuração para obtenção do momento fletor máximo a  $\frac{1}{2}$  vão do tramo central de um tabuleiro com 5 tramos contínuos (Figueiredo, 2007)

Em relação ao modelo de carga SW/0, este é formado por 2 cargas distribuídas de 133 kN/m afastadas entre si de 5,3 m (Figura 4.3).

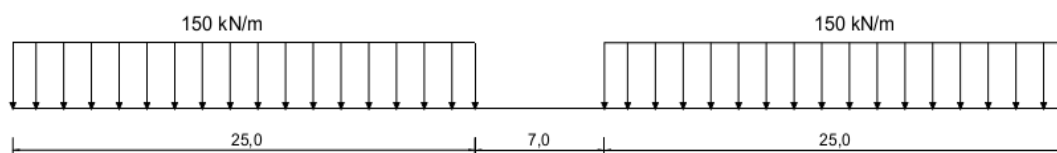


**Figura 4.3** – Modelo de carga SW/0 (adaptado de EN 1991-2, 2003)

A EN 1991-2 prevê ainda para pontes que possuam duas vias de circulação a aplicação dos modelos LM71 e SW/0 numa única via ou em ambas as vias em simultâneo. No caso de existirem três ou mais vias de circulação, os modelos podem ser aplicados em uma, duas ou nas três vias, devendo neste último caso o valor do carregamento ser multiplicado por um fator de redução igual a 0,75.

#### 4.2.2 Modelo de tráfego ferroviário pesado (SW/2)

O modelo para tráfego pesado é representado na EN 1991-2 pelo modelo de cargas SW/2. O modelo é constituído por duas cargas distribuídas de 150 kN/m ao longo de 25,0m e afastadas entre si de 7,0m. O esquema de carregamento pode ser visualizado na Figura 4.4. Este modelo só se aplica numa única via de circulação, referente ao tráfego pesado de mercadorias. Nas situações de duas ou mais vias, as restantes vias de circulação devem ser carregadas com os modelos de tráfego normal (LM71 ou SW/0).



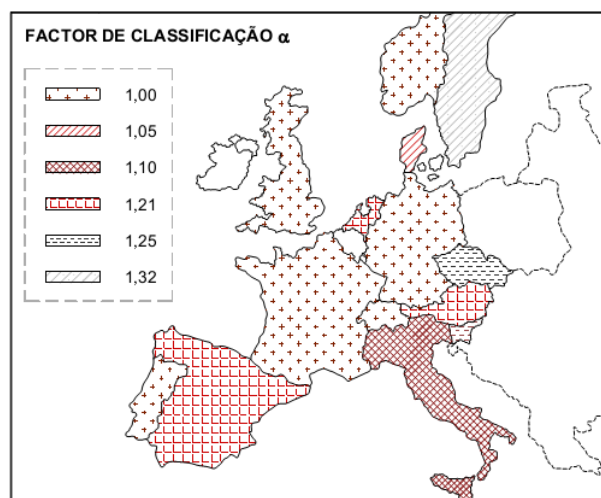
**Figura 4.4** – Modelo de Carga SW/2 (adaptado de EN 1991-2, 2003)

#### 4.2.3 Fator de classificação $\alpha$

Nas linhas ferroviárias que possuam tráfego distinto do normal os valores característicos dos modelos de carga devem ser multiplicados por um fator  $\alpha$  para ter em conta as cargas máximas por eixo admissíveis nas linhas europeias ou de uma linha específica. De acordo com a EN 1991-2 (2003) o fator  $\alpha$  pode tomar os seguintes valores:

$$0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46$$

Na Figura 4.5 estão representados os valores do fator de classificação  $\alpha$  em vigor em alguns países europeus e que varia entre 1,00 e 1,32.



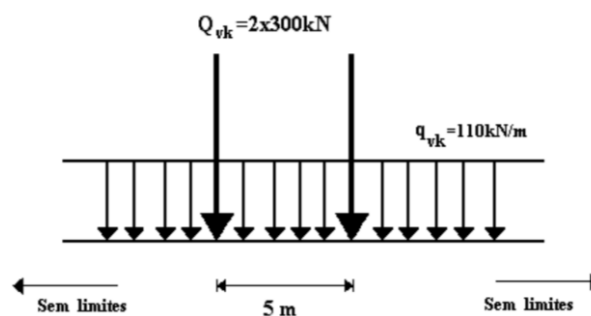
NOTA: o fator de classificação de cargas utilizado nas linhas alemãs de tráfego misto é igual a 1,22.

**Figura 4.5** – Valores do fator de classificação  $\alpha$  em alguns países europeus (adaptado de Figueiredo, 2007)

#### 4.2.4 Modelo de tráfego UIC LM 2000

De forma a ter em conta a evolução do tráfego de mercadorias e a homogeneização da rede ferroviária europeia que o serve, prevê-se a utilização de um modelo de cargas, designado por UIC Load Model 2000, em futuras revisões da EN 1991-2 (Figura 4.6) (Marques, 2006).

Este modelo foi proposto pela comissão de especialistas ERRI D192, para ter em conta o possível aumento das cargas de tráfego ao longo da vida útil das pontes ferroviárias, que é de 100 anos de acordo com a regulamentação europeia. Em alternativa a este novo modelo de cargas poderá utilizar-se o modelo LM71 multiplicado por um fator  $\alpha = 1.33$  (RFCS, 2005). À presente data não existe ainda previsão para a entrada em vigor deste modelo de cargas.



**Figura 4.6** – Modelo de Carga UCI LM 2000 (RFCS, 2005)

#### 4.2.5 Modelo de Carga HSLM (“High Speed Load Model”)

As especificações de interoperabilidade (TSI, 2002) no caso de pontes situadas em linhas internacionais devem ser cumpridas através de modelos de cargas HSLM. Este modelo de cargas é constituído pelos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B, e tem como objetivo garantir os efeitos dinâmicos provocados pelos diferentes comboios que circulam e possam vir a circular futuramente na rede europeia de alta velocidade. No Anexo E da EN1991-2 (2003) são preconizados os valores limites dos parâmetros indicadores das futuras composições para os quais é válida a aplicação dos modelos de cargas HSLM.

### 4.3 EFEITOS DINÂMICOS

A passagem de tráfego ferroviário numa ponte provoca vibrações na estrutura que podem ser mais ou menos intensas. Estas vibrações provocam deslocamentos e esforços na maioria dos casos mais graves do que aqueles que resultariam da aplicação estática das ações de tráfego.

Estas vibrações podem ser causadas: i) pelo carregamento rápido da estrutura, devido à velocidade do comboio (efeitos de impacto); ii) pela passagem de sucessivos grupos de eixos

regularmente espaçados, que podem em certos casos originar fenómenos de ressonância ou vibração excessiva do tabuleiro; iii) por uma variação de cargas aplicadas à ponte devido à presença de irregularidades da via ou defeitos das rodas dos veículos.

Para a determinação dos esforços de dimensionamento, do deslocamento, e acelerações, estes efeitos dinâmicos devem ser tidos em conta.

Os principais fatores que influenciam o comportamento dinâmico da estrutura são: i) a velocidade do tráfego na ponte; ii) o vão da ponte e o comprimento de deformabilidade do elemento estrutural considerado; iii) a massa da estrutura; iv) as frequências naturais da ponte e dos seus elementos; v) o número, espaçamento e cargas dos eixos dos comboios; vi) o amortecimento da estrutura; vii) irregularidades da via e defeitos das rodas dos veículos; viii) características dinâmicas da via (balastro, travessas, etc.).

#### 4.3.1 Fator dinâmico $\Phi$

Os efeitos estáticos provocados pelos modelos de carga LM71, SW/0 e SW/2 (corrigidas pelo fator  $\alpha$ ), devem ser multiplicados por um fator dinâmico  $\Phi$  que representa os efeitos dinâmicos resultantes do tráfego ferroviário.

Este fator foi determinado de modo a serem cobertos os efeitos dinâmicos dos 6 comboios reais que serviram de base à definição do modelo de cargas LM71 (Calçada, 1995; Nasarre, 2004).

Em situações de ressonância é necessário a realização de uma análise dinâmica para avaliação dos efeitos dinâmicos, uma vez que o fator dinâmico  $\Phi$  não tem em consideração os efeitos de ressonância.

O valor de  $\Phi$  é definido para dois níveis de manutenção da via ( $\Phi_2$  ou  $\Phi_3$ ). O valor de  $\Phi_2$  é utilizado quando é exigido um nível de manutenção cuidado para a via e é dado por:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,82 \quad (4.1)$$

com  $1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$ , e  $L_\Phi$  o comprimento de deformabilidade do elemento estrutural em causa definido na Tabela 6.2 da EN 1991-2 (2003).

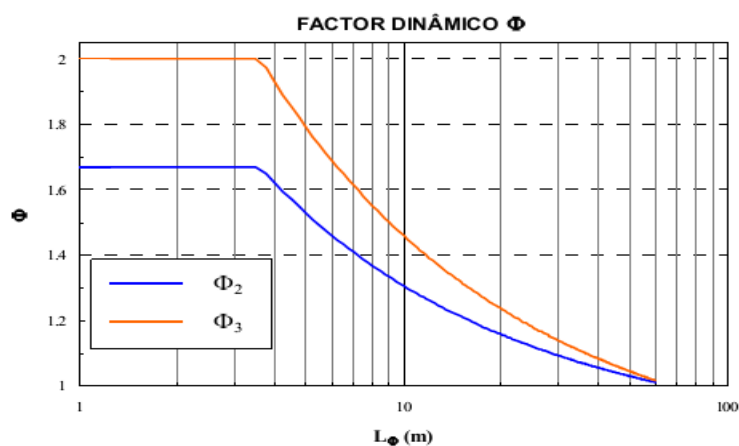
O fator  $\Phi_3$  é utilizado no caso de um nível de manutenção corrente e pode ser obtido através da expressão:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 \quad (4.2)$$

com  $1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$ .

Nos casos em que não há informação relativamente ao nível de manutenção da via ferroviária deverá ser utilizado o fator dinâmico  $\Phi_3$ .

Figueiredo (2007) apresenta na Figura 4.5, os valores dos fatores dinâmicos  $\Phi_2$  e  $\Phi_3$  em função do comprimento de deformabilidade do elemento  $L_\Phi$ .

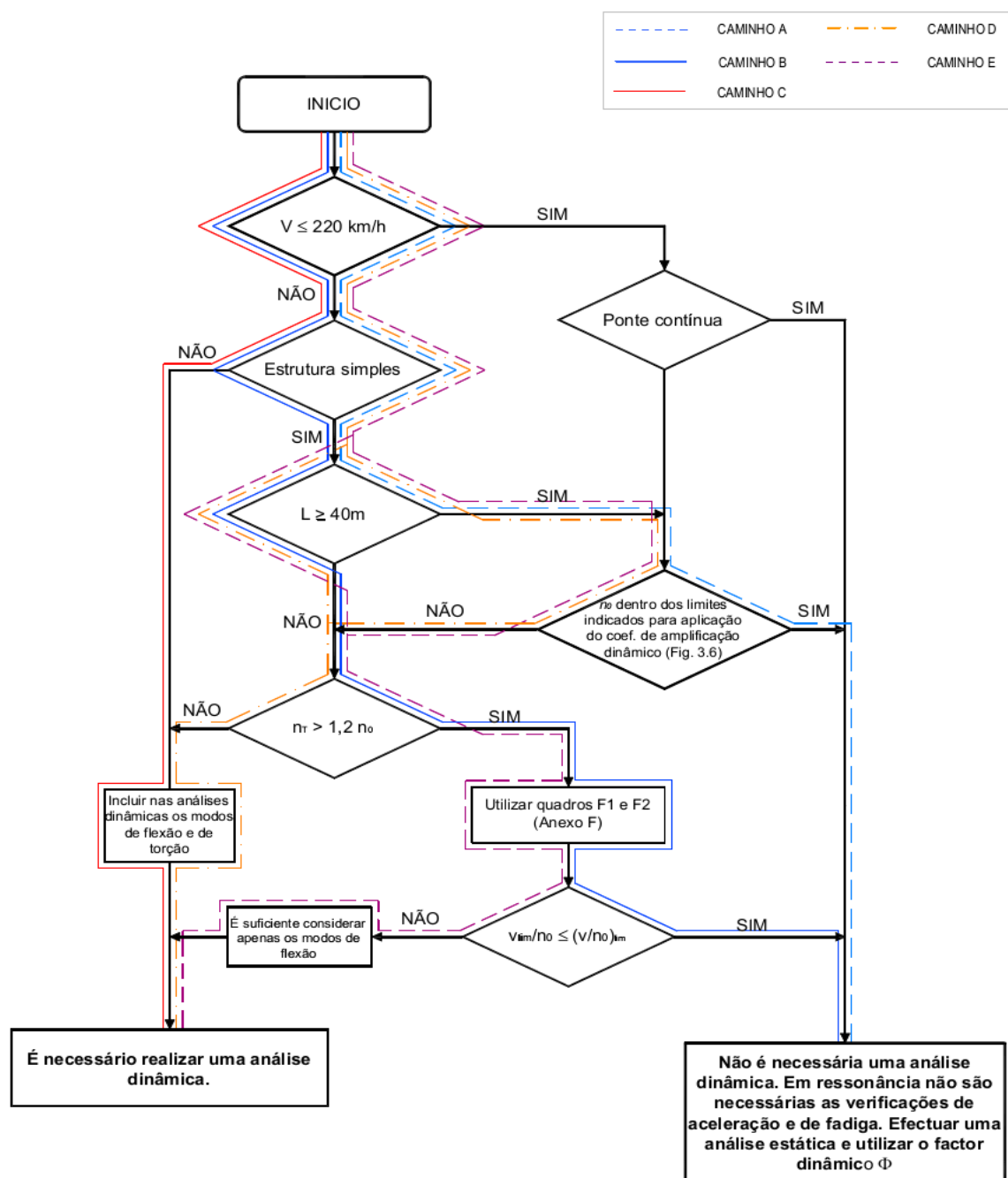


**Figura 4.5** – Fatores dinâmicos  $\Phi_2$  e  $\Phi_3$  em função do comprimento de deformabilidade  $L_\Phi$

(Figueiredo, 2007)

#### 4.4 VERIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DA REALIZAÇÃO DE UMA ANÁLISE DINÂMICA

A EN 1991-2 (2003) apresenta um fluxograma (Figura 4.6) para ajudar na decisão de realizar ou não uma análise dinâmica.

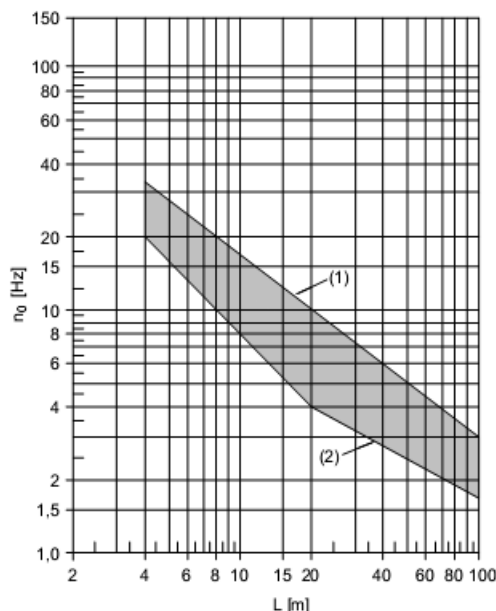


**Figura 4.6** – Fluxograma para determinação da necessidade de realização de uma análise dinâmica da ponte (adaptado de Figueiredo, 2007 e Ribeiro, 2004)

Os parâmetros fundamentais para optar pela realização de análises dinâmicas complementares às análises estáticas regulamentares são: i) velocidade máxima da via ( $v$ ) em que se insere a ponte, em km/h; ii) velocidade máxima atingida pelos comboios reais sobre a ponte em km/h; iii) vão da ponte ( $L$ ), em metros; iv) frequência de vibração associada ao 1º modo de vibração de flexão vertical ( $n_0$ ) em Hz; v) frequência de vibração

associada ao 1º modo de torção ( $n_T$ ) em Hz; e vi) relação  $(v/n_0)_{\text{lim}}$ , que vem indicada no Anexo F da EN1991-2.

Os limites superiores e inferiores para a frequência natural da ponte em função do vão podem ser observados na Figura 4.7.



**Figura 4.7** – Limites da frequência natural da ponte em função do vão  $L$  (m)

(adaptado de EN 1991-2, 2003)

O limite superior de  $n_0$  (1) está associada aos efeitos dinâmicos devidos às irregularidades da via, e é dado por:

$$n_0 = 94.76 \cdot L^{-0.748} \quad (4.3)$$

O limite inferior de  $n_0$  (2) está relacionado com as amplificações dinâmicas, e pode ser determinado através da seguinte expressão:

$$n_0 = \begin{cases} 80/L & \rightarrow 4.0 \text{ m} \leq L \leq 20.0 \text{ m} \\ 23.58 \cdot L^{-0.592} & \rightarrow 20.0 \text{ m} \leq L \leq 100.0 \text{ m} \end{cases} \quad (4.4)$$

No caso de comboios reais e quando não é necessário a realização de análises dinâmicas, ou seja, para velocidades inferiores a 200 km/h e uma frequência natural acima do limite inferior  $n_0$ , o Anexo C da EN 1991-2 (2003) atende aos efeitos dinâmicos por intermédio do fator de amplificação dinâmica  $(1 + \phi)$  dado pela seguinte expressão:

$$1+\varphi=1+\varphi'+k\varphi'' \quad (4.5)$$

em que  $\varphi'$  é a parcela correspondente à amplificação dinâmica aquando da passagem de um comboio pela ponte considerando uma via sem irregularidades, dado por:

$$\varphi' = \begin{cases} \frac{k}{1-k-k^4} & \text{para } k < 0.76 \\ 1.325 & \text{para } k \geq 0.76 \end{cases} \quad (4.6)$$

onde,

$$k = \frac{v}{2 \cdot L_{\Phi} \cdot n_0} \quad (4.7)$$

em que  $v$  é a velocidade de circulação, em m/s;  $L_{\Phi}$  corresponde a um comprimento de referência que depende da deformabilidade do elemento estrutural em análise, e  $n_0$  refere-se a frequência de vibração associada ao 1º modo de flexão vertical da estrutura. Os valores de  $L_{\Phi}$  podem ser obtidos na Tabela 6.2 da EN 1991-2 (2003) e  $n_0$  deve ser determinado através das expressões (4.4), a não ser que se trate de uma ponte onde a primeira frequência de vibração seja conhecida.

O parâmetro  $\varphi''$  é um fator de correção para ter em conta os efeitos de irregularidades da via e das rodas dos veículos. O valor de  $\varphi''$  é determinado através da seguinte expressão:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left( 56 e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{10}\right)^2} + 50 \left( \frac{L_{\Phi} n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{20}\right)^2} \right) \quad (4.8)$$

onde  $\varphi'' \geq 0$  e  $\alpha$  é dado por:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22} & \text{para } v \leq 22 \text{ m/s (79.2 km/h)} \\ 1 & \text{para } v > 22 \text{ m/s} \end{cases} \quad (4.9)$$

De acordo com a EN 1991-2 (2003), em vias com nível de manutenção corrente  $k$  assume o valor de 1.0, e em caso de um nível de manutenção cuidado,  $k$  assume o valor de 0.5.

Caso o valor de  $\varphi'$  seja inferior ao limite inferior da frequência natural, ou o valor de  $\varphi''$  exceda o limite superior da frequência natural impostos na Figura 4.7, as expressões apresentadas para obtenção de  $n_0$  não poderão ser aplicadas, devendo nestas situações serem



efetuadas análises dinâmicas específicas, sendo que para o segundo caso as análises devem ter em conta a interação ponte-comboio.

## 4.5 REQUISITOS PARA REALIZAÇÃO DE UMA ANÁLISE DINÂMICA

### 4.5.1 Casos e combinações de carga

As análises dinâmicas deverão ser efetuadas utilizando os valores característicos das cargas por eixo dos comboios reais especificados para o projeto em consideração e que possam circular a velocidades superiores a 200 km/h. A EN 1991-2 (2003) apresenta 6 modelos de cargas (Anexo F da EN 1991-2, 2003) que traduzem comboios que operam atualmente na rede europeia de alta velocidade.

Existe ainda a possibilidade de serem considerados modelos de tráfego reais específicos de linhas onde se insere a ponte.

### 4.5.2 Gama de velocidades

As análises dinâmicas deverão ser realizadas para uma série de velocidades entre os 40 m/s (144 km/h) e a velocidade de cálculo, que é geralmente igual a 1.2 vezes a velocidade máxima de circulação no local da ponte.

O fator 1.2 tem em conta as incertezas na determinação das frequências naturais da ponte e consequentemente nas velocidades de ressonância.

Em estruturas que tenham um comportamento estrutural similar ao de uma viga simplesmente apoiada, as velocidades de ressonância ( $v_{res}$ ) poderão ser estimadas a partir da seguinte equação:

$$v_i = n_0 \cdot \lambda_i \quad (4.10)$$

onde  $n_0$  é uma frequência natural da estrutura e  $\lambda_i$  é o comprimento de onda da excitação externa, e pode ser obtido por:

$$\lambda_i = \frac{d}{i} \quad (4.11)$$

em que  $d$  é um espaçamento regular entre os eixos ou grupos de eixos, e  $i$  é um inteiro que assume os valores 1, 2, 3, etc.

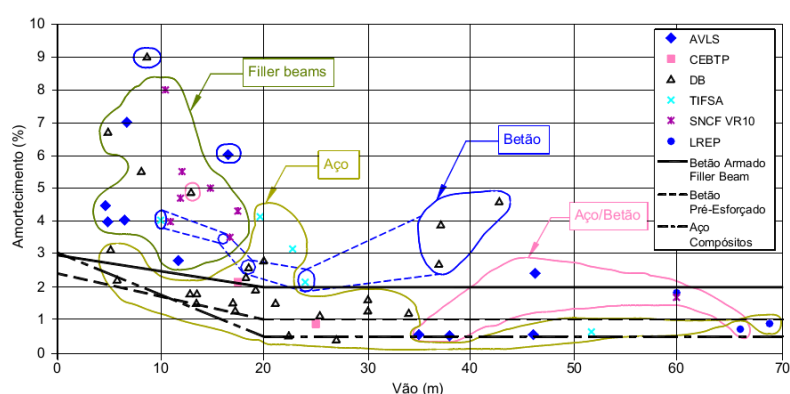
### 4.5.3 Parâmetros da ponte

#### 4.5.3.1 Amortecimento

O amortecimento de estrutura pode ser visto como o resultado de diferentes contributos, nomeadamente dos elementos estruturais como o aço, o betão, etc., dos elementos não estruturais, tais como o balastro, as guardas, etc., e das condições fronteiras, nomeadamente os aparelhos de apoio, as fundações e as juntas.

A resposta dinâmica da estrutura em situações de ressonância depende seriamente do amortecimento, pelo que é fundamental considerar valores subestimados nas análises dinâmicas (Ribeiro, 2004).

A comissão de especialistas ERRI D214/RP 9 (2001) realizou diversas medições experimentais para determinação de coeficientes de amortecimento globais para diferentes tipos de soluções estruturais (aço, betão, mista aço-betão e “filler-beam”). Os resultados mostraram que existe uma correlação entre o coeficiente de amortecimento e o comprimento do vão, sendo que os coeficientes de amortecimento mais elevados estão associados a pontes de pequeno vão (Figura 4.8).



**Figura 4.8** - Amortecimento em função do vão (adaptado de ERRI D214/RP 9, 2001)

Devido à grande dispersão de valores obtidos, a EN 1991-2 (2003) preconiza de forma conservativa, três curvas de amortecimento a adotar em função do vão da ponte. As expressões que traduzem estas curvas estão representadas no Quadro 4.1.

**Quadro 4.1** – Valores do coeficiente de amortecimento ( $\xi$ ) (adaptado de EN 1991-2, 2003)

Tipo de ponte	Coeficiente de amortecimento $\xi$ (%)	
	Vão $L < 20$ m	Vão $L \geq 20$ m
Aço ou compósita	$\xi = 0.5 + 0.125 (20-L)$	$\xi = 0.5$
Betão pré-esforçado	$\xi = 1.0 + 0.07 (20-L)$	$\xi = 1.0$
Betão armado e "filler-beam"	$\xi = 1.5 + 0.07 (20-L)$	$\xi = 1.5$

Os valores dos coeficientes de amortecimento apresentados encontram-se adaptados às formas modernas de construção e às estruturas recentes. Para as estruturas mais antigas, que já sofreram deterioração (fendilhação do betão, relaxação das armaduras, deterioração dos aparelhos de apoio, etc.) e com sistemas de ligações mais antigos (por exemplo, ligações rebitadas em estruturas metálicas), os resultados experimentais tendem a indicar um aumento do amortecimento em função da idade e em função do tipo de ligações (Ribeiro, 2004).

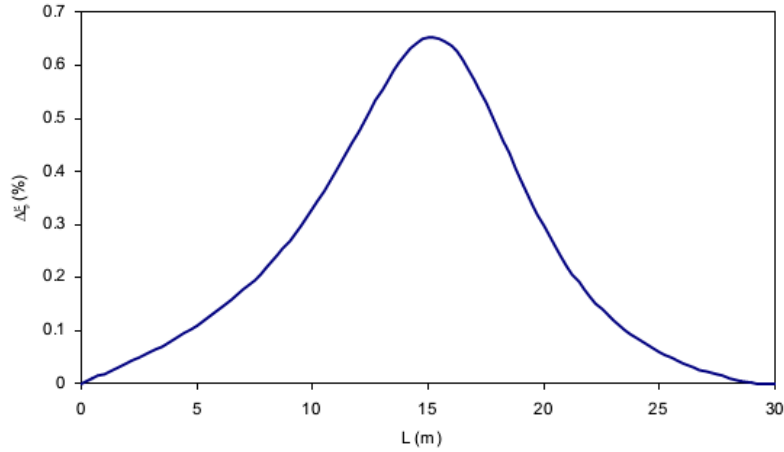
Os efeitos dinâmicos de tráfego em pontes ferroviárias devem ser representados por uma série de modelos de carregamento, com ou sem interação ponte-comboio conforme apresentado no capítulo 3.

Com base em estudos efetuados pela comissão de especialistas ERRI D214 (2001), a EN 1991-2 prevê um coeficiente de amortecimento adicional ( $\Delta\xi$ ) na análise dinâmica, para atender ao efeito favorável da interação ponte-comboio.

O coeficiente adicional de amortecimento foi determinado a partir de diversas análises dinâmicas realizadas com e sem interação ponte-comboio em situações de ressonância, em diversas pontes simplesmente apoiadas induzidas pela passagem dos comboios ICE2 e EUROSTAR. Este coeficiente não está por isso adaptado a veículos ferroviários de mercadorias. A seguinte expressão permite determinar o valor de  $\Delta\xi$  em função do vão  $L$ :

$$\Delta\xi = \frac{0.0187 \cdot L - 0.00064 \cdot L^2}{1 - 0.0441 \cdot L - 0.0044 \cdot L^2 + 0.000255 \cdot L^3} \quad (\%) \quad (4.12)$$

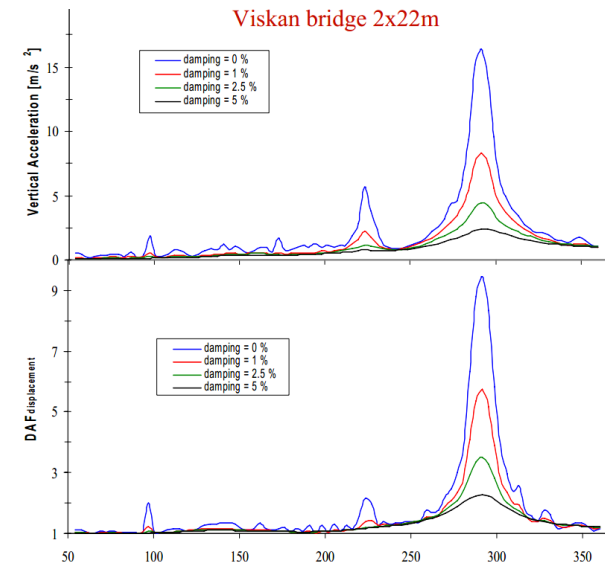
O coeficiente adicional em função do vão  $L$  está representado na Figura 4.9.



**Figura 4.9** – Coeficiente de amortecimento adicional ( $\Delta\xi$ ) em função do vão ( $L$ )

(adaptado de EN 1991-2, 2003)

Na Figura 4.10 está representada a aceleração vertical máxima do tabuleiro da ponte Viskan (Suécia), em função da velocidade do comboio, para vários coeficientes de amortecimento (Karoumi, 2007).



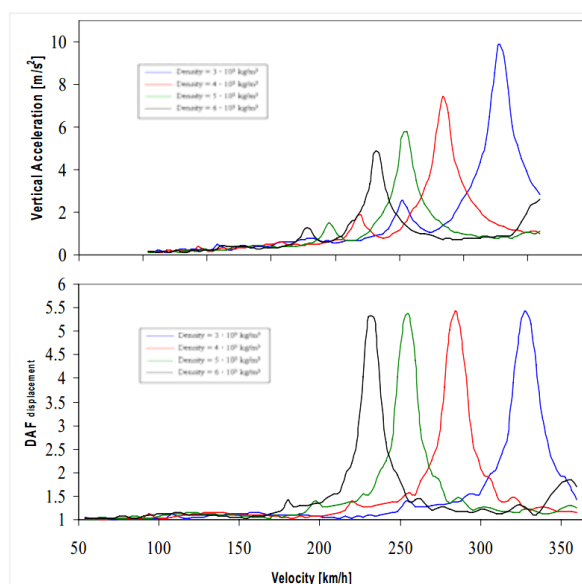
**Figura 4.10** – Influência do amortecimento na resposta dinâmica de uma ponte: aceleração vertical e fator de amplificação dinâmica em função da velocidade do comboio (adaptado de Karoumi, 2007)

A partir da figura é possível concluir que quanto menor for o coeficiente de amortecimento, maiores serão a aceleração vertical do tabuleiro e o fator de amplificação dinâmica (DAF). Este facto é particularmente evidente em velocidades de ressonância, ou próximas de ressonância.

#### 4.5.3.2 Massa

A variação da massa da estrutura pode influenciar significativamente a sua resposta dinâmica. Nos casos em que a massa é sobrestimada, as frequências naturais da ponte tendem a diminuir e por consequência as velocidades de ressonância também diminuem. Por outro lado, quando a massa é subestimada, a amplitude das acelerações tende a aumentar visto que em ressonância a aceleração máxima da estrutura é inversamente proporcional à massa.

Por tanto é necessário realizar duas análises distintas, uma sobrestimando a massa para determinação das velocidades críticas e outra subestimando a massa para determinação das acelerações máximas (Figura 4.11).



**Figura 4.11** – Influência da massa na resposta dinâmica de uma ponte: aceleração vertical e fator de amplificação dinâmica em função da velocidade do comboio (adaptado de Karoumi, 2007)

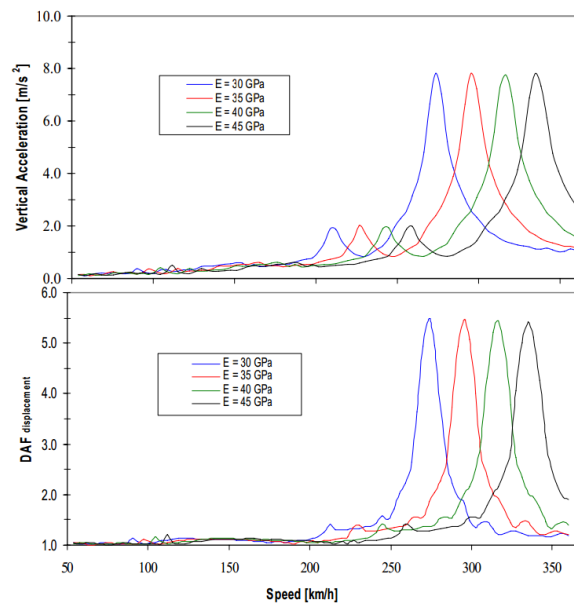
A EN 1991-2 prevê duas situações para variação da massa tendo em conta as características do balastro. A primeira diz respeito a uma espessura mínima da camada do balastro e o

peso volúmico correspondente ao estado seco ( $1700 \text{ kg/m}^3$ ). A segunda está associada a uma espessura que atenda a futuros levantamentos da via e a um peso volúmico do balastro no estado saturado.

#### 4.5.3.3 Rigidez

A rigidez constitui uma das grandezas relevantes para determinação das frequências naturais da estrutura, e a mais difícil de estimar com precisão (ERRI D214/RP 9, 2001). Esta dificuldade está associada a vários fatores que podem influenciar a rigidez da ponte, como por exemplo: i) a tipologia estrutural (viga, treliça, arco, atirantada, suspensa, etc.); ii) as características geométricas, em termos de vãos e seções dos seus elementos; iii) os materiais (betão, aço, alvenaria, mistas, etc.) e as suas propriedades (módulo de elasticidade, resistência, coeficiente de Poisson, etc.). Outros fatores que podem influenciar a rigidez são o modo como se realiza o apoio do tabuleiro sobre os pilares e encontros (de forma monolítica ou por intermédio de aparelhos de apoio), a utilização de elementos estruturais secundários (carlingas, diafragmas, nervuras) e ainda o grau de conexão (total ou parcial) entre os diversos elementos da estrutura ou entre os diferentes materiais numa seção compósita (Ribeiro, 2004).

Uma sobrestimação da rigidez origina o aumento das frequências naturais, resultando no aumento das velocidades de ressonância. Isto leva a que um limite inferior de rigidez deve ser considerado de modo a obter picos de ressonância de resposta para velocidades críticas mais baixas, como aliás se comprova pela Figura 4.12.



**Figura 4.12** – Influência da rigidez na resposta dinâmica de uma ponte: aceleração vertical e fator de amplificação dinâmica em função da velocidade do comboio (adaptado de Karoumi, 2007)

## 4.6 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITE

### 4.6.1 Segurança estrutural

De acordo com a EN 1991-2 (2003), a verificação de segurança estrutural da ponte é realizada considerando o Estado Limite Último, e deverá ser efetuada com base nos modelos de carga regulamentares. Os valores dos esforços e dos deslocamentos são obtidos a partir do cenário mais desfavorável traduzido pelas seguintes expressões:

$$\left(1 + \varphi'_{\text{dyn}} + \frac{\varphi''}{2}\right) \cdot \begin{pmatrix} \text{HSLM} \\ \text{ou} \\ \text{RT} \end{pmatrix} \quad (4.13)$$

e,

$$\phi \cdot (\text{LM71} + \text{SW}/0) \quad (4.14)$$

onde, RT representa o modelo de carga real e  $\varphi'_{\text{dyn}}$  é o fator de amplificação dinâmica dado por:

$$\varphi'_{\text{dyn}} = \max |y_{\text{dyn}}/y_{\text{stat}}| - 1 \quad (4.15)$$

em que,  $y_{\text{dyn}}$  é o valor máximo da resposta dinâmica num determinado ponto da estrutura devido à passagem dos comboios reais (RT) ou HSLM, e  $y_{\text{stat}}$  é o valor máximo da resposta estática.

#### 4.6.2 Segurança da via

Todas as verificações relativas à deformabilidade do tabuleiro com o objetivo de garantir a segurança da via e evitar fenómenos de instabilidade estão preconizadas na EN 1991-2 (2003) e na EN 1990-AnnexA2 (2005). Os fenómenos de instabilidade que geralmente ocorrem em pontes ferroviárias são (Ribeiro, 2004): instabilização da camada de balastro; redução do contato roda-carril; degradação prematura dos aparelhos de apoio; levantamento dos carris; existência de esforços excessivos nos carris; torção excessiva do tabuleiro; curvatura excessiva da via nas direções longitudinal e vertical.

##### 4.6.2.1 Verificações relativas às deformações e vibrações

A EN 1990-AnnexA2 preconiza verificações de segurança da via em relação à aceleração vertical do tabuleiro, à torção do tabuleiro, à deformação vertical do tabuleiro e à deformação e vibração transversal do tabuleiro. Nos pontos seguintes estas verificações serão abordadas com maior detalhe.

##### 4.6.2.2 Aceleração vertical do tabuleiro

A limitação dos níveis de aceleração vertical do tabuleiro relaciona-se com a necessidade de evitar a ocorrência da instabilidade do balastro ou da perda de contato entre a roda e o carril. No Quadro 4.2 é possível observar os valores limite regulamentares da aceleração vertical do tabuleiro para pontes com e sem via balastrada.

**Quadro 4.2** – Valores máximos da aceleração vertical do tabuleiro

(adaptado de EN 1990-AnnexA2, 2005)

Tipo de via	Valor limite regulamentar da aceleração vertical ( $\text{m/s}^2$ )
Balastrada	3,5
Fixação direta ao tabuleiro (não balastrada)	5,0



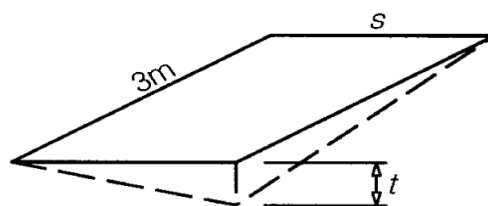
A determinação dos valores máximos de aceleração vertical do tabuleiro deve ser realizada por intermédio de análises dinâmicas com modelos de carga reais, considerando apenas uma via carregada. Deverão ser consideradas frequências até ao máximo de: i) 30Hz; ii) 1,5 vezes a frequência do primeiro modo de vibração do elemento estrutural a analisar; iii) incluir os três primeiros modos de flexão vertical.

#### 4.6.2.3 Torção do tabuleiro

A torção do tabuleiro deve ser calculada tendo em consideração os valores característicos dos modelos de carga LM71, SW/0 e SW/2 multiplicados pelo fator dinâmico  $\Phi$  e pelo fator de classificação  $\alpha$ , e pelo modelo de carga HSLM incluindo os efeitos da força centrífuga.

Tendo em vista assegurar o correto alinhamento da via e evitar problemas associados à distribuição não uniforme das cargas pelas rodas, a variação da rotação do tabuleiro deve ser limitada.

Designado por  $u$  a diferença de cotas entre os dois carris numa dada seção transversal do tabuleiro, e por  $t$  a variação de  $u$  num comprimento de 3 m (Figura 4.13), os valores de  $t$  não deverão exceder os limites impostos no Quadro 4.3 para vias com bitolas igual a 1435 mm.



**Figura 4.13** – Definição da torção do tabuleiro (adaptado de EN 1990-AnnexA2, 2005)

**Quadro 4.3** – Valores máximos da torção do tabuleiro em função da velocidade da linha

(adaptado de EN 1990-AnnexA2, 2005)

Velocidade (km/h)	$t$ (mm)
$v \leq 120$	$\leq 4.5$
$120 < v \leq 200$	$\leq 3.0$
$v > 200$	$\leq 1.5$

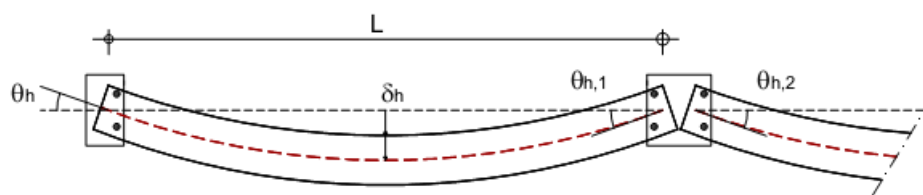
É necessário verificar também que a torção total do tabuleiro, obtida pela soma do valor de  $t$  para a ponte não carregada, com o valor de  $t$  para a ponte carregada, não deverá exceder  $7.5\text{mm}/3.0\text{m}$ .

#### 4.6.2.4 Deformação vertical do tabuleiro

De acordo com a EN 1990-AnnexA2, o deslocamento vertical máximo medido na ponte para atuação dos modelos de carga LM71 (ou SW/0 e SW/2 quando aplicáveis), não deverá exceder  $L/600$ .

#### 4.6.2.5 Deformação e vibração transversal do tabuleiro

A via deve suportar deslocamentos transversais do tabuleiro (Figura 4.14). No entanto, as deformações geradas devem ser compatíveis com a estrutura e respeitar os limites estabelecidos no Quadro 4.4. O deslocamento transversal abrange as deformações do tabuleiro, dos pilares e das fundações.



**Figura 4.14** – Deslocamento vertical do tabuleiro (Figueiredo, 2007)

**Quadro 4.4** – Variação angular máxima e raio de curvatura mínimo

(adaptado de EN 1990-AnnexA2, 2005)

Intervalo de velocidades $v$ (km/h)	Variação máxima angular (rad)	Raio de curvatura mínimo (R) (m)	
		Tabuleiro único	Vários tabuleiros
$v \leq 120$	0.0035	1700	3500
$120 < v \leq 200$	0.002	6000	9500
$v > 200$	0.0015	14000	17500

O raio de curvatura  $R$  pode ser determinado através da seguinte equação:

$$R = \frac{L^2}{8\delta_h} \quad (4.16)$$

em que  $L$  é o vão do tabuleiro e  $\delta_h$  corresponde à flecha transversal do tabuleiro.

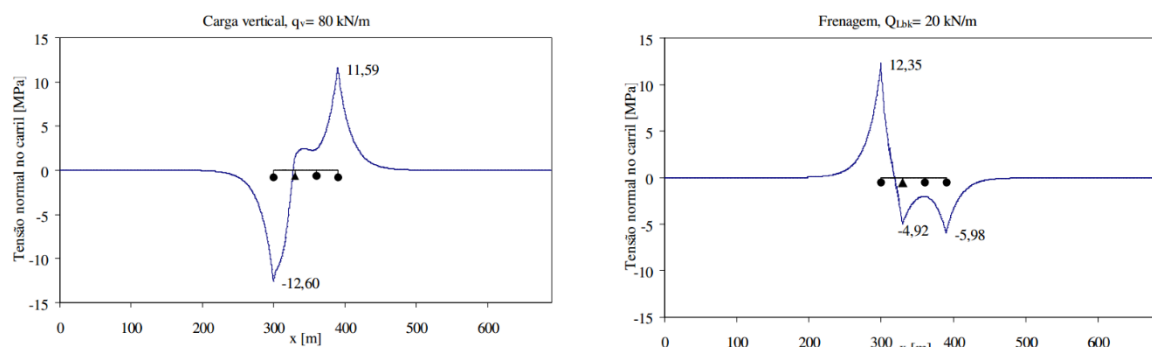
Estas condições devem ser verificadas para as seguintes situações: i) combinações de cargas dos modelos LM71 e SW/0, multiplicados pelo fator dinâmico  $\Phi$  e por  $\alpha$  (ou modelos de carga reais multiplicados pelo respetivo fator dinâmico); ii) ações de vento lateral; iii) força de lacete; iv) força centrífuga; v) variação do gradiente térmico na direção transversal.

No que diz respeito à vibração transversal do tabuleiro, é recomendado que a frequência associada ao 1º modo de vibração transversal seja superior a 1.2 Hz, visando evitar os efeitos de ressonância lateral dos veículos.

#### 4.6.2.6 Interação via-ponte

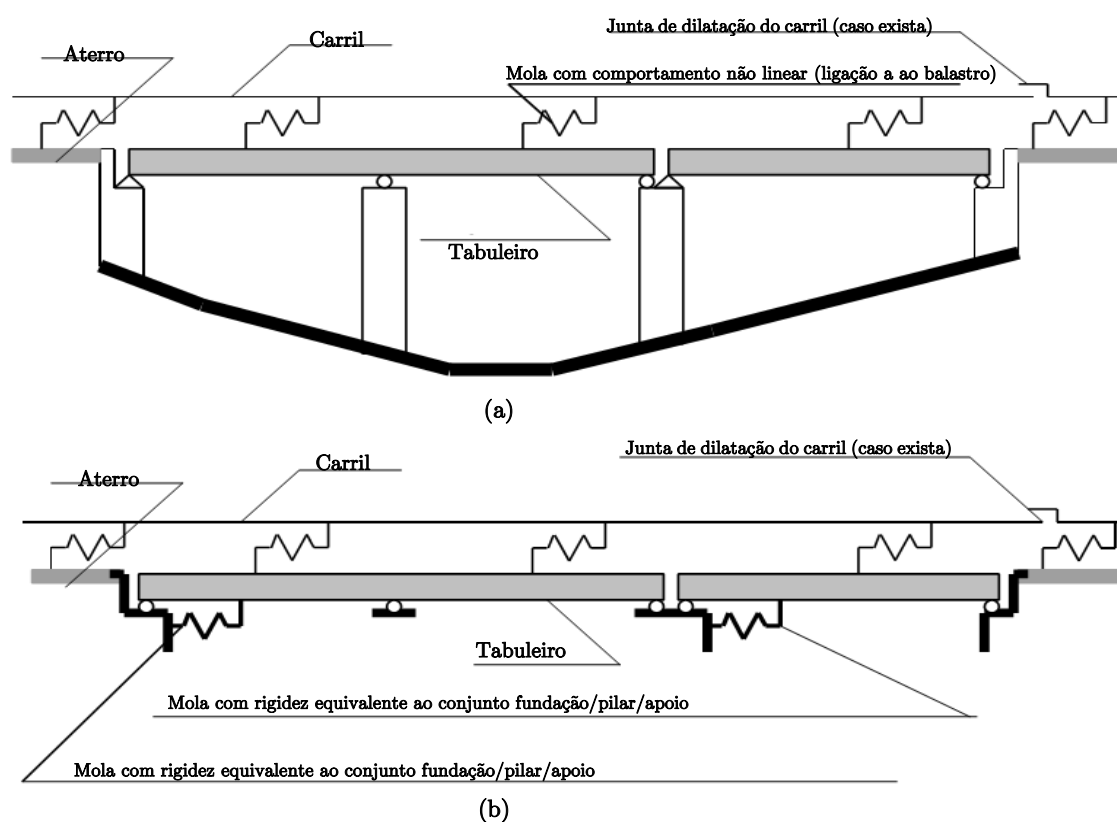
A adoção de vias em barra longa soldada (CWR) teve como principal objetivo eliminar os ruídos provocados pelas passagens dos comboios sobre as juntas do carril e por conseguinte aumentar o conforto dos passageiros. Quando o carril é colocado com continuidade total ou parcial sobre as pontes cria-se um campo de tensões na via e na estrutura, cuja intensidade depende da resistência oferecida pelo conjunto via-ponte (Ribeiro, 2004). Os efeitos provocados por forças de arranque e de frenagem, variações uniformes de temperatura ao nível da via e do tabuleiro e por deformações e vibrações provocadas pela passagem dos comboios, são os principais responsáveis pelo campo de tensões produzido na via e na ponte.

Na Figura 4.15 é apresentada a variação de tensão normal nos carris para as ações de carga vertical e frenagem no 1º tramo de uma ponte.



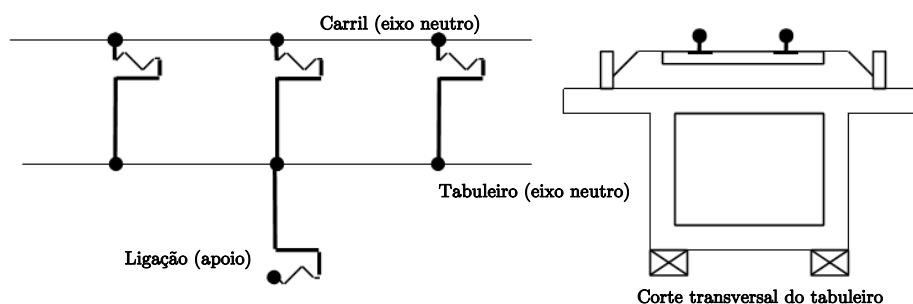
**Figura 4.15** – Variação de tensão normal nos carris para as ações de carga vertical e frenagem no 1º tramo de uma ponte (adaptado de Simões, 2009)

Para determinação dos efeitos resultantes da interação via-ponte deverá ser utilizado um modelo estrutural que simule adequadamente os aparelhos de apoio, os pilares e as fundações (Figura 4.16 (a)) (EN 1991-2, 2003; UIC 774-3R, 2001). Em alguns casos é possível utilizar ligações elásticas, com rigidez equivalente ao conjunto fundação/pilar/apoio, simplificando o modelo estrutural (Figura 4.16 (b)).



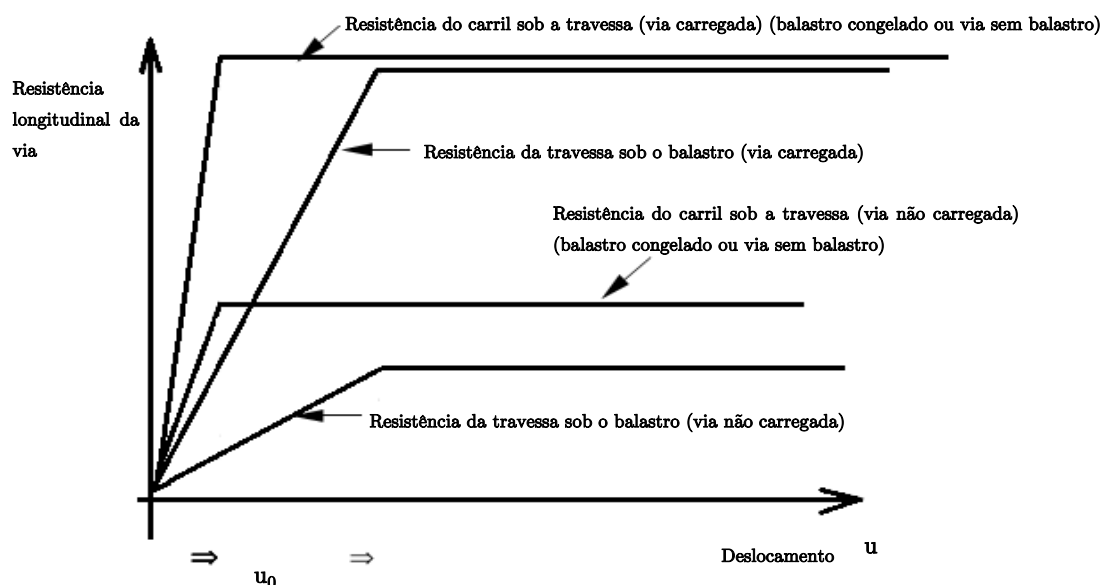
**Figura 4.16** – Modelos estruturais para a determinação dos efeitos resultantes da interação via-ponte: a) modelo completo; e b) modelo simplificado (UIC 774-3R, 2001)

Os elementos correspondentes ao carril e ao tabuleiro deverão estar situados ao nível dos respetivos centros de gravidade e as ligações elásticas associadas aos aparelhos de apoio deverão estar corretamente introduzidas ao nível a que estes estão localizados (Figura 4.17).



**Figura 4.17** – Pormenor do modelo estrutural para avaliação dos efeitos resultantes da interação via-ponte (adaptado de UIC 774-3R, 2001)

O comportamento longitudinal da ligação via-ponte pode ser representado pela relação carga/deslocamento indicada na Figura 4.18. Esta relação é dada por uma resistência ao corte elástica inicial (kN/mm por metro de via) até um deslocamento  $u_0$ , e em seguida uma resistência plástica ao corte para uma carga de valor  $k$  (kN/m de via).



**Figura 4.18** – Relação carga/deslocamento da ligação longitudinal via-tabuleiro (adaptado de EN 1991-2, 2003)

O deslocamento  $u_0$  entre as zona elástica e a zona plástica do balastro é dada por:

- i)  $u_0 = 0.5$  mm para uma resistência de deslizamento relativo entre o carril e as travessas;
- ii)  $u_0 = 2.0$  mm para a resistência da travessa sob o balastro.

A EN 1991-2 (2003) apresenta os estados limites a considerar em termos de tensão nos carris e deformação na estrutura, no que toca a verificações de segurança. No que diz respeito aos carris, os limites de tensões nestes elementos são indicados no Quadro 4.5.

**Quadro 4.5** – Limite de tensões nos carris para análises de estabilidade efetuadas para carris UIC60

Resistência do aço à tração	Raio de curvatura (R)	Suporte de fixação dos carris	Limite de tensões	
			compressão	tração
900 MPa	$\geq 1500$ m	Travessas de betão com afastamento $\leq 65$ cm sobre uma camada de balastro com uma espessura $\geq 30$ cm	$\leq 72$ MPa	$\leq 92$ MPa

Relativamente às deformações na estrutura são estabelecidos os seguintes critérios:

- i) A caracterização das forças de frenagem e arranque, é estabelecida no ponto 6.5.3 da EN 1991-2. Em termos de deslocamento longitudinal ( $\delta_B$ ) relativo entre a extremidade do tabuleiro e o encontro, ou entre dois tramos de tabuleiro consecutivos, provocado por forças de frenagem e de arranque, são impostos os seguintes limites em função da localização dos dispositivos de dilatação na via (Quadro 4.6):

**Quadro 4.6** – Limites de deslocamento longitudinal devido às forças de arranque e frenagem

Ação	$\delta_B$ (mm)	
Forças de arranque e frenagem	$\leq 5$	Carris CWR sem dispositivos de dilatação ou com um dispositivo de dilatação numa das extremidades do tabuleiro
	$\leq 30$	Tabuleiro com juntas de dilatação dos carris em ambas as extremidades e balastro contínuo sobre estas extremidades
	$> 30$	Dispositivos de dilatação no balastro e nos carris em ambas as extremidades do tabuleiro

ii) o deslocamento longitudinal ( $\delta_H$ ) da superfície do tabuleiro na sua extremidade, devido às ações verticais, não deverá ultrapassar os seguintes limites (Quadro 4.7):

**Quadro 4.7** – Limites de deslocamento longitudinal devido às ações verticais (LM71 ou SW/0)

Ação	$\delta_H$ (mm)	Análise
Ações verticais (LM71 ou SW/0)	$\leq 8$	Com interação via-ponte
	$\leq 10$	Sem interação via-ponte

iii) no que diz respeito ao deslocamento vertical ( $\delta_v$ ) da superfície superior do tabuleiro em relação ao elemento estrutural adjacente (encontro ou tramo de tabuleiro), não deverá ultrapassar os limites impostos no Quadro 4.8 em função da velocidade máxima de circulação no local da ponte:

**Quadro 4.8** – Limites de deslocamento vertical em função da velocidade máxima de circulação

$\delta_v$ (mm)	Velocidade máxima de circulação
$\leq 3$	$\leq 160$ km/h
$\leq 2$	$> 160$ km/h

#### 4.6.2.7 Conforto dos passageiros

O nível de conforto dos passageiros depende basicamente das acelerações verticais a que são submetidas as caixas das carruagens aquando da passagem do comboio sobre a ponte.

Sendo assim, estas acelerações deverão ser limitadas, pelo que a EN 1990-AnnexA2 (2005) determina valores máximos admissíveis para a aceleração vertical no interior das carruagens ( $b_v$ ) em função de três níveis de conforto: i) Muito bom; ii) Bom; iii) Aceitável (Quadro 4.9).

**Quadro 4.9** – Valores máximos admissíveis da aceleração vertical no interior das carruagens  $b_v$ , em função do nível de conforto dos passageiros (adaptado de EN 1990-AnnexA2, 2005)

Nível de conforto	Valor máximo admissível da aceleração vertical no interior das carruagens ( $b_v$ )
Muito bom	1.0 m/s <sup>2</sup>
Bom	1.3 m/s <sup>2</sup>
Aceitável	2.0 m/s <sup>2</sup>



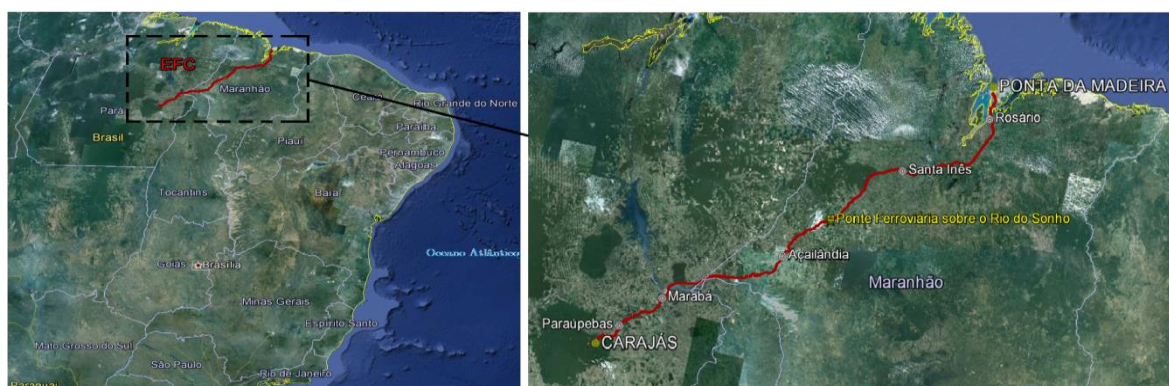


## ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O RIO DO SONHO

### 5.1 INTRODUÇÃO

O crescente aumento da produção industrial no Brasil, principalmente nas indústrias extrativas de minérios, tem lançado novos desafios na eficiência logística dos transportes de mercadorias, tendo em vista o aumento da competitividade a nível mundial. É neste contexto que o Brasil, a partir de 1996, concessionou a empresas privadas os cerca de 28.700 km de rede ferroviária destinada ao transporte de mercadorias, tendo sido investido até à presente data mais de 13.5 bilhões de Euros na sua expansão e modernização.

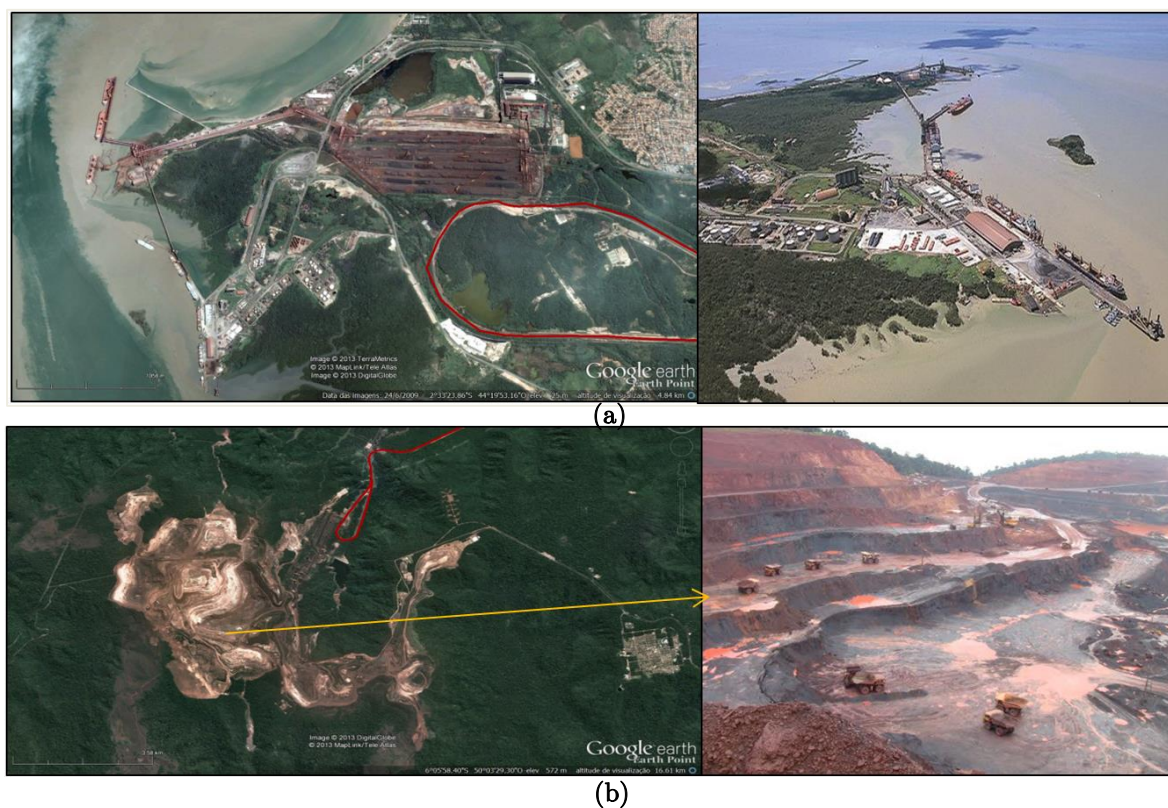
Uma destas empresas concessionárias é a VALE ([www.vale.com.br](http://www.vale.com.br)) que iniciou em 2010 um projeto de expansão designado por “Programa de Capacitação Logística Norte”, a qual irá permitir duplicar a capacidade de transporte numa grande parte da extensão de uma das principais linhas de mercadorias do Brasil, a linha ferroviária de Carajás (EFC) (Figura 5.1).



**Figura 5.1**– Localização geográfica da linha ferroviária de Carajás (EFC)

Este projeto inclui a construção de novas zonas de armazenamento e movimentação de minério de ferro no Terminal Industrial de Ponta da Madeira, para onde viajam os comboios carregados, e a construção de um novo terminal marítimo no Porto de Ponta da Madeira, de onde as mercadorias são exportadas por via marítima. A VALE espera que o presente investimento aumente sua produção atual de 130 milhões de toneladas/ano para 230 milhões de toneladas/ano a partir do ano de 2017.

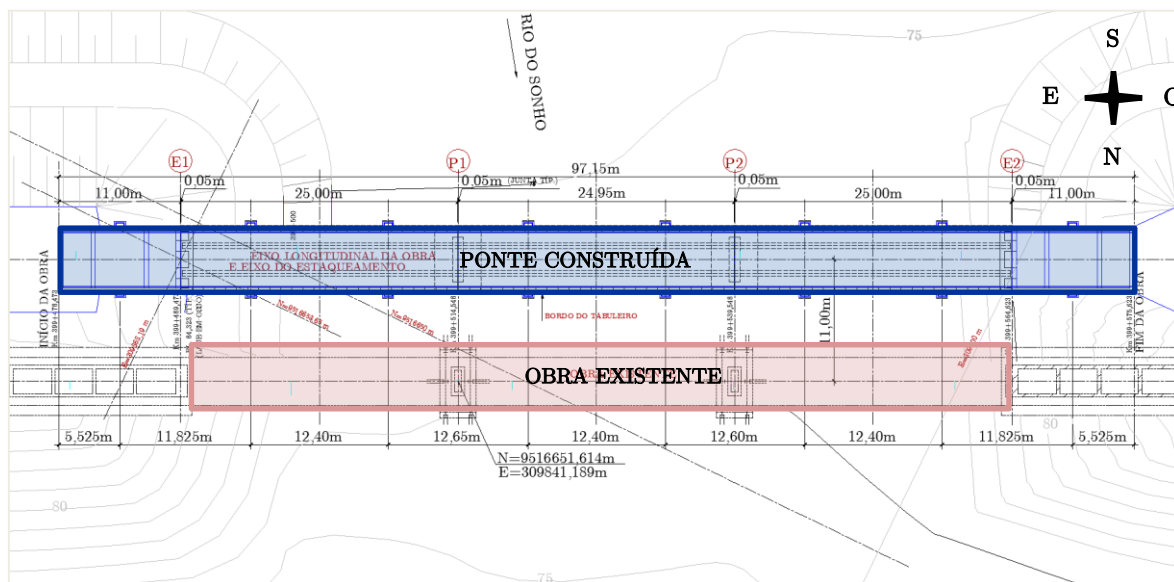
A EFC é uma linha localizada no Nordeste do Brasil, construída em bitola larga (1600 mm) que liga os Estados do Maranhão (Terminal Marítimo Ponta da Madeira, São Luís) e do Pará (Mina de Carajás) (Figura 5.2). A grande riqueza em minérios na região de Carajás foi a razão da sua construção, datada de 1976.



**Figura 5.2** – Linha ferroviária de Carajás: (a) terminal marítimo de Ponta da Madeira - Maranhão; e (b) mina de ferro Carajás – Pará  
(fonte: Google Earth, 2013)

Esta linha ferroviária tem 892 km de extensão e é destinada essencialmente ao transporte de mercadorias, nomeadamente, minério de ferro, ferro-gusa, manganês, cobre, combustíveis, carvão, cimento e madeira. Na linha também circulam comboios de passageiros que operam em 25 localidades, entre povoados e municípios.

Uma das novas pontes ferroviárias construídas no âmbito da duplicação da linha, foi a ponte ferroviária sobre rio do Sonho, situada no km +399.478. Esta ponte foi implantada a sul de uma obra de arte existente e possui uma única via de tráfego (Figura 5.3).



**Figura 5.3** – Planta de implantação da ponte ferroviária sobre o Rio do Sonho

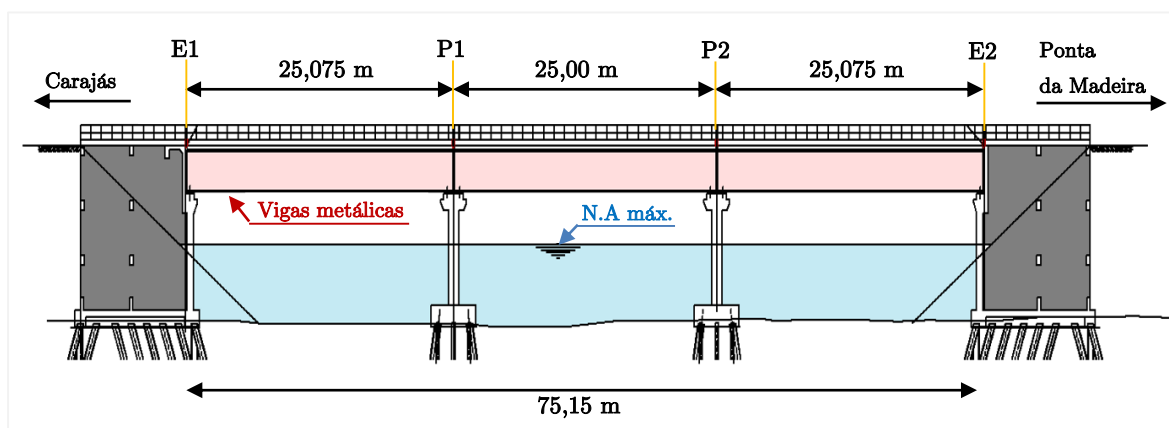
No presente capítulo realiza-se a descrição da estrutura e é apresentado o modelo da ponte desenvolvido no programa ANSYS, que serviu de base à realização das análises dinâmicas. Os comboios reais utilizados nas mesmas também se encontram definidos. Nestas análises é avaliada a resposta dinâmica da ponte para a passagem de comboios reais de mercadorias e dos comboios de fadiga regulamentares. Adicionalmente é também avaliada a influência da resposta em relação ao número de modos de vibração, à configuração das cargas dos comboios e ao aumento de velocidade dos comboios.

## 5.2 A PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O RIO DO SONHO

### 5.2.1 Descrição Geral

A ponte sobre o rio do Sonho é constituída por uma estrutura metálica em viga de alma cheia onde é assente um tabuleiro em betão armado ortotrópico. A ponte é constituída por 3 tramos simplesmente apoiados e tem um comprimento total de 75,15 m. Na Figura 5.4 é apresentado um alçado da ponte com a indicação dos vãos dos diferentes tramos e dos pontos

de apoio (pilares e encontros). O comprimento do tramo intermédio é de 25.00 m e o dos tramos extremos de 25.075 m. O tabuleiro da ponte está apoiado por intermédio de aparelhos de apoio do tipo pote nos pilares (P1 e P2) e encontros (E1 e E2), que são fundados em estacas. A largura do tabuleiro é igual a 6.00 m em toda a extensão da ponte excetuando-se as zonas de refúgio, onde a largura é de 6.90 m.

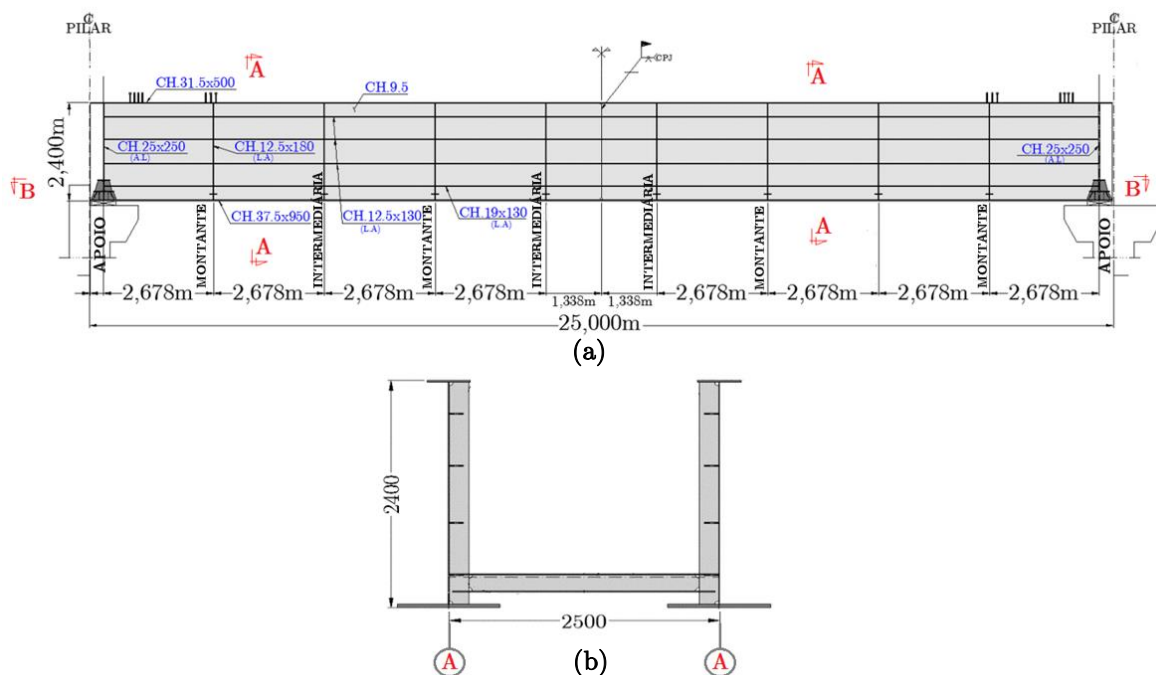


**Figura 5.4** – Alçado da ponte ferroviária sobre o rio do Sonho

### 5.2.2 Estrutura metálica

A estrutura metálica da ponte ferroviária sobre o rio do Sonho inclui as vigas principais, os elementos de contraventamento e a conexão com a laje do tabuleiro.

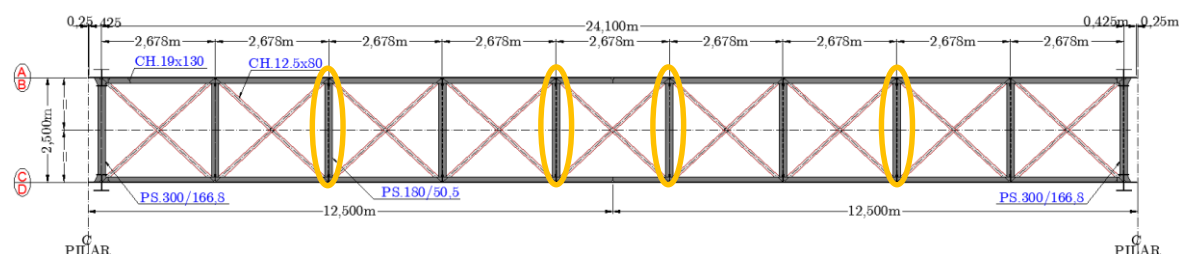
As duas vigas principais têm 2.40 m de altura e um espaçamento transversal igual a 2.50 m (Figura 5.5 (b)). A alma destas vigas é enrijecida por uma série de chapas metálicas dispostas transversalmente e longitudinalmente. Na Figura 5.5 (a) é apresentado um corte longitudinal de uma das vigas com a representação dos enrijecedores e das suas características.



**Figura 5.5** – Estrutura metálica: (a) corte longitudinal da viga principal com enrijecedores transversais e longitudinais; e (b) corte transversal A-A

As vigas metálicas estão contraventadas ao nível do banzo inferior, por intermédio de um plano de contraventamento em cruz de Santo André, e em toda a sua altura, através de contraventamentos transversais localizados em seções espaçadas de 2.678 m.

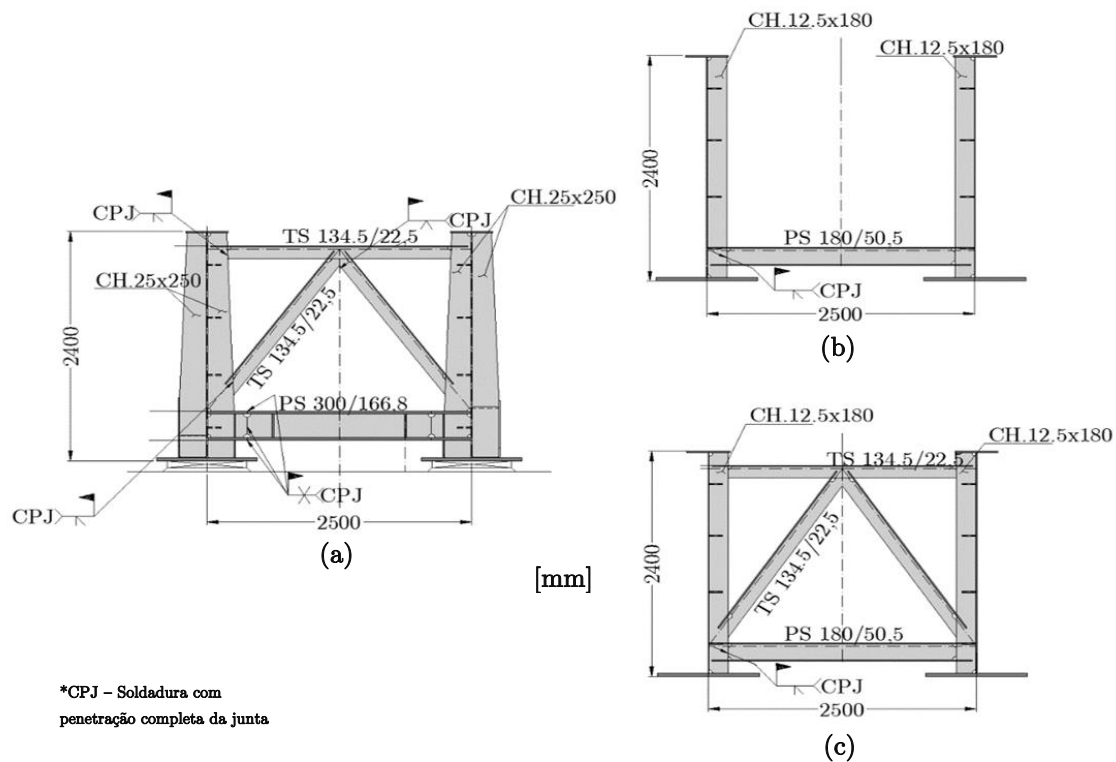
Os contraventamentos inferiores são formados por chapas metálicas do tipo CH 12.5 x 130, enquanto os contraventamentos transversais são compostos por perfis metálicos soldados dos tipos PS 300, PS 180 e TS 134.5. A disposição destes perfis varia consoante a seção do tabuleiro, nomeadamente se se localiza nas zonas dos apoios, dos montantes, ou nas regiões intermediárias, assinaladas na Figura 5.6.



**Figura 5.6** – Contraventamentos inferiores em cruz de Santo André (corte B-B da Figura 5.5)

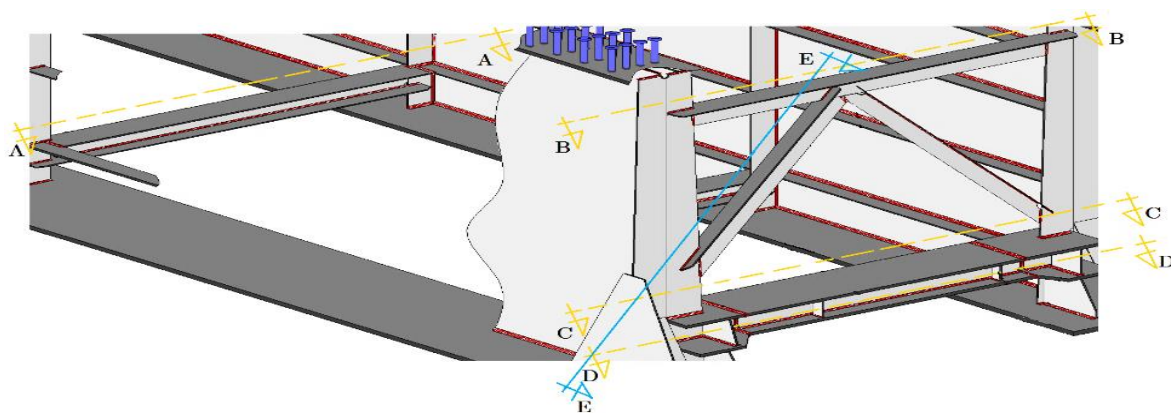


Na Figura 5.7 são apresentadas os cortes transversais da estrutura metálica na zona dos contraventamentos.



**Figura 5.7** – Cortes transversais da estrutura metálica na zona dos contraventamentos: (a) zona do apoio; (b) zona do montante; e (c) zona intermediária

As ligações e pormenores construtivos dos contraventamentos transversais nas zonas dos apoios podem ser observadas na Figura 5.8. Nesta figura são também apresentados alguns cortes estruturais para facilitar a compreensão das ligações entre os elementos.



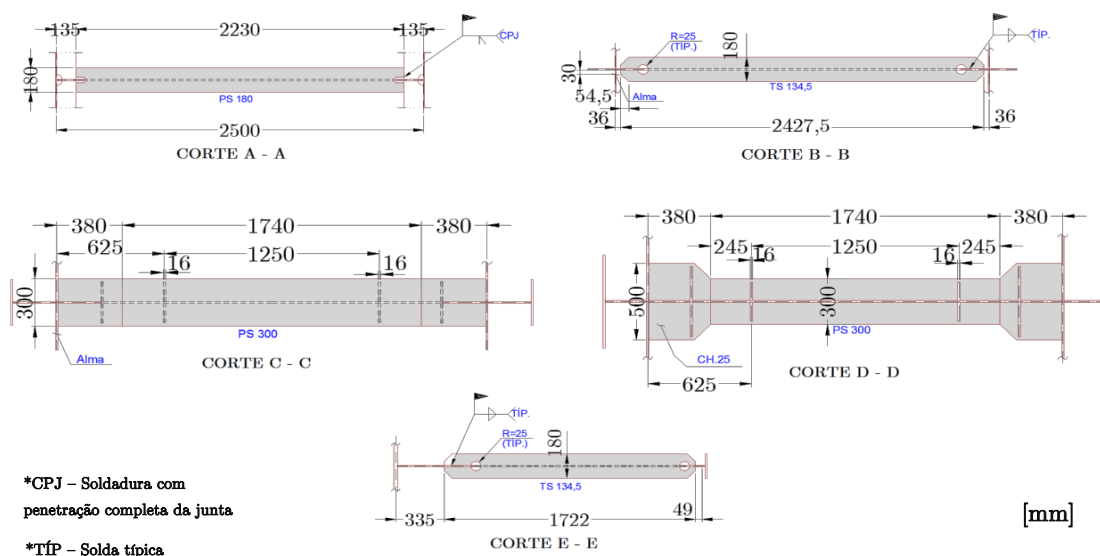


Figura 5.8 – Pormenor da estrutura metálica nas zonas dos apoios

Os conectores soldados aos banzos superiores têm como finalidade realizar a ligação à laje tabuleiro. Estes elementos apresentam duas configurações distintas (Tipo I ou II) dependendo da sua localização no banzo superior da viga. Os conectores do tipo I estão localizados próximos do meio vão dos tramos da estrutura, enquanto os conectores do tipo II estão aplicados nas zonas mais próximas dos apoios, onde o esforço de corte é também maior.

Na Figura 5.9 apresentam-se alguns detalhes dos conectores e sua localização no tabuleiro.

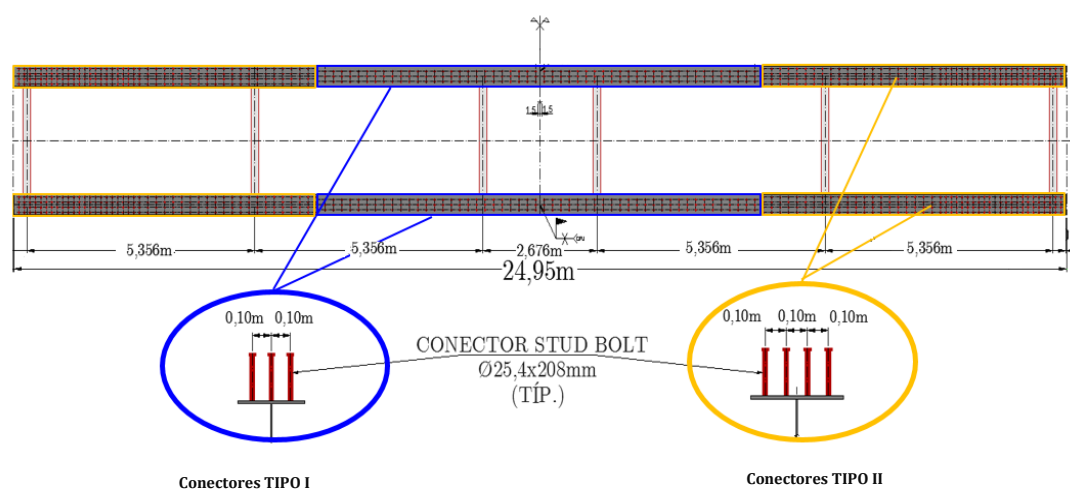


Figura 5.9 – Ligação do banzo superior ao tabuleiro através de conectores de perno soldados

### 5.2.3 Laje do tabuleiro e via-férrea

O tabuleiro é composto por pré-lajes com 7 cm de espessura sobre as quais foi betonada *in situ* uma laje em betão armado com uma espessura igual a 23 cm.

A via é formada por uma camada de balastro com 52 cm de altura, travessas monobloco em betão armado pré-esforçado espaçadas de 60 cm, e carris do tipo TR68. A seção transversal do tabuleiro, incluindo a via, está representada na Figura 5.10.

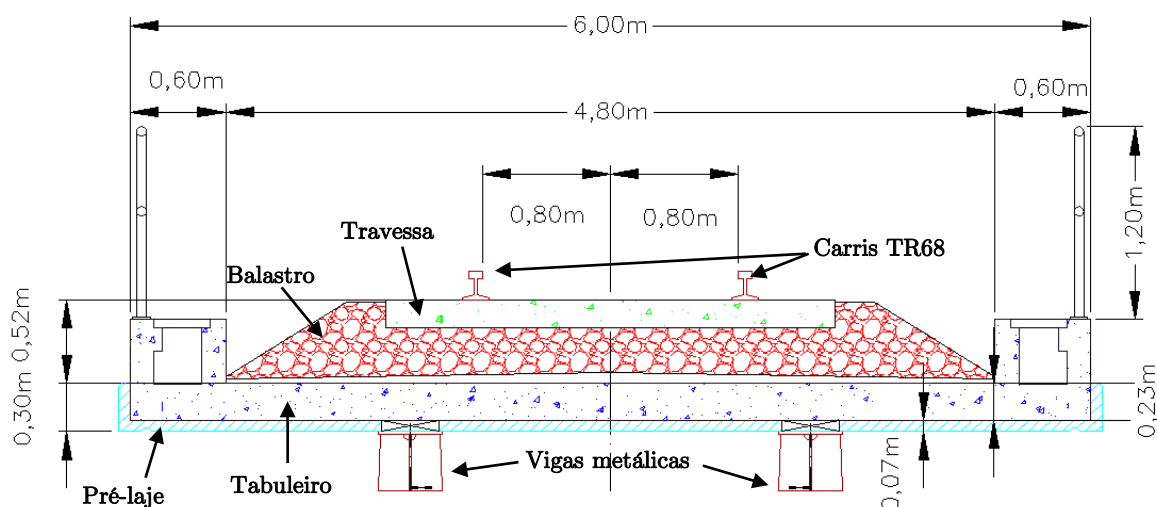


Figura 5.10 – Seção transversal do tabuleiro e da via balastrada

As características dos materiais constituintes de toda a estrutura serão apresentadas em pormenor na seção 5.4.

## 5.3 MODELO DE TRÁFEGO REAL DA EFC

Na EFC circulam atualmente comboios de transporte de mercadorias e de passageiros. As características das locomotivas, dos vagões de mercadorias e das carruagens que atravessam a EFC são apresentadas no Quadro 5.1.



**Quadro 5.1** – Características dos veículos que circulam na linha ferroviária de Carajás (EFC)

Tipo de veículo	Principais características
<div data-bbox="288 304 440 490" data-label="Text">Locomotiva</div>	<div data-bbox="448 304 799 490" data-label="Image">  </div> <div data-bbox="823 304 1329 490" data-label="Text"> <p>Marca: DASH9 Peso bruto: 180 t</p> </div>
<div data-bbox="288 501 440 1211" data-label="Text">Vagões</div>	<div data-bbox="448 501 799 763" data-label="Image">  </div> <div data-bbox="823 501 1329 763" data-label="Text"> <p>Tipo: Gôndola (GDT) Peso bruto máximo: 130 t Tara: 21 t Capacidade de carga: 109 t Mercadorias: Minério de ferro</p> </div>
	<div data-bbox="448 775 799 976" data-label="Image">  </div> <div data-bbox="823 775 1329 976" data-label="Text"> <p>Tipo: Hopper (HFT) Peso bruto máximo: 130 t Tara: 25 t Capacidade de carga: 105 t Mercadorias: Grãos e calcário agrícola</p> </div>
	<div data-bbox="448 987 799 1211" data-label="Image">  </div> <div data-bbox="823 987 1329 1211" data-label="Text"> <p>Tipo: Tanque (TCT) Peso bruto máximo: 130 t Tara: 37 t Capacidade de carga: 93 t Mercadorias: Derivados de petróleo e álcool</p> </div>
<div data-bbox="288 1223 440 1435" data-label="Text">Carruagem</div>	<div data-bbox="448 1223 799 1435" data-label="Image">  </div> <div data-bbox="823 1223 1329 1435" data-label="Text"> <p>Peso bruto máximo: 35-40 t Transporte de passageiros</p> </div>

Os veículos que compõem estes comboios têm características distintas, consoante se tratem de locomotivas, vagões de mercadorias e carruagens de passageiros. As locomotivas são do tipo DASH9 e têm um peso bruto de 180 t. Os vagões de transporte de minério de ferro são do tipo GDT (Gôndola) e podem transportar 109 t de carga. Os vagões HFT (Hopper) são utilizados para o transporte de grãos e calcário agrícola e têm uma capacidade de carga de 105 t. Para o transporte de produtos químicos são utilizados os vagões do tipo TCT (Tanque) com uma capacidade de carga de 93 t.

De acordo com a Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT), em 2013, a declaração de rede relativa à linha ferroviária de Carajás é a seguinte (Quadro 5.2):

**Quadro 5.2** – Comboios em circulação na EFC (Adaptado de ANTT, 2013)

Código		Origem	Destino	V (km/h)	Configuração		TB (ton.)	TU (ton.)	Comprimento (m)	Mercadoria	Número de viagens	
					Lc	Vg					/dia	/semana
CRC_1	D	Ponta da Madeira	Carajás	80	4	330	7400	0	3710	Minério de ferro	1	7
	C	Carajás	Ponta da Madeira	75	4	330	41423	34023	3710	Minério de ferro	1	7
CRC_2	D	Ponta da Madeira	Marabá	80	2	140	6764	1752	2500	Produtos agrícolas	1	7
	C	Marabá	Ponta da Madeira	75	2	140	14032	10280	2500	Produtos agrícolas	1	7
CRC_3	D	Ponta da Madeira	Açailândia	80	2	80	3116	0	1600	Produtos químicos	2	7
	C	Açailândia	Ponta da Madeira	75	2	80	10084	7368	1600	Produtos químicos	2	7
CRC_4	D	Ponta da Madeira	Marabá	80	2	140	6764	1752	2500	Produtos agrícolas	1	7
	C	Marabá	Ponta da Madeira	75	2	140	7318	828	2500	Produtos agrícolas	1	7
CRP		Ponta da Madeira	Marabá	80	2	25	-	-	520	Passageiros	1	3

V – velocidade máxima do comboio; Lc – locomotivas; Vg – vagões; TB – tonelagem bruta; TU – tonelagem útil;

CRC – comboio real de mercadorias; CRP – comboio real de passageiros; D – descarregado; C – carregado

Os comboios reais da linha ferroviária no sentido Ponta da Madeira – Carajás partem descarregados (D) e no sentido inverso circulam carregados (C). Os comprimentos dos comboios variam dos 520 m (CRP) aos 3700 m (CRC\_1).

Através da análise dos dados das tonelagens transportadas e do número de locomotivas e vagões que constituem cada tipo de comboio (Quadro 5.2), foi possível estimar a carga média por eixo de cada locomotiva ( $c_L$ ) e de cada vagão ( $c_v$ ). O primeiro parâmetro é obtido através da seguinte expressão:

$$c_L = \frac{P_L}{n_L} \quad (5.1)$$

em que  $P_L$  e  $n_L$  correspondem ao peso bruto e ao número de eixos da locomotiva, respetivamente.

O peso médio de cada vagão ( $P_V$ ) foi determinado por:

$$P_V = \frac{TB - P_L \times n^\circ \text{ total de locomotivas}}{n^\circ \text{ total de vagões}} \quad (5.2)$$

onde TB corresponde a tonelagem bruta.

Com o  $P_V$  obtido e analogamente à expressão (5.1) determinou-se a carga por eixo média de cada vagão ( $c_V$ ):

$$c_V = \frac{P_V}{n_V} \quad (5.3)$$

em que  $n_V$  é o número de eixos do vagão.

As cargas médias por eixos dos comboios de mercadoria e de passageiros são apresentadas no Quadro 5.3.

**Quadro 5.3** – Cargas por eixo estimadas a partir da declaração de rede da Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT, 2013)

Tipo de transporte	Código	Peso locomotiva (kN)	Peso médio de um vagão (kN)	Locomotiva kN/eixo	Vagão kN/eixo	Tipo vagão
Cargas	CR_1D	1800	202.42	300	50.60	GDT
	CR_1C	1800	1233.42	300	308.40	GDT
	CR_2D	1800	457.43	300	114.40	HFT
	CR_2C	1800	976.57	300	244.1	HFT
	CR_3D	1800	344.50	300	86.10	TCT
	CR_3C	1800	1215.50	300	303.90	TCT
	CR_4D	1800	457.43	300	114.40	HFT
	CR_4C	1800	497.00	300	124.30	HFT
Passageiros	CRP	1800	400.00	300	100	Carruagem

Na Figura 5.11 é possível observar todos os comboios reais e suas respectivas configurações e cargas por eixo. Para o comboio real CRC\_1 foram consideradas 3 configurações distintas (a, b e c) onde o número de locomotivas entre vagões foi alterado. Em relação aos restantes comboios a configuração é sempre a mesma, sempre com 2 locomotivas dianteiras que

rebocam os vagões ou carruagens no caso de comboios de mercadorias ou passageiros, respetivamente.

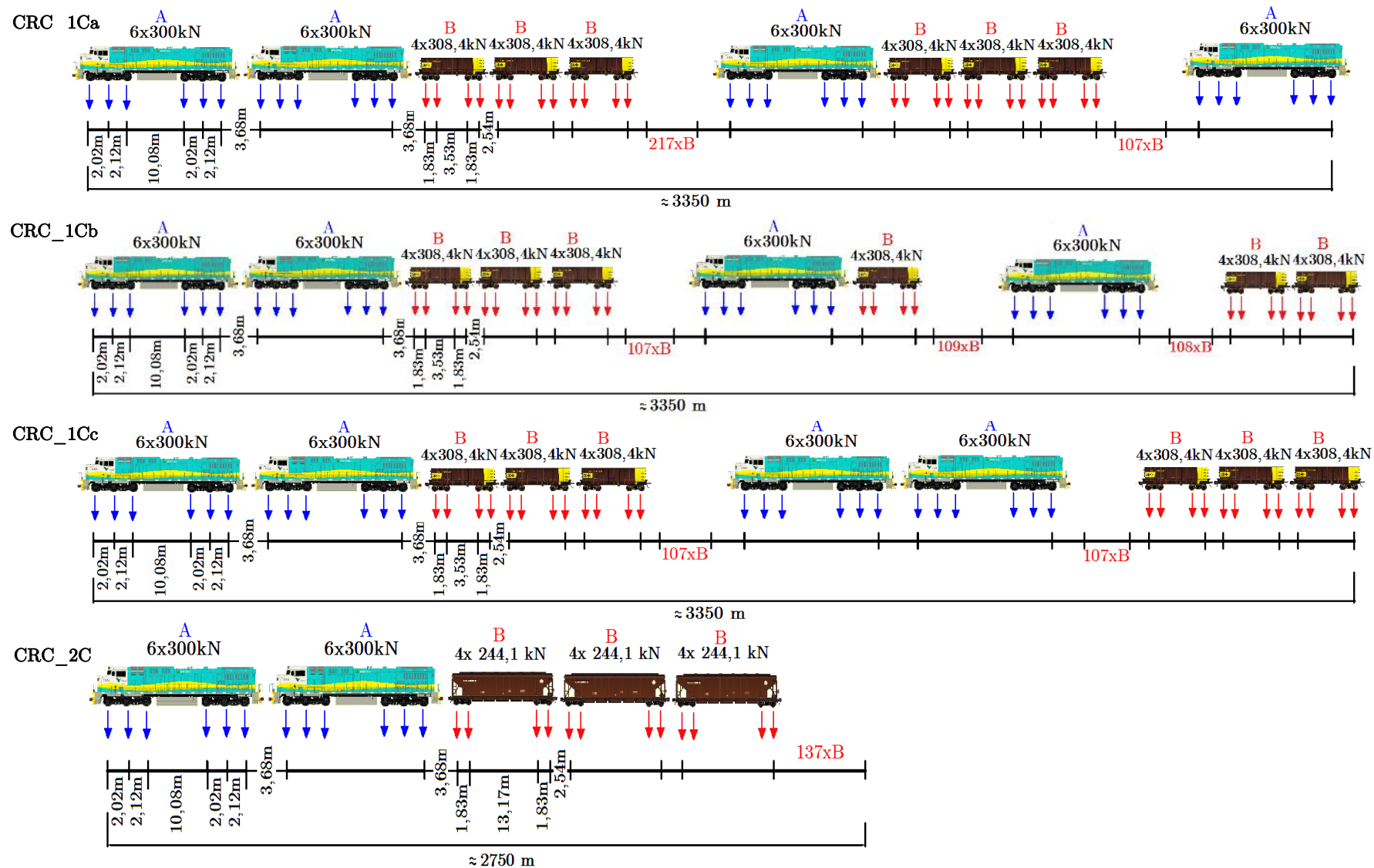


Figura 5.11 – Esquemas de carga dos comboios reais (com vagões carregados)

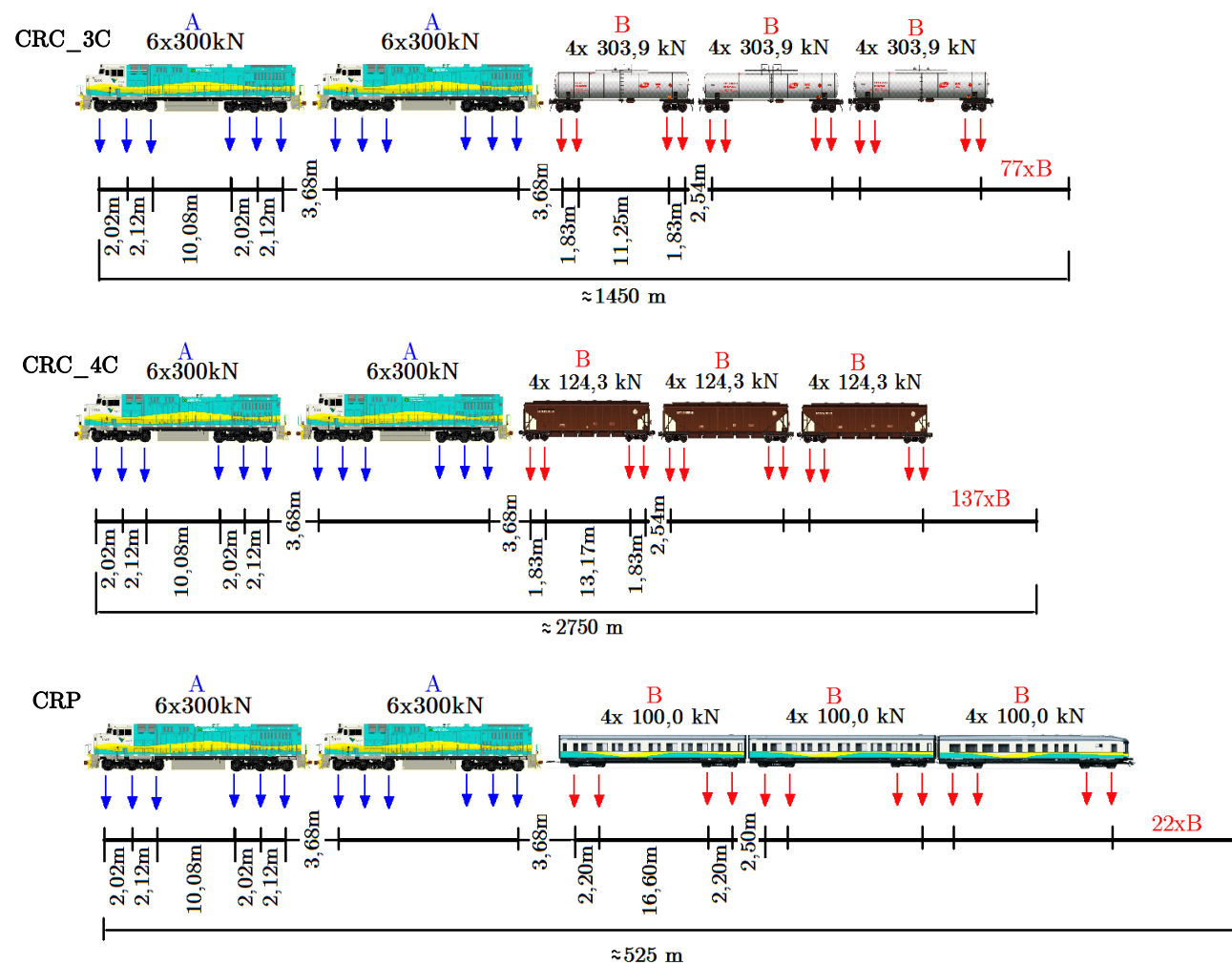
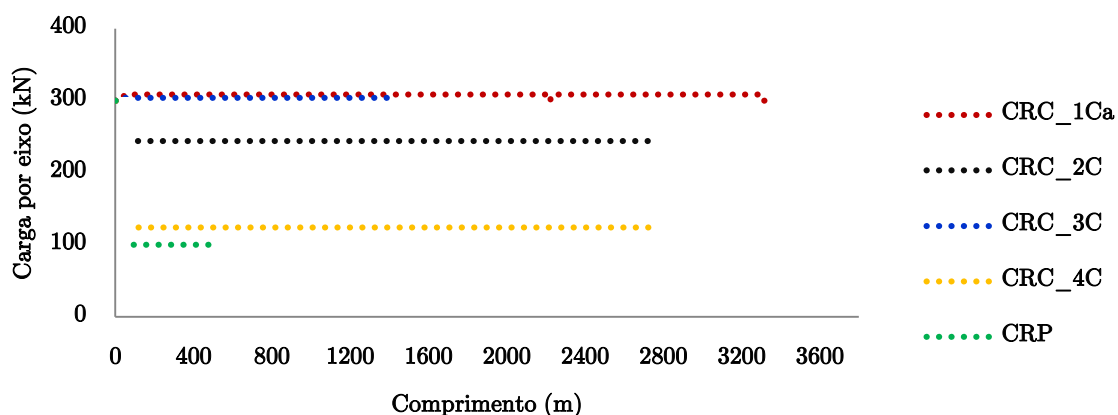


Figura 5.11 (cont.) – Esquemas de carga dos comboios reais (com vagões/carruagens carregados)

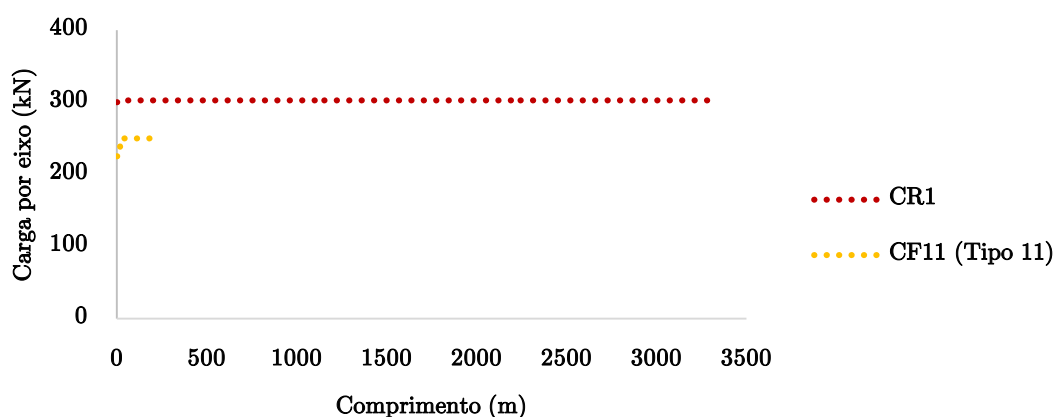
As cargas por eixo dos comboios reais em função dos respetivos comprimentos são demonstradas na Figura 5.12.



**Figura 5.12** – Cargas por eixo dos comboios reais carregados em função do comprimento

A partir da Figura 5.12 é possível concluir que entre os comboios reais, os comboios CRC\_1C e CRC\_3C apresentam cargas por eixo, acima dos 300 kN.

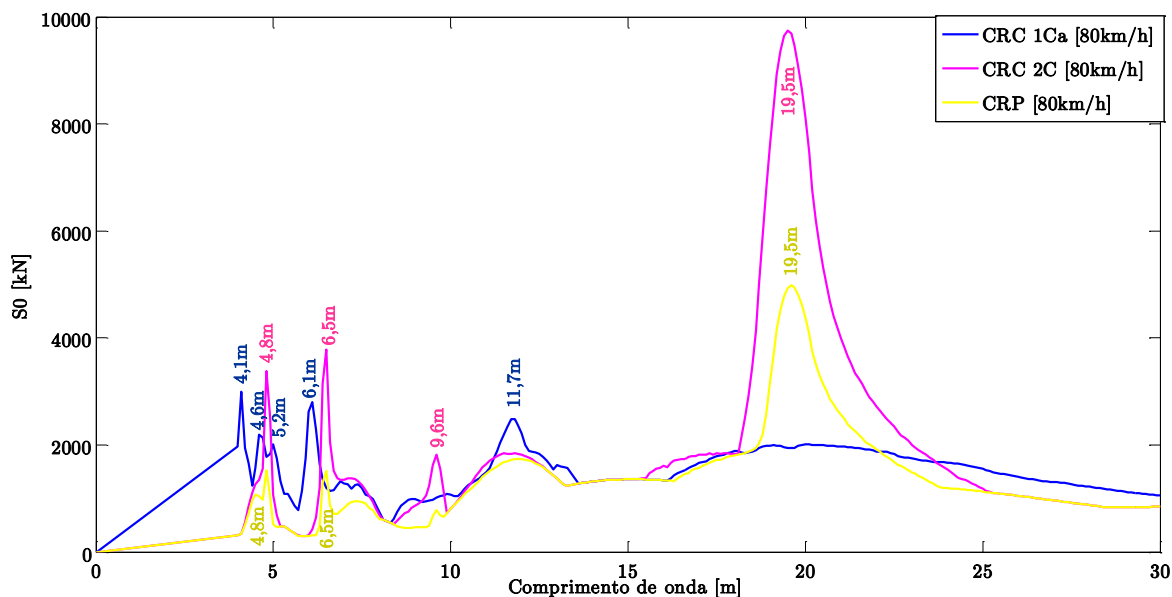
Na Figura 5.13 apresenta-se uma comparação das cargas por eixo do comboio real CRC\_1Ca, com o comboio de fadiga regulamentar CF11 – Tipo 11. Este comboio regulamentar é um comboio de mercadoria com 198.50 m de extensão e com cargas por eixo máximos de 250 kN.



**Figura 5.13** – Comparação de cargas por eixo em função do comprimento entre um comboio real (CRC\_1Ca) e um comboio regulamentar (CF11 – Tipo 11)

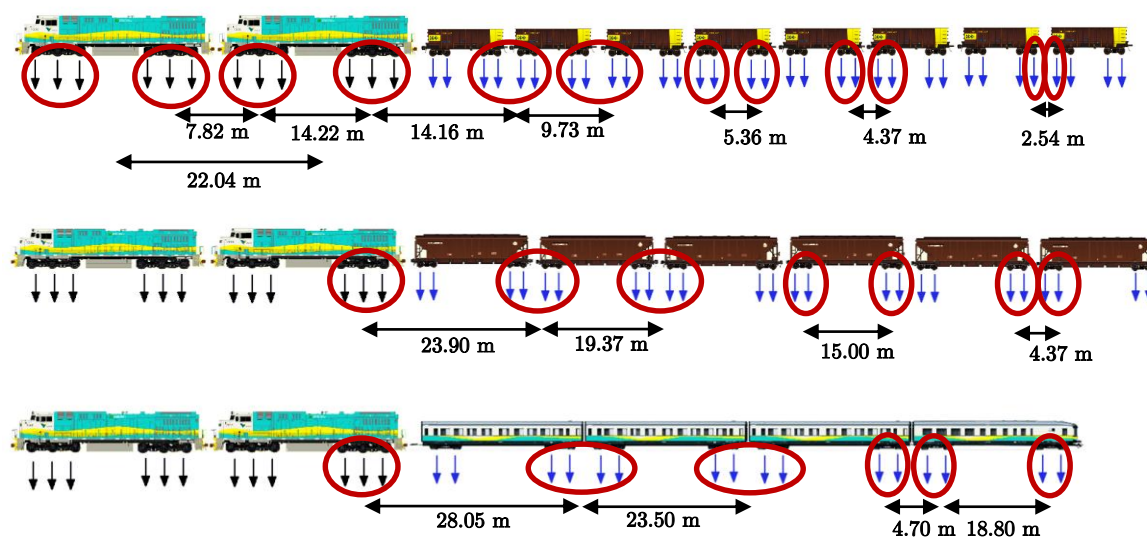
A observação da figura permite concluir que as cargas por eixo e o comprimento do comboio real são significativamente superiores às do comboio regulamentar.

Na Figura 5.14 são apresentados as assinaturas dinâmicas dos comboios reais de mercadorias CRC\_1Ca e CRC\_2C, e do comboio de passageiros (CRP).



**Figura 5.14** – Assinatura dinâmica dos comboios reais: agressividade  $S_0$  [kN] em função do comprimento de onda [m]

Os principais grupos de eixos dos comboios reais de mercadorias CRC\_1Ca e CRC\_2C, e do comboio de passageiros CRP são identificados na Figura 5.15.

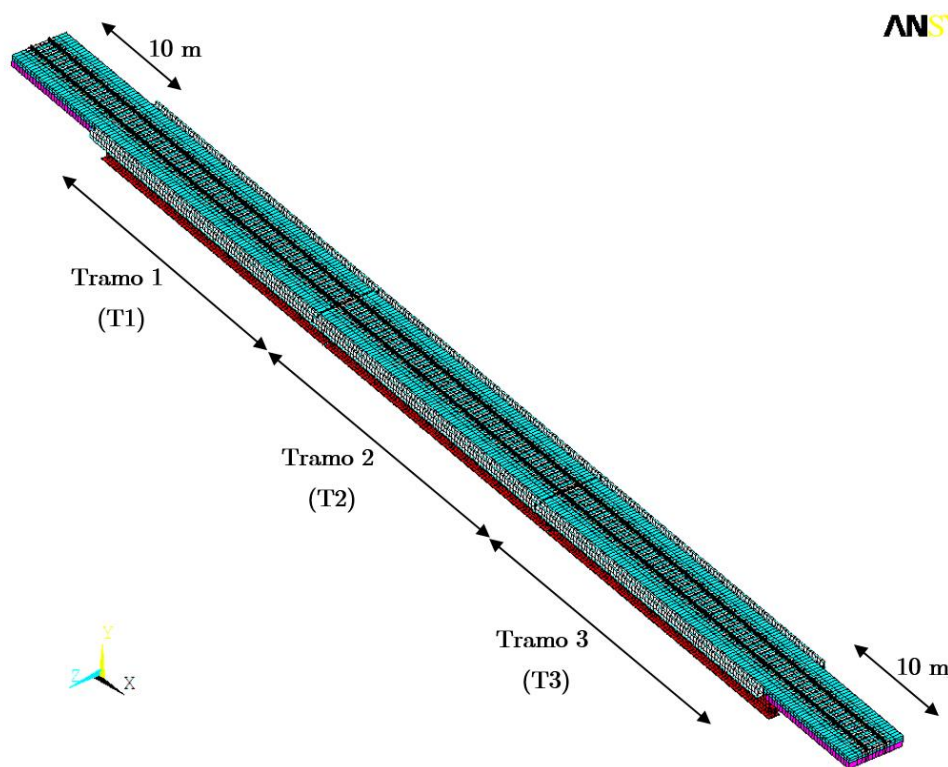


**Figura 5.15** – Principais grupos de eixos dos comboios reais CRC\_1Ca, CRC\_2C e CRP



## 5.4 MODELAÇÃO NUMÉRICA

A modelação numérica da ponte sobre o rio do Sonho consiste na construção dum modelo de elementos finitos tridimensional recorrendo ao programa de cálculo automático ANSYS (2007). Na Figura 5.16 apresenta-se uma vista geral do modelo numérico.



**Figura 5.16** – Modelo tridimensional da ponte ferroviária sobre o Rio do Sonho

A malha de elementos finitos foi executada de forma a que todos os alinhamentos fossem abrangidos, garantindo o correto posicionamento de todos os elementos estruturais, da via e dos limites da estrutura. Foi também dada atenção à dimensão dos elementos finitos de forma a tornar as análises mais ligeiras do ponto de vista computacional.

A laje do tabuleiro, muretes, vigas de alma cheia e as nervuras longitudinais e verticais foram modelados através de elementos finitos de casca. Os elementos de contraventamento foram modelados através de elementos finitos de viga. Em relação à via, os carris foram modelados por intermédio de elementos de viga e as palmilhas, as travessas e o balastro através de elementos finitos de volume. Os aparelhos de apoio foram dispostos nos nós correspondentes aos seus centros de rotação e modelados como elementos finitos de mola.

Os aspetos específicos da modelação do aparelho de apoio serão discutidos mais adiante na seção 5.4.4.

O modelo numérico também contempla um prolongamento de 10 m da via para cada um dos lados dos encontros, sendo constituído por 28.664 elementos finitos, aos quais correspondem 148.668 graus de liberdade.

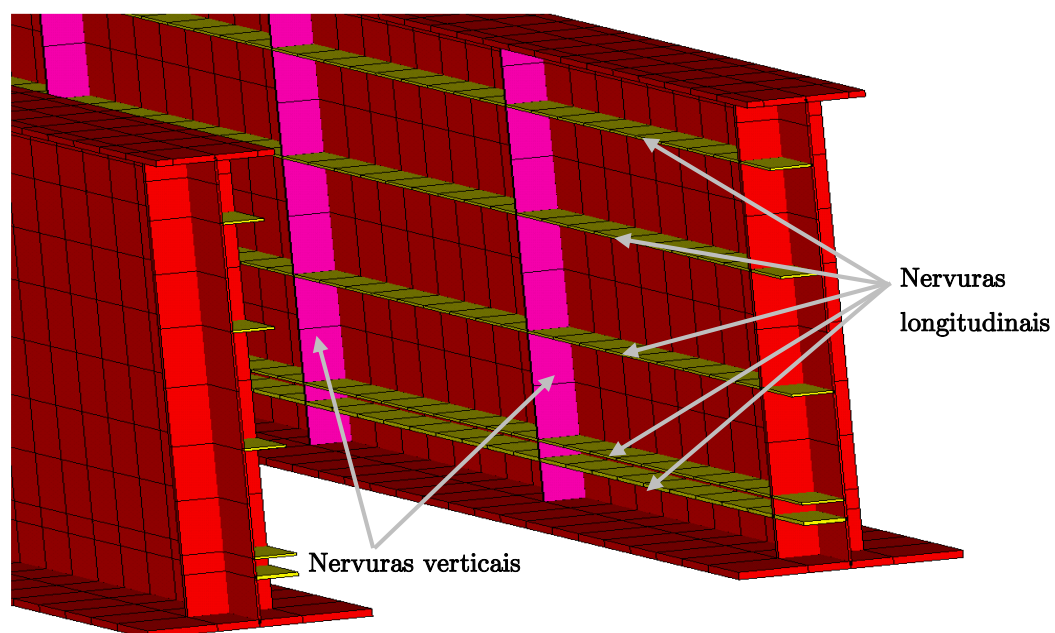
Seguidamente serão descritos os pormenores da modelação da estrutura metálica, do tabuleiro, da via e dos aparelhos de apoio. A caracterização das propriedades geométricas e mecânicas dos elementos estruturais da ponte será também abordada.

#### **5.4.1 Modelação da estrutura metálica**

Os elementos metálicos constituintes das vigas de alma cheia, tais como vigas principais e nervuras, foram modelados como elementos finitos de casca do tipo SHELL43. Este elemento tem seis graus de liberdade em cada nó: translações em x, y e z e rotações em x, y e z.

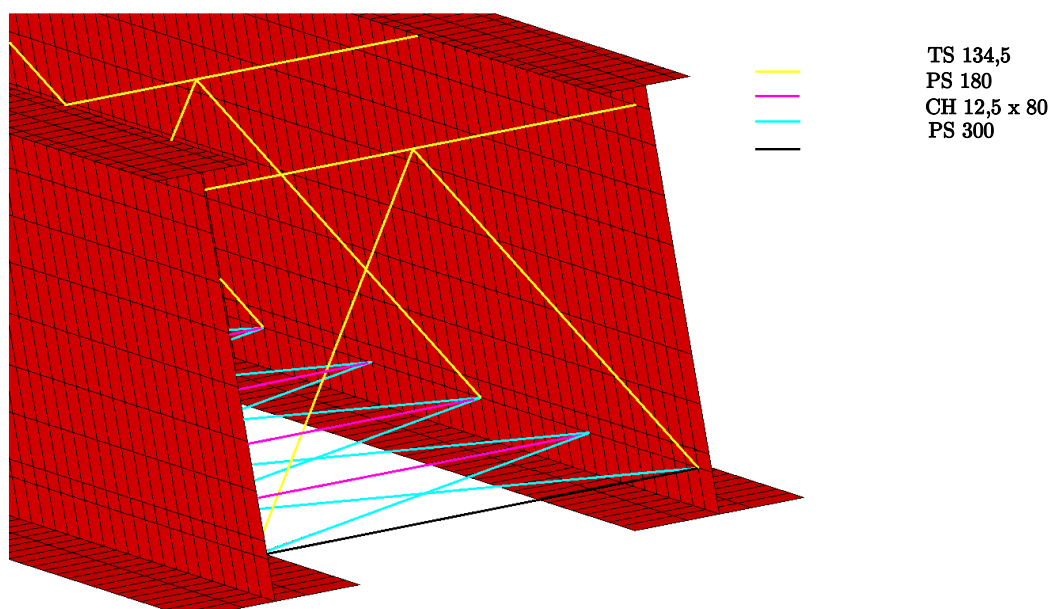
Os perfis soldados de contraventamento foram modelados por intermedio de elementos finitos de viga do tipo BEAM189. Este elemento também tem seis graus de liberdade por nó.

Na modelação foi dada especial atenção às chapas e perfis soldados, que conferem uma maior rigidez transversal à viga metálica, devido à sua elevada altura (2,40 m) (Figura 5.17).



**Figura 5.17** – Pormenor da modelação das nervuras longitudinais e transversais

A ligação dos elementos de contraventamento às vigas principais foi realizada através da ligação dos nós dos elementos finitos de viga aos nós dos elementos finitos de casca, ambos com seis graus de liberdade.

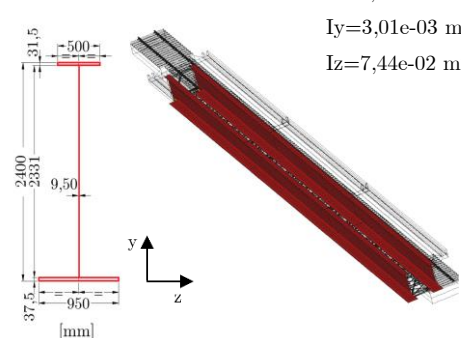
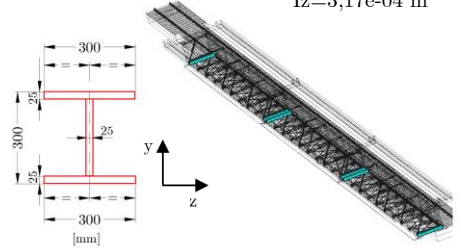
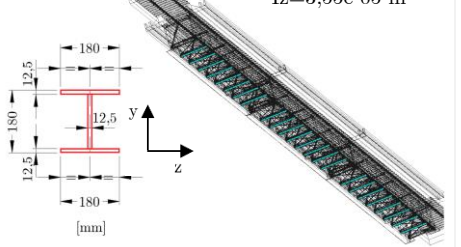


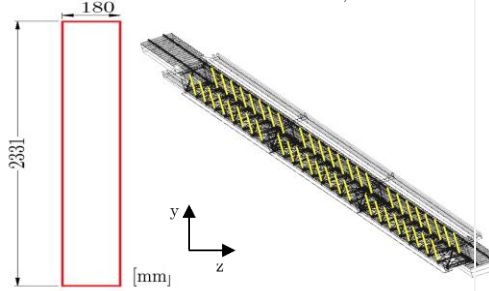
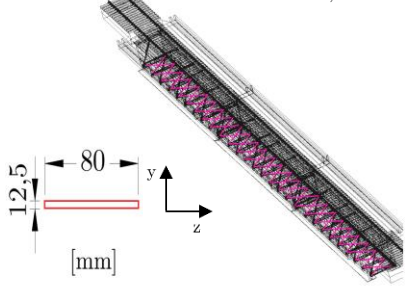
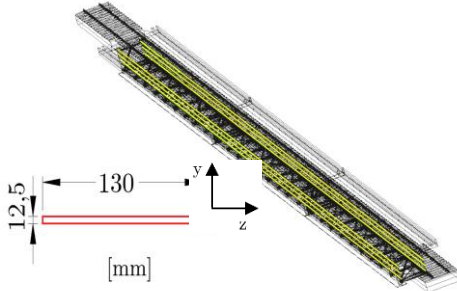
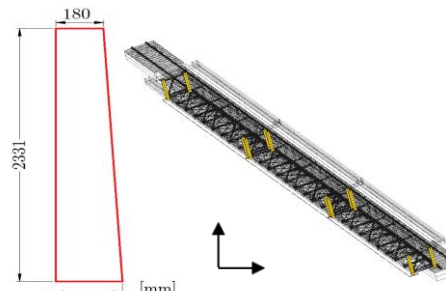
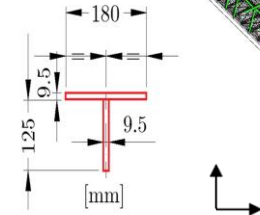
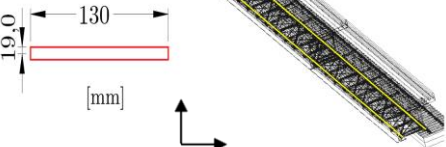
**Figura 5.18** – Ligação dos elementos finitos de viga (perfis e chapas de contraventamento) aos elementos finitos de casca (alma das vigas metálicas principais)

Todos os elementos constituintes das vigas metálicas e contraventamentos são constituídos por um aço do tipo USI-SAC 350 do fabricante USIMINAS, equivalente ao aço S355J0W indicado na norma EN 10155. (fonte: [www.cbca-acobrasil.org.br](http://www.cbca-acobrasil.org.br)). Este tipo de aço tem propriedades mecânicas melhoradas em relação aos aços correntes e uma elevada resistência à corrosão. As propriedades mecânicas que em seguida se indicam são comuns a todos os tipos de aço estrutural da ponte sob temperaturas atmosféricas normais: Módulo de elasticidade ( $E$ ) = 210 GPa; Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) = 0,30; Módulo de distorção ( $G$ ) = 78,85 GPa; Coeficiente de dilatação térmica ( $\alpha$ ) =  $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ; e Densidade =  $7850 \text{ Kg/m}^3$ .

No Quadro 5.4 são descritas as propriedades das seções transversais dos principais elementos estruturais em aço, em particular, a área ( $A$ ) e inércias ( $I_y$ ,  $I_z$ ).

**Quadro 5.4** – Localização e características geométricas dos elementos estruturais metálicos

Elemento estrutural	Localização e características geométricas	
Vigas Principais	 <p> <math>A=0,07352 \text{ m}^2</math>  <math>I_y=3,01\text{e-}03 \text{ m}^4</math>  <math>I_z=7,44\text{e-}02 \text{ m}^4</math> </p>	
Contraventos	PS300	 <p> <math>A=0,021250 \text{ m}^2</math>  <math>I_y=1,13\text{e-}04 \text{ m}^4</math>  <math>I_z=3,17\text{e-}04 \text{ m}^4</math> </p>
	PS180	 <p> <math>A=0,0064375 \text{ m}^2</math>  <math>I_y=1,22\text{e-}05 \text{ m}^4</math>  <math>I_z=3,55\text{e-}05 \text{ m}^4</math> </p>

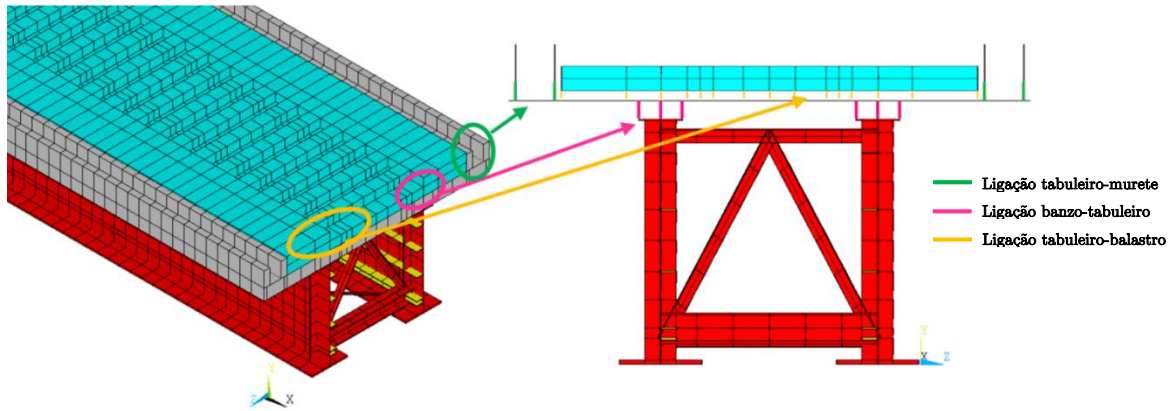
Nervuras	TS134,5	 $A=0,0028975 \text{ m}^2$ $I_y=4,63e-06 \text{ m}^4$ $I_z=4,73e-06 \text{ m}^4$	Ch. 12,5x80	 $A=0,0010 \text{ m}^2$ $I_y=5,33e-07 \text{ m}^4$ $I_z=1,30e-08 \text{ m}^4$
	Ch. 19x130	 $A = 0,00247 \text{ m}^2$ $I_y=3,48e-06 \text{ m}^4$ $I_z=7,43e-08 \text{ m}^4$	Ch. 12,5x130	 $A=0,0016250 \text{ m}^2$ $I_y=2,29e-06 \text{ m}^4$ $I_z=2,12e-08 \text{ m}^4$
	Ch. 9,5x180 (var.)	 $A=0,501165 \text{ m}^2$ $I_y=2,03e-03 \text{ m}^4$ $I_z=0,225 \text{ m}^4$	Ch. 9,5x180	 $A = 0,41958 \text{ m}^2$ $I_y=1,13e-03 \text{ m}^4$ $I_z=0,189 \text{ m}^4$

#### 5.4.2 Modelação do tabuleiro ortotrópico

O tabuleiro e os muretes também foram modelados por intermedio de elementos finitos de casca do tipo SHELL43, já referidos anteriormente. Os elementos não estruturais, tais como, as lajetas pré-fabricadas, o revestimento do tabuleiro, os guarda-corpos e as tampas metálicas, foram modelados por intermedio de elementos finitos de massa do tipo MASS21, com seis graus de liberdade em cada nó.

Para evitar sobreposição de massas e variações da inércia da estrutura, as ligações entre os diferentes tipos de elementos foram devidamente realizadas.

A ligação compósita entre os banzos superiores e o tabuleiro, entre o tabuleiro e os muretes e entre o tabuleiro e o balastro, foram conseguidas por elementos de viga rígida sem massa do tipo MPC184 (Figura 5.19). Este elemento permite a compatibilização de translações e rotações entre os diferentes elementos.



**Figura 5.19** – Ligações rígidas entre tabuleiro-murete, banzo superior-tabuleiro e tabuleiro-balastro

O tabuleiro, as lajes pré-fabricadas e os muretes são constituídos por um betão de classe de resistência C35/45. A variação do módulo de elasticidade do betão com o tempo pode ser estimada pela expressão (EN 1992-1-1, 2008):

$$E_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)^{0.30} E_{cm,28d} \quad (5.4)$$

onde  $\beta_{cc}(t)$  é coeficiente que depende da idade do betão dado por:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{0.50} \right] \right\} \quad (5.5)$$

em que  $t$  é a idade do betão em dias e  $s$  é um coeficiente que depende do tipo de cimento, tomando o valor de 0.20 para o cimento utilizado (CEM 45.5R).

O valor médio do módulo de elasticidade de um betão C35/45 aos 28 dias é igual a 34 GPa (EN 1992-1-1, 2008). No caso de estudo, este módulo foi corrigido para  $t=\infty$ , resultando num valor de  $E_{cm}(t=\infty)=36.1$  GPa, ao qual corresponde uma diminuição da deformabilidade do betão em 6.2 %.

Este valor do módulo de elasticidade do betão do tabuleiro pode ainda ser corrigido para ter em conta a presença das armaduras, neste caso uma percentagem de armadura igual a 1%. O valor do módulo de elasticidade da seção homogeneizada em betão ( $E_{hm}$ ), pode ser estimado por:

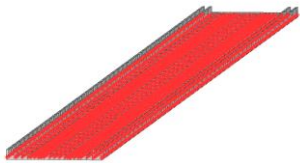
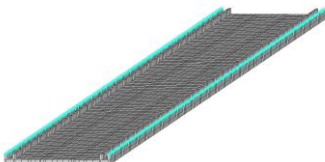
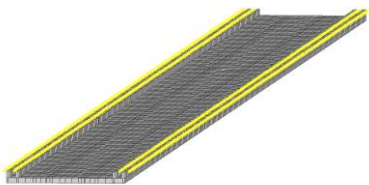
$$E_{hm} = \frac{E_{cm} \cdot (1 - \rho_s) + E_{sm} \cdot \rho_s}{1} \quad (5.6)$$

onde  $\rho_s$  é a percentagem de armadura ordinária e  $E_{cm}$  e  $E_{sm}$  são os módulos de elasticidade do betão e do aço tomados igual a 36.1 GPa e 210 GPa, respetivamente. Da aplicação da expressão (5.6) resulta um módulo de elasticidade do material da seção igual a 37.8 GPa.

De acordo com a EN 1992-1-1 (2008) o coeficiente de Poisson é de 0.2 para o betão não fendilhado. O peso específico do betão armado utilizado para a modelação foi de 2500 Kg/m<sup>3</sup> e o coeficiente de dilatação térmica de  $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ .

As massas dos elementos não estruturais, tais como as lajetas pré-fabricadas, revestimentos da laje do tabuleiro, guarda-corpos, tampas metálicas, etc., foram contabilizadas e adicionadas aos nós da malha de elementos finitos nas respetivas localizações. No Quadro 5.5 são indicados os valores e a localização das massas adicionais do tabuleiro.

**Quadro 5.5** – Elementos de massa adicionados ao modelo numérico do tabuleiro

Elemento(s)			Massa
	*	Lajotas pré-fabricadas, revestimentos da laje do tabuleiro (betão leve + tela de impermeabilização + betonilha)	267 kg/m <sup>2</sup>
	*	Guarda-corpos metálico	25 kg/m
	*	Tampas metálicas entre muretes	3 kg/m

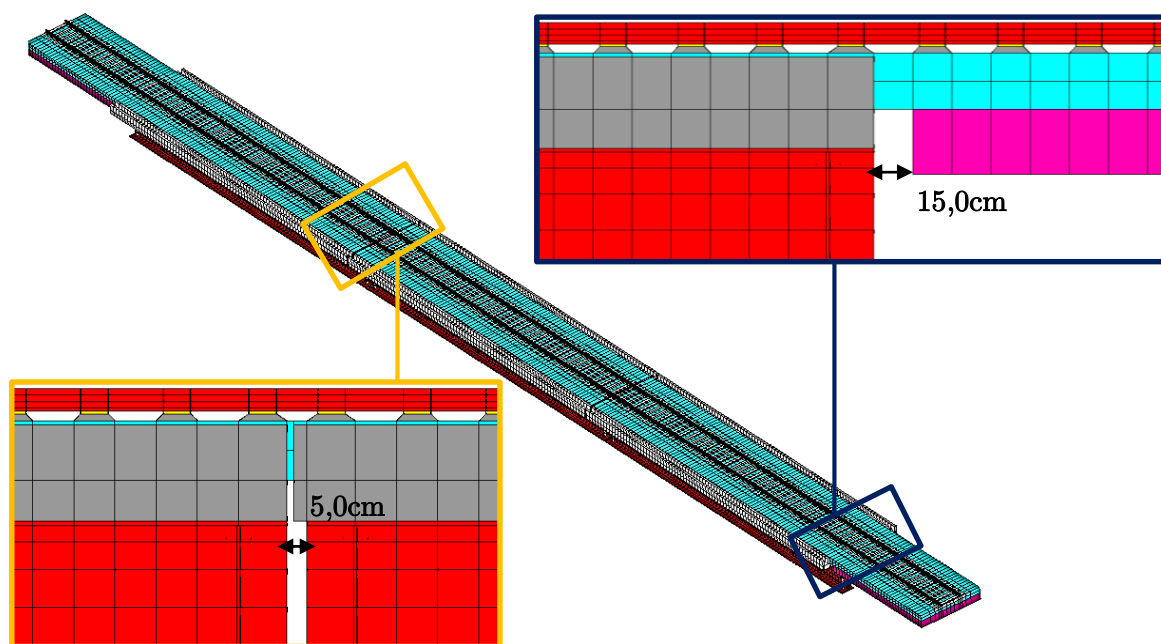
#### 5.4.3 Modelação da via

O modelo tridimensional da via foi essencial devida à importância do efeito compósito que ocorre entre o tabuleiro vigado e a via, conforme mais adiante será abordado (seção 5.7.1). Os elementos que constituem o modelo numérico da via são caracterizados por um comportamento elástico e linear dos seus materiais.

Os carris foram modelados como elementos finitos de viga do tipo BEAM189, as palmilhas, travessas, balastro e o aterro foram modelados por intermédio de elementos finitos de volume do tipo SOLID45, contendo três graus de liberdade em cada nó.

As juntas de dilatação entre os tramos intermédios e entre os tramos extremos e os encontros também foram tidas em conta no modelo, garantindo-se assim um comportamento estrutural mais próximo do real (Figura 5.20).



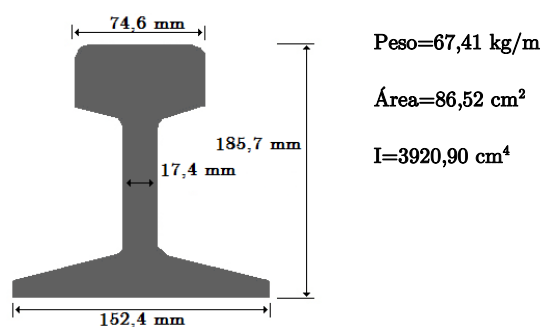


**Figura 5.20** – Juntas de dilatação do tabuleiro

Seguidamente são apresentadas as principais propriedades geométricas e mecânicas dos elementos da via-férrea:

#### - Carris e palmilhas

As propriedades do aço utilizado nos carris são as mesmas que as da estrutura metálica descrita em 5.4.1. Os carris são os elementos de suporte e guia dos veículos ferroviários e a sua escolha é diretamente dependente das cargas, das velocidades e do tipo de tráfego da linha. No troço da via ferroviária que inclui a ponte o carril utilizado foi o TR-68 (VALE, 2010) e as suas características são apresentadas na Figura 5.21:

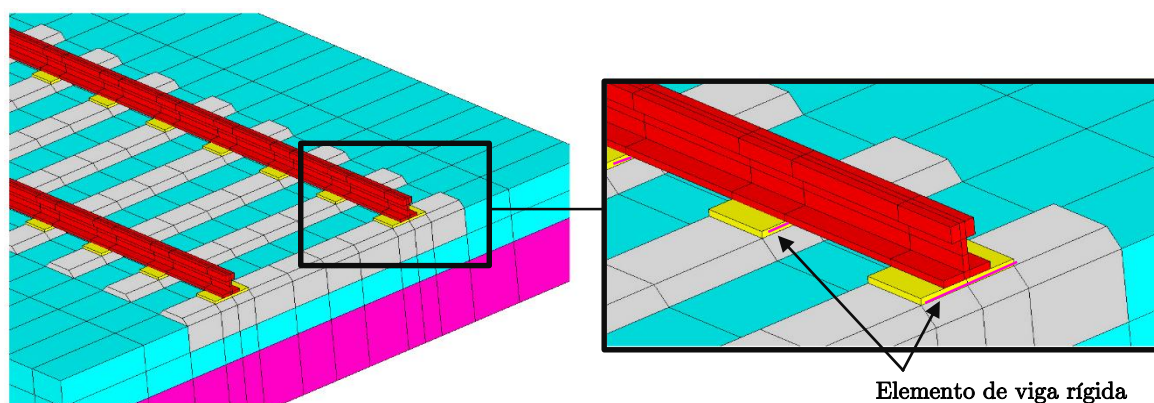


**Figura 5.21** – Carril TR-68

Na modelação dos carris foi considerada uma seção com inércia equivalente.

Os carris são assentes em apoios elásticos descontínuos, as palmilhas, fixas às travessas, os quais possibilitam um menor desgaste, conferem proteção contra choques e vibrações, e maior conforto para os passageiros, etc.

A rigidez vertical das palmilhas foi considerada igual a 500 kN/mm, valor este dentro do intervalo indicado por Teixeira (2003).



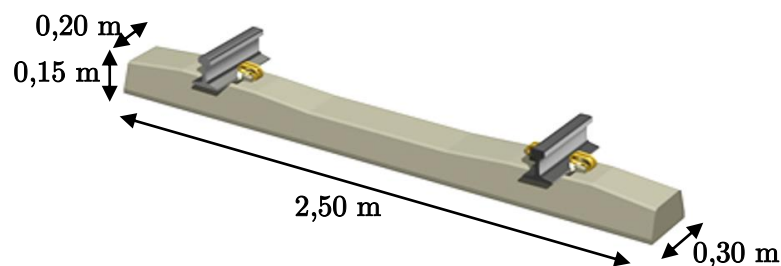
**Figura 5.22** – Pormenor da via e da ligação carril-palmilha

Foram incluídas barras rígidas, sem massa e com inércia elevada, posicionadas na perpendicular ao eixo do carril, que estabelecem a ligação deste às palmilhas, por forma a mobilizar a rigidez de torção do carril (Figura 5.22).

#### - Travessas

As travessas têm como principais funções: i) suportar os carris; ii) absorver e transmitir as cargas horizontais e verticais, que atuam nos carris devido ao tráfego na linha, ao balastro; iii) manter a estabilidade da via nos planos vertical e horizontal.

As travessas utilizadas no troço onde se situa a ponte são em betão pré-esforçado, monobloco, e estão espaçadas de 0.6 m. As dimensões das travessas variam consoante as cargas por eixo a que estão sujeitas (Vale, 2012), e o seu peso é aproximadamente igual a 300kg/travessa. Na Figura 5.23 estão apresentadas as dimensões utilizadas no modelo de elementos finitos.



**Figura 5.23** – Travessa monobloco de betão pré-esforçado

A massa volúmica destes elementos foi corrigida para atender à alteração da geometria e à presença de armaduras, sendo considerada igual a  $2435 \text{ kg/m}^3$ . O módulo de elasticidade do betão das travessas foi considerado igual a  $34 \text{ GPa}$ .

#### - Balastro

O balastro é um material granular não coesivo que tem como funções a distribuição das cargas devido às forças aplicadas pelos veículos, reduzir as vibrações resultantes da passagem de tráfego, formar uma superfície uniforme e contínua para permitir assentar as travessas e os carris com um excelente nivelamento, drenagem das águas pluviais, etc. As propriedades adotadas para o balastro estão em linha com os valores recomendados pelo Manual de Via Permanente da VALE (2010): módulo de elasticidade =  $150 \text{ MPa}$ ; coeficiente de Poisson =  $0.15$ ; e densidade =  $1800 \text{ kg/m}^3$ .

#### - Prolongamento da via

De modo a reproduzir corretamente o comportamento estrutural dos tramos extremos, e em particular o efeito de continuidade com troços de via adjacente, foi realizado um prolongamento da via de  $10 \text{ m}$  para cada lado dos encontros da ponte.

O apoio da via foi realizado através de uma camada de aterro, com  $0.5 \text{ m}$  de altura e com um módulo de elasticidade de  $70 \text{ MPa}$ . O peso específico desta camada foi considerado igual a  $2000 \text{ kg/m}^3$  e o coeficiente de Poisson igual a  $0.2$  (Figura 5.24).

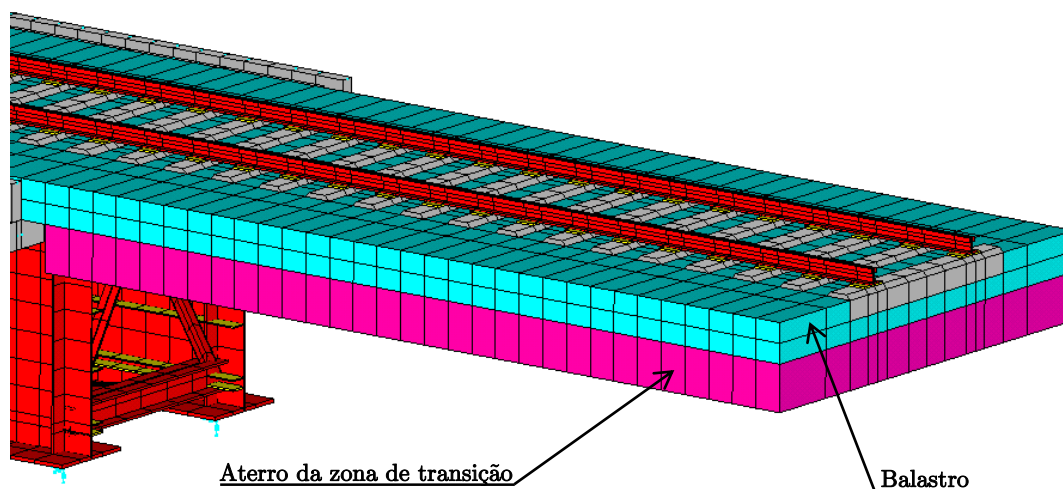


Figura 5.24 – Pormenor da modelação do prolongamento da via

#### 5.4.4 Modelação dos aparelhos de apoio

Cada tramo da ponte encontra-se apoiado em pilares ou encontros por intermédio de 4 aparelhos de apoio do tipo pote. Os aparelhos são da marca Profip, modelos Vasoflon (VF3000, VM3000 e VU3000) e podem ser fixos, guiados ou móveis. O modelo VF3000 é um aparelho fixo que permite apenas rotações em relação ao eixo horizontal. O modelo VU3000 é um aparelho guiado que permite rotações e deslocamentos na direção longitudinal. O modelo VM3000 é semelhante ao anterior, no entanto não possui o elemento de guiamento (chaveta) e por isso permite deslocamentos nas direções longitudinal e transversal. Na figura 5.25 apresentam-se os detalhes estruturais do aparelho de apoio Profip modelo VU3000.

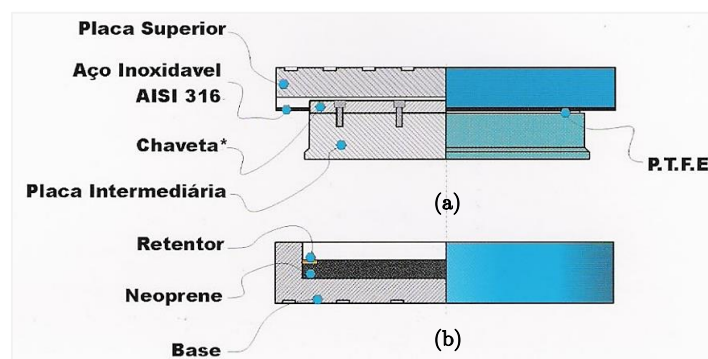
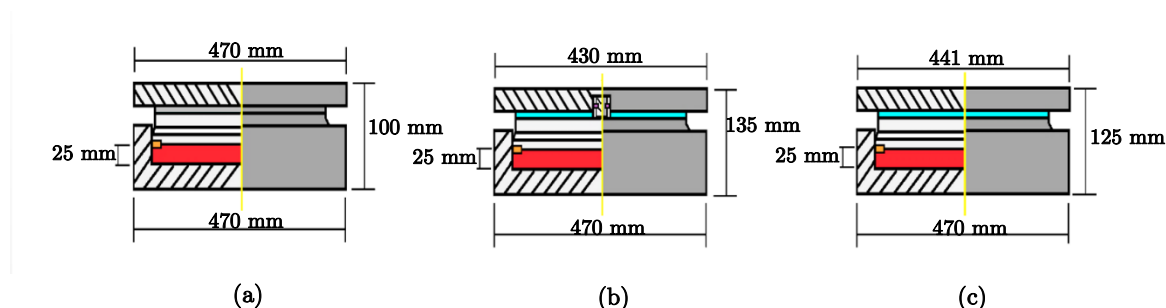


Figura 5.25 – Aparelho de apoio VU3000 do tipo pote (Profip, 2013): (a) perspetiva geral; e (b) pote metálico

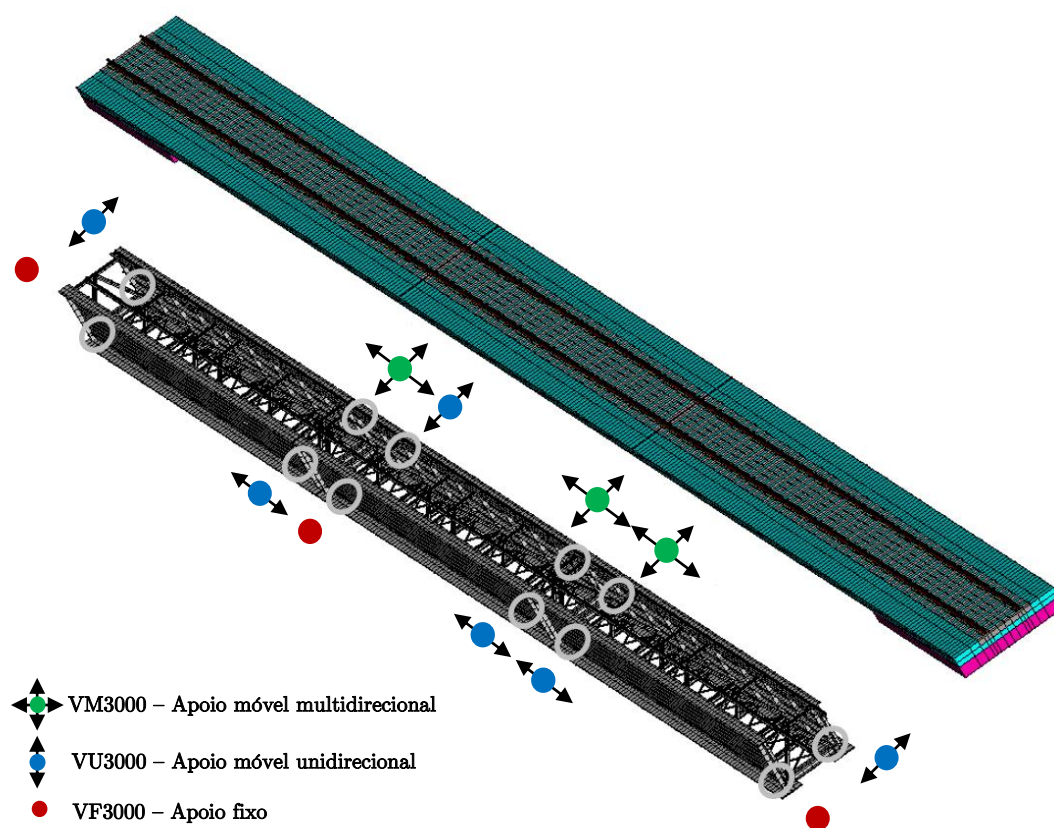
Os aparelhos de apoio fixos são constituídos por uma placa de base em forma de pote, que acolhe o disco elastomérico em neoprene, e por uma placa superior, em forma de pistão, responsável pela transmissão das cargas verticais, ao disco elastomérico. Um vedante impede a saída do elastômetro, por extrusão, quando este está sujeito a elevados esforços de compressão (Figura 5.26 (a)). A diferença do aparelho fixo para o aparelho guiado é a existência de uma placa intermediária revestida a teflon (PTFE), e que contém um elemento para guiar os movimentos do apoio (Figura 5.26 (b)). No caso do aparelho multidirecional as superfícies de contacto entre as placas intermediária e superior são totalmente revestidas a teflon, permitindo os deslocamentos nas duas direções ortogonais (Figura 5.26 (c)).



**Figura 5.26** – Aparelhos de apoio: (a) VF3000; (b) VU3000; e (c) VM3000

#### 5.4.5 Mobilidade estrutural

A disposição e o tipo de aparelhos são de responsabilidade do projetista e geralmente visam conferir maior rigidez à estrutura e possibilitar uma distribuição adequada dos esforços longitudinais e transversais pelos pilares e encontros. Na Figura 5.27 ilustra-se esquematicamente a disposição adotada no projeto da ponte.



**Figura 5.27** – Esquema de mobilidade da ponte

O projeto é omissivo em termos dos valores da rigidez vertical dos aparelhos de apoio, contudo com os dados fornecidos pela empresa fabricante, foi possível proceder à sua modelação. As características geométricas fornecidas pela fabricante, para além das indicadas na Figura 5.26 são: módulo de elasticidade do aço = 205 GPa; altura interior do pote = 41 mm; diâmetro interno do pote = 410 mm; espessura do teflon = 20 mm; coeficiente de Poisson do neoprene = 0.499; densidade do neoprene =  $960 \text{ kg/m}^3$ ; e espessura do neoprene = 25 mm.

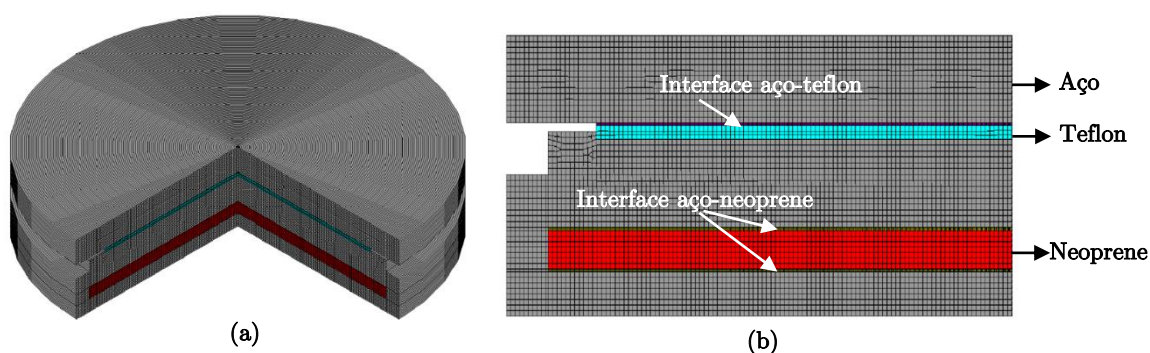
Os valores médios dos restantes parâmetros necessários para a modelação estão indicados no Quadro 5.6.



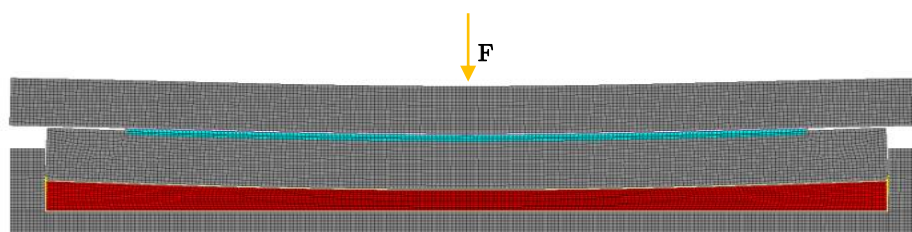
**Quadro 5.6** – Outros parâmetros do modelo numérico do aparelho de apoio

Parâmetro	Designação	Valor	Referências bibliográficas
$\mu_{\text{neoprene}}$	Coefficiente de atrito aço-neoprene	0.10	(Toobox, 2011)
$E_{\text{teflon}}$	Módulo de elasticidade do teflon	650 MPa	(Fluorseals, 2006)
$\nu_{\text{teflon}}$	Coefficiente de Poisson do teflon	0.46	(Rae, 2006) e (Dattelbaum, 2004)
$\mu_{\text{teflon}}$	Coefficiente de atrito aço-teflon	0,07	(Fluorseals,2006)

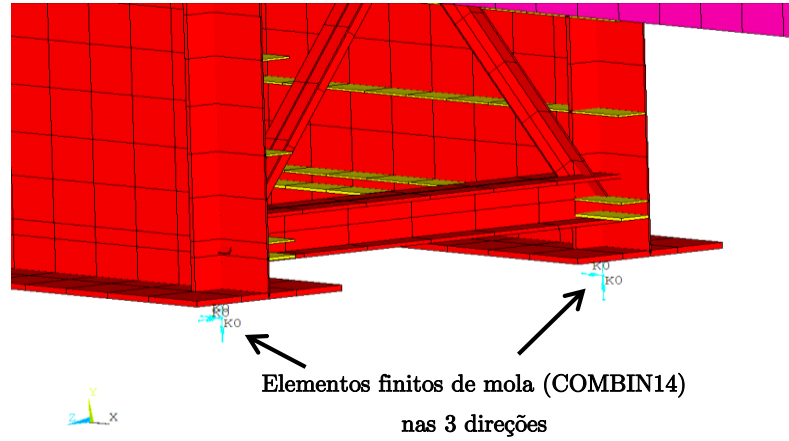
Na Figura 5.28 apresentam-se uma vista geral e um corte frontal do modelo numérico do aparelho de apoio realizado com recurso a elementos finitos axissimétricos. Neste modelo foi dada especial atenção às interfaces aço-neoprene e aço-teflon que foram modeladas por intermédio de elementos finitos de atrito que seguem uma lei de Coulomb.

**Figura 5.28** – Modelo numérico do aparelho de apoio VM3000: (a) Vista geral; (b) corte frontal

O valor da rigidez vertical do aparelho de apoio ( $k_v$ ) obtida através do modelo foi de 2157 MN/m, tendo sido determinada a partir da relação entre a aplicação de uma carga vertical unitária no prato superior e o deslocamento médio do prato (Figura 5.29).

**Figura 5.29** – Deformada do modelo numérico do aparelho de apoio sob atuação de uma carga permanente do tabuleiro

A informação retirada no modelo numérico axissimétrico permitiu calibrar a rigidez vertical a atribuir a um elemento de mola, do tipo COMBIN14, que simula o apoio no modelo global da ponte (Figura 5.30).



**Figura 5.30** – Elementos finitos de mola a simular os aparelhos de apoio

Nas direções longitudinal e transversal foram adotadas rigidezes (10 vezes superior à rigidez vertical) de modo a impedir as translações nos apoios fixos e unidirecionais.

Para o procedimento de validação do modelo do aparelho de apoio foi adotado um coeficiente de Poisson para o neoprene igual a zero. Deste modo foi possível comparar a rigidez vertical obtida através do modelo numérico com a rigidez vertical de um sistema simplificado resultante da associação em série aço-teflon e aço-neoprene. A rigidez do modelo analítico simplificado foi obtida a partir das seguintes expressões:

$$K_{\text{teflon}} = \frac{EA}{L} = \frac{\left(200 \times 10^6 \times \pi \times \frac{0.433^2}{4}\right)}{0.020} = 1178028.13 \text{ MN/m} \quad (5.4)$$

$$K_{\text{neoprene}} = \frac{EA}{L} = \frac{\left(50 \times 10^3 \times \pi \times \frac{0.433^2}{4}\right)}{0.025} = 294.51 \text{ MN/m} \quad (5.8)$$

$$K_{\text{equivalente}} = \frac{K_{\text{teflon}} \times K_{\text{neoprene}}}{K_{\text{teflon}} + K_{\text{neoprene}}} = \frac{1178028.13 \times 294.51}{1178028.13 + 294.51} = 294.44 \text{ MN/m} \quad (5.9)$$

onde  $K_{\text{teflon}}$  e  $K_{\text{neoprene}}$  são as rigidezes vertical da camada de teflon e neoprene, respetivamente.



O resultado obtido permitiu validar o modelo numérico, tendo-se obtido um erro inferior a 1%, na estimativa da rigidez vertical, em comparação com o valor de 296,9 MN/m obtido no modelo de elementos finitos.

### 5.5 VERIFICAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A verificação da qualidade do modelo torna-se essencial de modo a identificar eventuais erros de modelação e assim evitar resultados incoerentes que possam levar a conclusões menos corretas. Esta verificação consistiu na comparação dos valores das reações verticais nos apoios obtidos com base num cálculo manual e a partir do programa ANSYS considerando a atuação das ações permanentes.

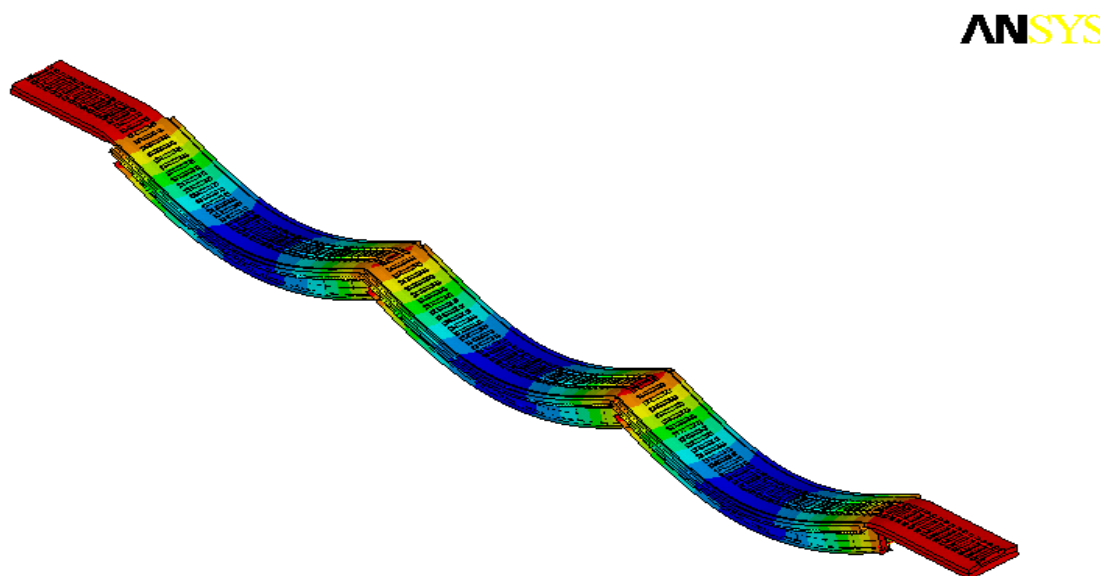
Os valores dos pesos próprios dos elementos estruturais constituintes da ponte, nomeadamente do tabuleiro, da estrutura metálica, da via, e dos elementos não estruturais são apresentados no Quadro 5.7.

**Quadro 5.7** – Estimativa das reações verticais nos apoios por meio de um cálculo manual

Elemento	Componente		Geometria			Peso específico ρ [kN/m³]	Quantidade	Peso próprio [kN]
			Área [m²]	Espessura [m]	Comprimento [m]			
Tabuleiro	Laje e pré laje em betão armado		451.8	0.30	-	25	-	3388.50
	Muretes		120.48	0.15	-		-	451.80
Estrutura metálica	Vigas principais		0.07352	-	12.5	78.5	12	865.70
	Contraventamentos		-	-	-		84	81.68
	Nervuras	longitudinais	-	-	-		102	100.69
		verticais	-	-	2.33		60	383.89
Via	Carris		0.089	-	2.60	78.5	2	128.52
	Travessas		0.375	-	95.3	25	160	1248.00
	Balastro		2.62	-	-	18	-	3542.30
	Aterro		3.00	-	-	20	-	200
Elementos não estruturais	Guarda-corpos		-	-	75.3	78.5	2	37.65
	Tampas metálicas		-	-	0.15		502	2.26
							Peso total [kN]	10431.17

Comparando o valor obtido no cálculo manual (10431.17 kN) com o resultado obtido através do programa ANSYS (10895.22 kN) verifica-se a existência de uma reduzida diferença, na ordem de 4.45 % entre as duas estimativas.

A deformada do modelo numérico tridimensional para a atuação das ações permanentes pode ser observada na Figura 5.31.



**Figura 5.31** – Deformada da estrutura para atuação das ações permanentes

## 5.6 PARÂMETROS MODAIS

Os parâmetros modais da estrutura, em particular as frequências de vibração e os modos de vibração, foram obtidos com base numa análise modal. Os modos de vibração foram agrupados em 2 grupos: o grupo 1 inclui os modos globais do tabuleiro (modos 1 a 20); o grupo 2 inclui os modos locais da laje do tabuleiro e da estrutura metálica (modos 21 a 40).

No Quadro 5.8 apresentam-se os valores das frequências dos principais modos de vibração relativos aos dois grupos anteriormente descritos que resultaram da análise modal do modelo. Após análise modal do modelo, obteve-se os valores da frequência para os principais modos de vibração (Quadro 5.8).

No caso dos modos globais indicam-se os tramos (T1, T2 e T3) a serem mobilizados. No caso dos modos locais distinguem-se os modos da laje do tabuleiro (LT) e da estrutura metálica (EM).

**Quadro 5.8** – Frequências próprias de vibração ( $f$ ) e configurações dos modos

	Modo	$f$ (Hz)	Tipo		Modo	$f$ (Hz)	Tipo	
1) Modos Globais	1	3.74	1º Flexão-Transversal	T1-T2-T3	11	13.01	5º Flexão-Transversal	T1-T2-T3
	2	4.71	2º Flexão-Transversal	T1-T2-T3	12	15.00	4º Flexão-Vertical	T1-T3
	3	6.69	1º Flexão-Vertical	T1-T2-T3	13	15.19	1º Torção	T1-T2-T3
	4	6.74	3º Flexão-Transversal	T1-T3	14	15.45	2º Torção	T1-T2-T3
	5	6.82	2º Flexão-Vertical	T1-T3	15	15.64	3º Torção	T1-T2-T3
	6	6.92	3º Flexão-Vertical	T2-T3	16	17.08	4º Torção	T1-T2-T3
	7	7.23	1º Flexão-Torção	T1-T2-T3	17	17.18	5º Flexão-Vertical	T1-T2-T3
	8	7.26	2º Flexão-Torção	T1-T2-T3	18	17.64	6º Flexão-Vertical	T1-T2-T3
	9	7.34	3º Flexão-Torção	T1-T2-T3	19	17.86	7º Flexão-Vertical	T1-T2-T3
	10	8.47	4º Flexão-Transversal	T1-T2-T3	20	19.07	8º Flexão-Vertical	T1-T2-T3

T1 – 1º tramo; T2 – 2º tramo; T3 – 3º tramo

	Modo	$f$ (Hz)	Tipo	Modo		$f$ (Hz)	Tipo	
2) Modos locais da laje do tabuleiro e da estrutura metálica	21	21.64	1° Longitudinal	T1-T2-T3	31	25.44	10° Flexão-Vertical	T2
	22	21.66	4° Flexão-Torção	T1-T2-T3	32	26.23	11° Flexão-Vertical	T1
	23	21.85	5° Flexão-Torção	T1-T2-T3	33	26.75	5° Flexão-Transversal	T1-T2-T3
	24	22.57	1° Flexão-Transversal	T1-T2-T3	34	26.78	6° Flexão-Transversal	T1-T2-T3
	25	23.53	2° Flexão-Transversal	T1-T2-T3	35	26.85	7° Flexão-Transversal	T1-T2-T3
	26	23.57	2° Longitudinal	T2-T3	36	26.99	8° Flexão-Transversal	T1-T3
	27	23.74	3° Longitudinal	T1-T2-T3	37	28.58	6° Flexão-Torção	T1-T2-T3
	28	24.31	3° Flexão-Transversal	T1-T2-T3	38	29.29	7° Flexão-Torção	T1-T3
	29	24.52	4° Flexão-Transversal	T1-T2-T3	39	29.41	8° Flexão-Torção	T2-T3
	30	25.02	9° Flexão-Vertical	T1-T3	40	29.88	9° Flexão-Transversal	T2

LT – Laje do tabuleiro; EM – Estrutura metálica

Nas Figuras 5.32 e 5.33 são representadas as configurações dos principais modos de vibração globais e locais da ponte ferroviária sobre o rio do Sonho, respectivamente, obtidos através da análise modal realizada com o modelo numérico.

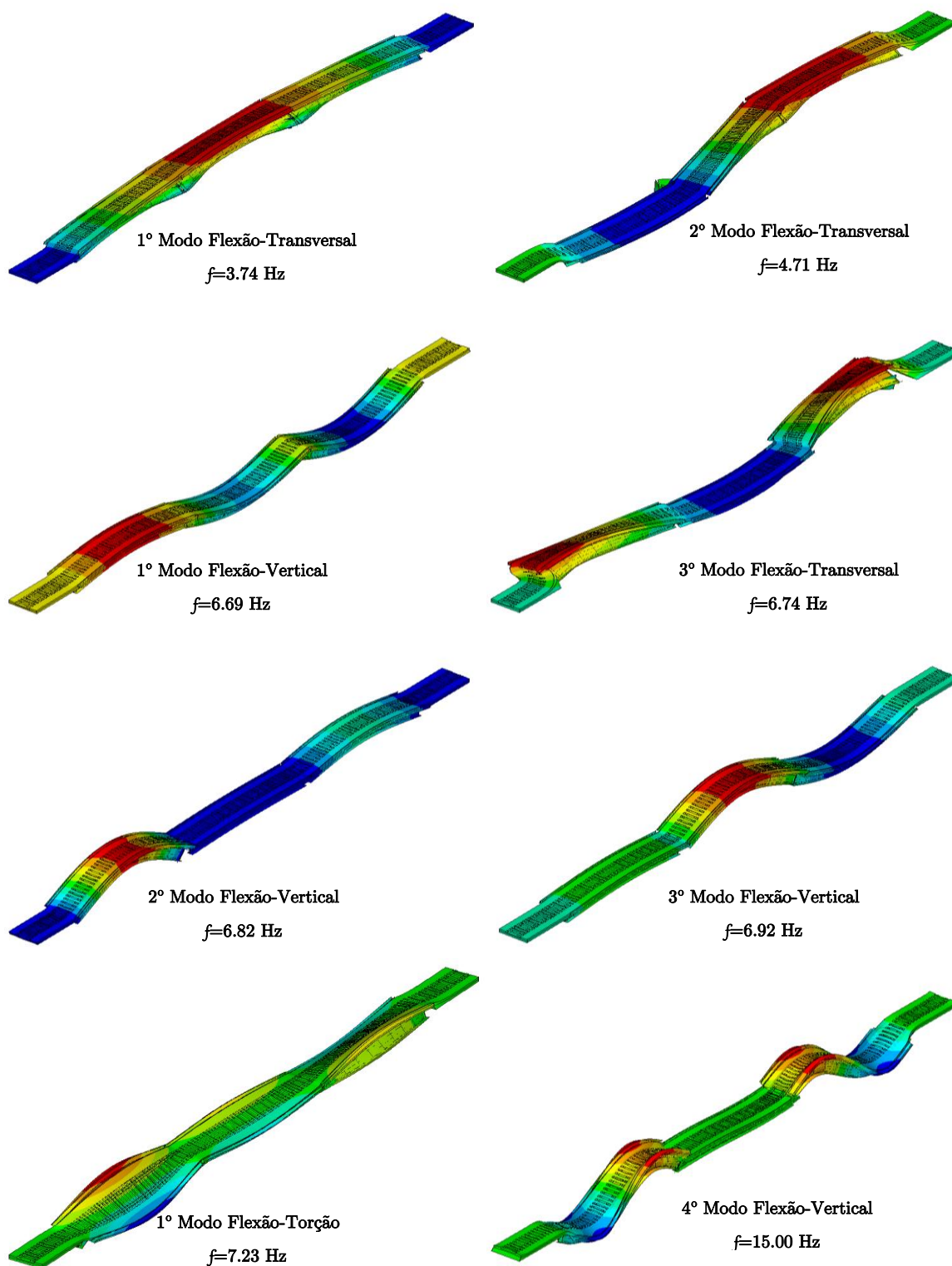


Figura 5.32 – Principais modos de vibração globais obtidos por via numérica

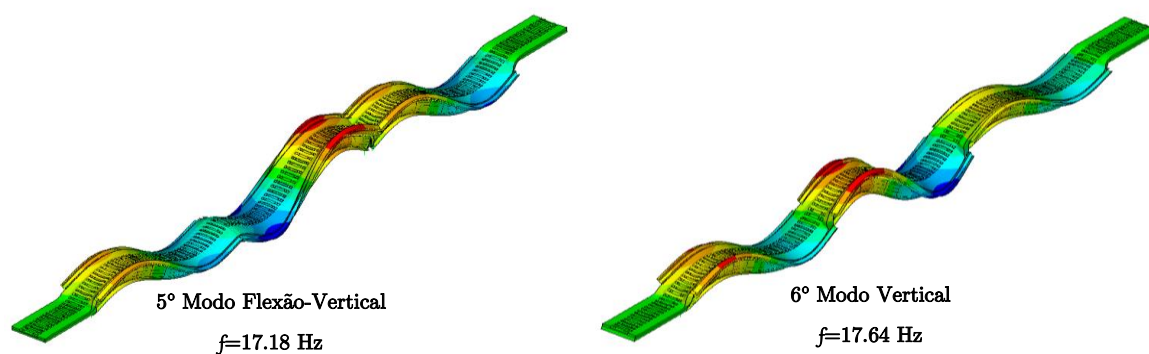


Figura 5.32 (cont.) – Principais modos de vibração globais obtidos por via numérica

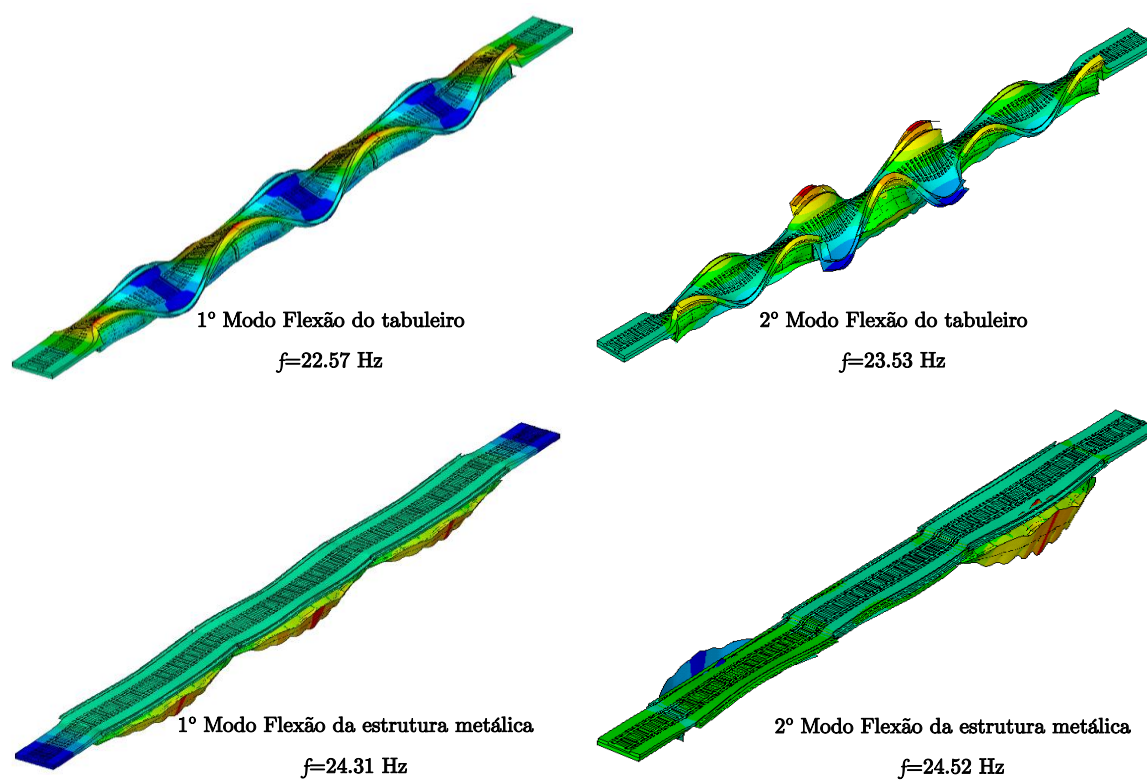


Figura 5.33 – Principais modos de vibração locais obtidos por via numérica

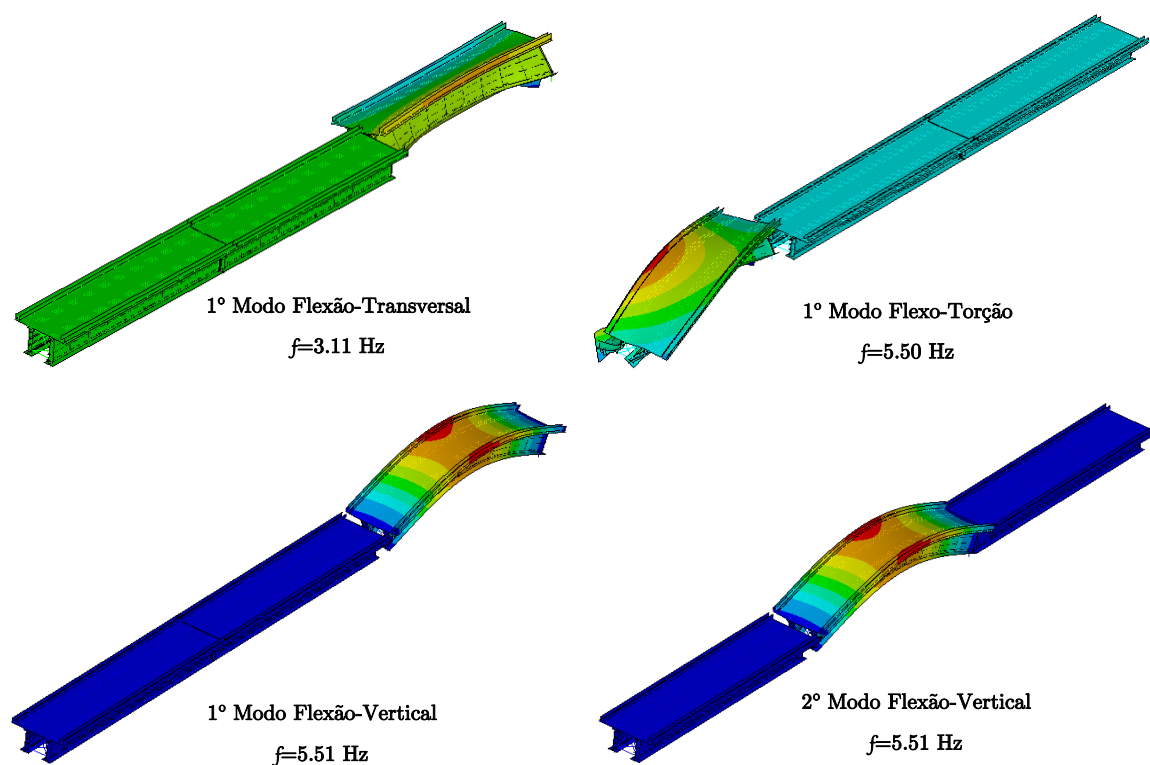
## 5.7 INFLUÊNCIA DA VIA

### 5.7.1 Efeito compósito

De acordo com Ribeiro et al. (2007), o efeito compósito tabuleiro-via surge em virtude da existência da camada de balastro entre o tabuleiro e as travessas, que possibilita a transmissão parcial de tensões de corte entre os dois elementos.

Com o objetivo de analisar a importância do efeito compósito da via balastrada, realizou-se um modelo numérico de elementos finitos sem inclusão da via. Neste modelo a via foi modelada através de elementos finitos de massa distribuídas ao longo dos tabuleiros.

Na Figura 5.34 estão representados os principais modos de vibração globais do modelo sem via.



**Figura 5.34** – Principais modos de vibração globais da ponte ferroviária sobre o rio do Sonho obtidos através do modelo sem via

Através da Figura 5.34 é possível observar que os modos de vibração envolvem movimentos isolados, de cada tramo, como se tratassem de estruturas independentes. O efeito de continuidade entre os tramos, conferido pela modelação da via, não existe neste modelo

tornando-o por isso menos realista. No Quadro 5.9 são apresentados os valores das frequências de vibração obtidas através dos modelos numéricos, com e sem a via, as diferenças ( $\Delta f$ ), tomando como referência as frequências do modelo com via.

**Quadro 5.9** – Frequências de vibração obtidas com base nos modelos numéricos com e sem inclusão da via

Modo	$f$ (Hz)		$\Delta f$ (Hz)
	com inclusão da via	sem inclusão da via	
1	3.74	3.12	-0.62
2	4.71	3.12	-1.59
3	6.69	5.50	-1.19
4	6.74	5.50	-1.24
5	6.82	5.50	-1.32
6	6.92	5.51	-1.41
7	7.23	5.53	-1.70
8	7.26	5.59	-1.67
9	7.34	6.59	-0.75
10	8.47	6.59	-1.88
11	13.01	6.59	-6.42
12	15.00	6.61	-8.39
13	15.19	10.70	-4.49
14	15.45	10.70	-4.75
15	15.64	10.74	-4.90
16	17.08	14.00	-3.08
17	17.18	14.00	-3.18
18	17.64	14.00	-3.64
19	17.86	15.27	-2.59
20	19.07	15.27	-3.80

A comparação dos valores das frequências obtidas para os 20 modos globais da estrutura com base nos modelos com e sem via, permite concluir que a inclusão da via no modelo numérico provocou um aumento das frequências de todos os modos de vibração. Os modos de vibração do modelo sem via geralmente surgem agrupados, com os valores de três frequências consecutivas iguais, ou muito próximos. Cada um destes modos de vibração corresponde a movimentos isolados de um dos tramos do tabuleiro.



### 5.7.2 Efeito de plastificação do balastro

Nesta seção procura-se avaliar a possibilidade da camada do balastro, nas zonas entre tramos ou entre os tramos e os encontros, sofrer plastificação devido à atuação isolada ou conjunta das ações induzidas pelo tráfego e pela variação da temperatura no tabuleiro.

Para tal, foi avaliado o deslocamento longitudinal relativo ( $u_0$ ) entre a parte superior e inferior da camada do balastro ao longo do desenvolvimento da via sobre a ponte e nas zonas de transição.

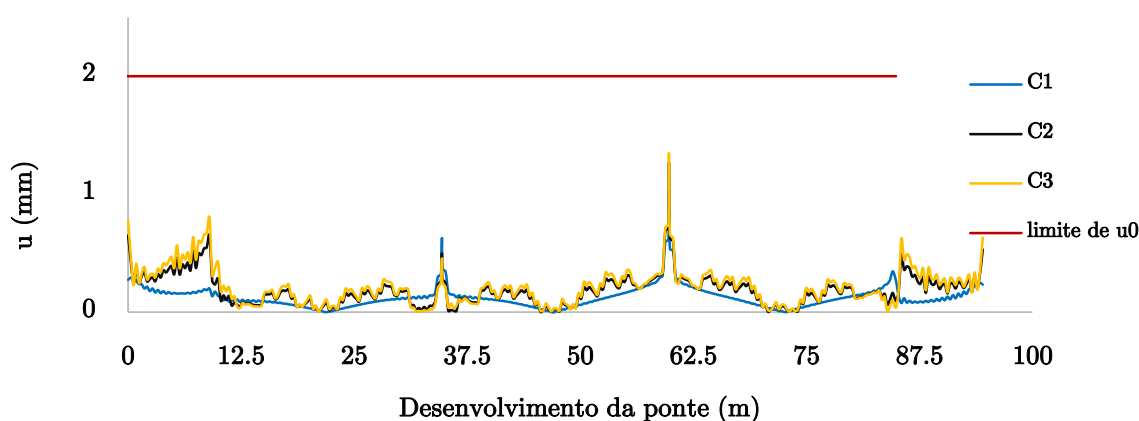
Nesta análise foram considerados os seguintes casos de carga estáticos:

C1) Variação da temperatura no tabuleiro ( $\Delta T \pm 25^\circ\text{C}$ );

C2) Ação de tráfego do comboio CRC\_1Ca (300 kN/eixo) e da variação da temperatura no tabuleiro.

C3) Ação de tráfego do comboio CRC\_1Ca (400 kN/eixo) e da variação da temperatura no tabuleiro.

Na Figura 5.35 ilustram-se os valores do deslocamento longitudinal relativo do balastro para os casos C1, C2 e C3.



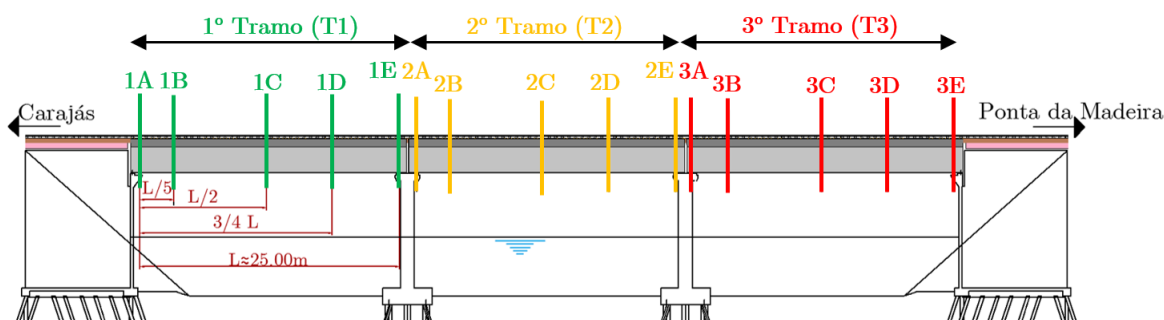
**Figura 5.35** – Valores de deslocamentos relativos longitudinais do balastro para os casos de carga C1, C2 e C3

Através dos gráficos ilustrados na Figura 5.35 pode-se observar que o deslocamento longitudinal máximo ( $u_0 = 2,0 \text{ mm}$ ) referente à plastificação do balastro não foi atingido para nenhum dos casos analisados. Conclui-se portanto que o balastro apresenta um comportamento elástico e linear.

## 5.8 ANÁLISE DINÂMICA

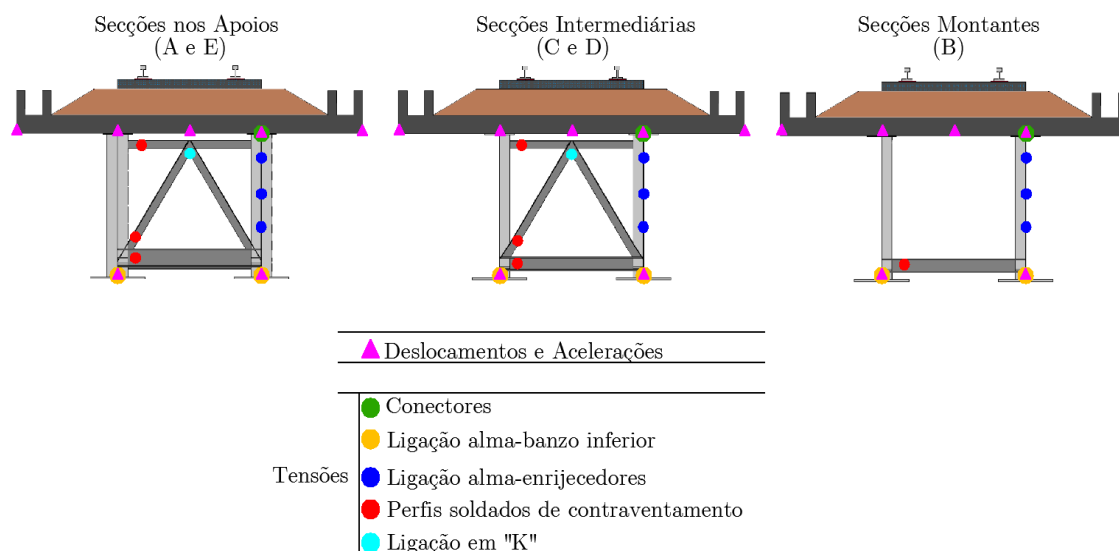
A análise da resposta dinâmica da ponte ferroviária sobre o rio do Sonho foi realizada por intermédio da aplicação “Train-Bridge Interaction -TBI” considerando uma metodologia de cargas móveis. A resolução das equações de equilíbrio dinâmico foi realizada com recurso ao método da sobreposição modal, utilizando 45 modos de vibração e um incremento de tempo igual a 0.001 s. Os coeficientes de amortecimento modal adotados foram igual a 0.5 % por aplicação da expressão referenciada no Quadro 4.1.

Para as análises foram considerados os comboios reais de mercadorias e passageiros (Seção 5.3) e os comboios regulamentares de fadiga (Seção 2.5.2.5). A resposta dinâmica foi avaliada em termos de deslocamentos, acelerações e tensões em 15 seções ao longo da estrutura (5 seções por cada tramo da ponte) (Figura 5.36).



**Figura 5.36** – Seções de controlo da resposta dinâmica da ponte

As seções de controlo, os pontos de controlo por seção e as respostas dinâmicas analisadas estão representadas na Figura 5.37.



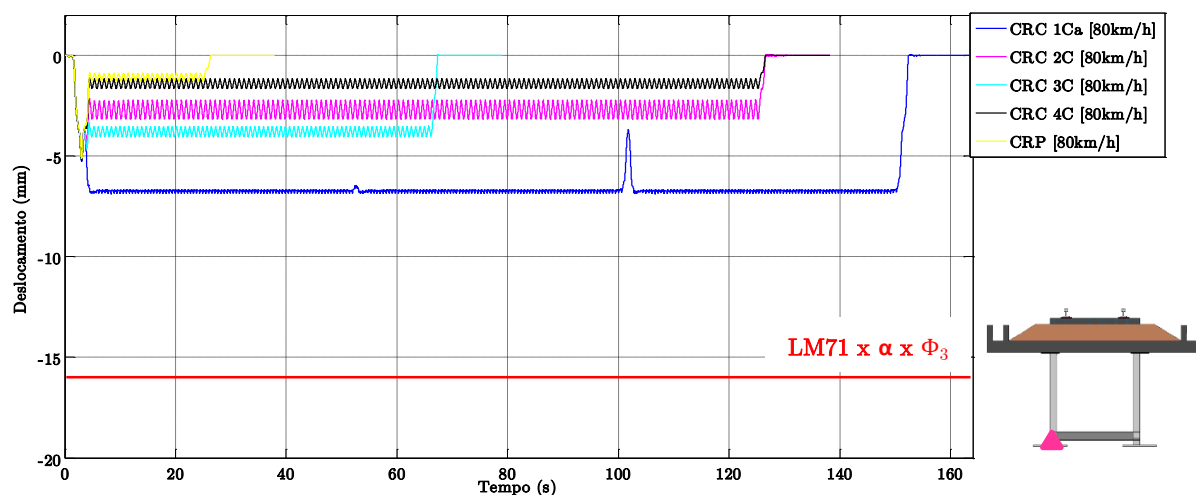
**Figura 5.37** – Seções de controlo, pontos de controlo por seção e respostas dinâmicas analisadas

Nesta seção será também avaliada a influência das velocidades de circulação, da configuração de cargas e do contributo dos modos globais e locais, na resposta dinâmica da estrutura. Os resultados obtidos através do TBI foram analisados na ferramenta desenvolvida no âmbito deste trabalho (FADBridge).

### 5.8.1 Resposta dinâmica para os comboios reais

De forma a avaliar o comportamento dinâmico da ponte, foram realizadas análises dinâmicas para a passagem de todos os comboios reais.

Os registos temporais de deslocamentos no banzo inferior da viga principal na seção de meio vão do tramo 2 para a passagem dos comboios reais podem ser observados na Figura 5.38.

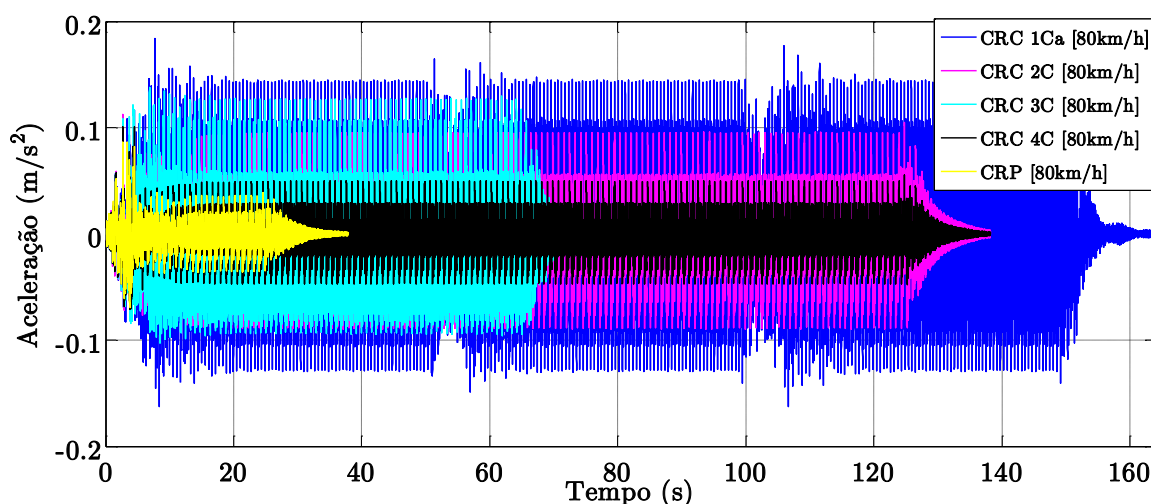


**Figura 5.38** – Registos temporais de deslocamentos no banzo inferior da viga principal na seção de meio vão do tramo 2 para a passagem dos comboios reais

Por observação do gráfico fica evidente que o comboio real CRC\_1Ca é o que provoca os maiores deslocamentos, na ordem dos 6.8 mm, no ponto de controlo analisado. Relativamente aos restantes comboios reais, os deslocamentos máximos obtidos são muito próximos, cerca de 5.1 mm, e estão relacionados com a carga por eixo das locomotivas que é a mesma para todos os comboios (300 kN).

O valor máximo do deslocamento está muito abaixo dos 15.6 mm obtido através do modelo de cargas LM71 majorado pelo coeficiente dinâmico  $\Phi_3$ , demonstrando assim que este modelo regulamentar, utilizado no dimensionamento de pontes ferroviárias, consegue abranger os comboios reais de mercadorias em termos de deslocamentos.

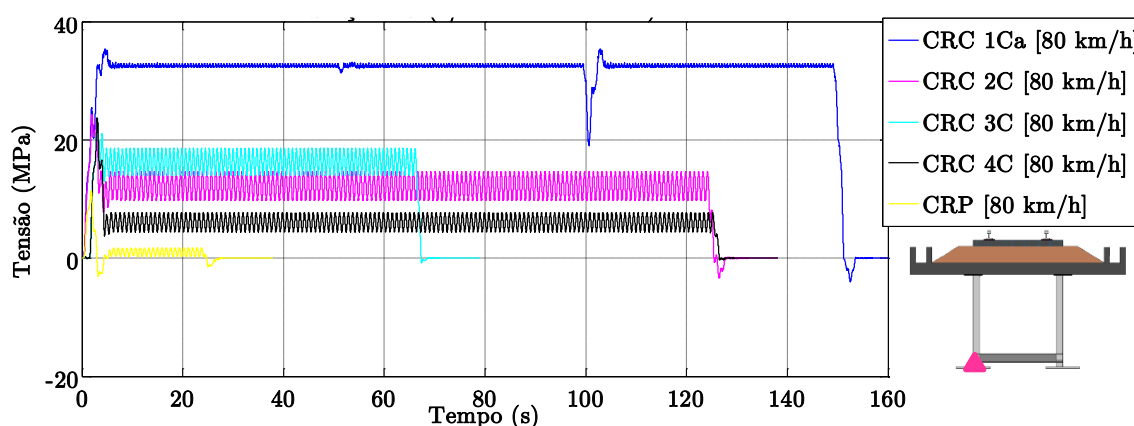
Na Figura 5.39 são apresentados os registos de acelerações no banzo inferior da viga principal na seção de meio vão do tramo 2 para a passagem dos comboios reais.



**Figura 5.39** – Registos temporais de acelerações no banzo inferior da viga principal na seção de meio vão do tramo 2 para a passagem dos comboios reais

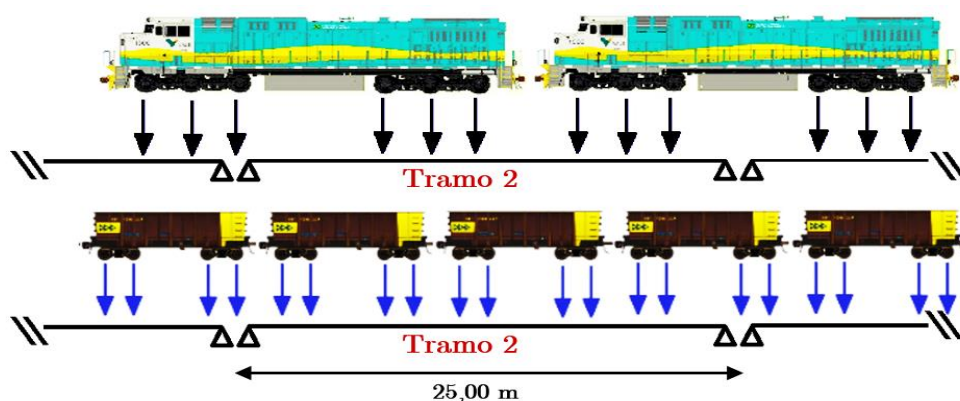
O valor da aceleração máxima observada no banzo inferior da viga principal na seção 2C toma o valor de 0,18  $m/s^2$ , e é correspondente a passagem do comboio real CRC\_1Ca. Por outro lado, e mais uma vez, o comboio menos gravoso em termos de acelerações é o comboio real de passageiros, com uma aceleração máxima igual a 0,09  $m/s^2$ .

Os registos de tensões no banzo inferior da viga principal na seção de meio vão do tramo 2 podem ser observados na Figura 5.40.



**Figura 5.40** – Registos temporais de tensões no banzo inferior da viga principal na seção de meio vão do tramo 2 para a passagem dos comboios reais

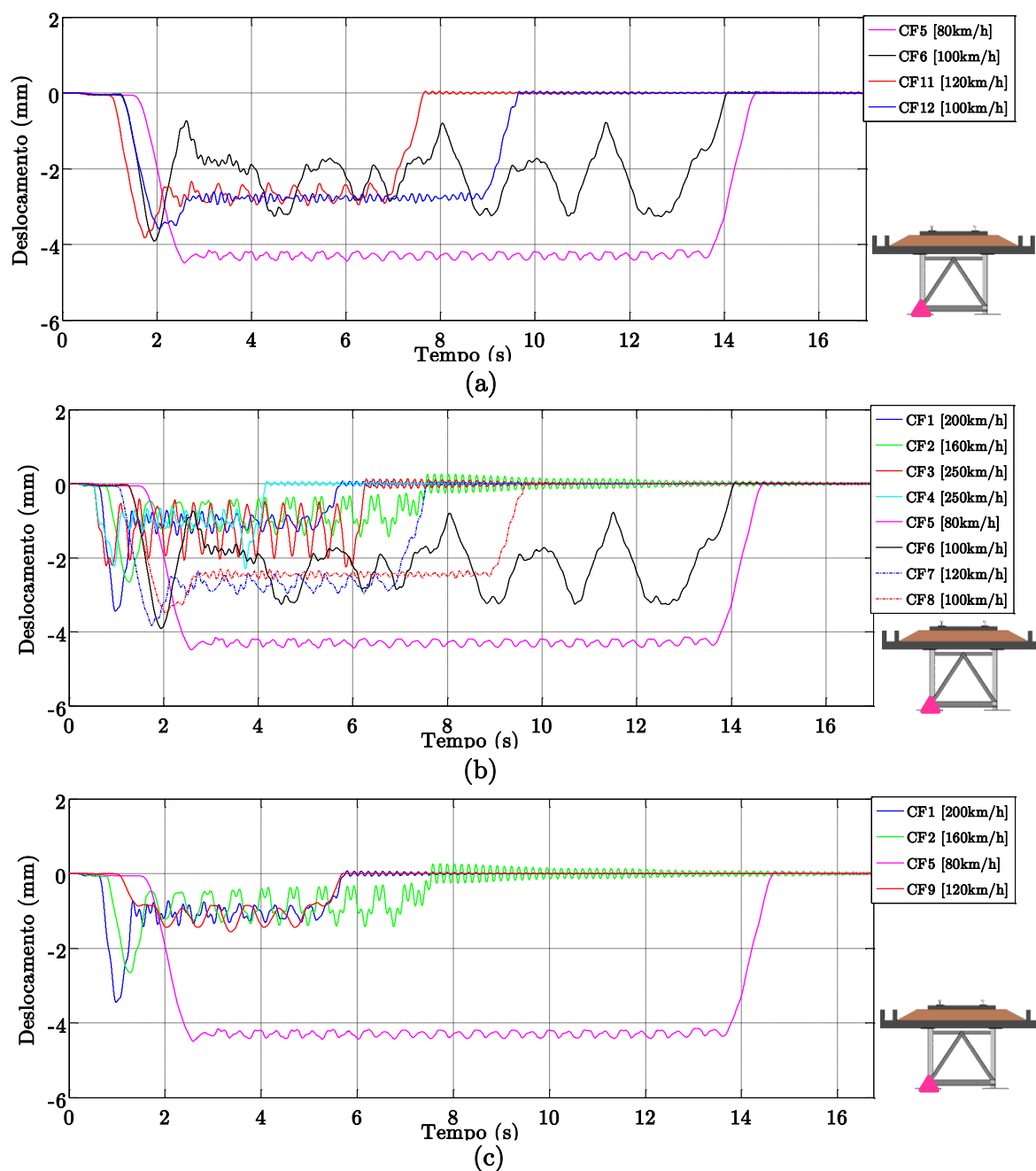
Através dos registos ilustrados na Figura 5.40 é possível observar que o valor máximo da tensão no banzo inferior da viga principal, igual a 35.4 MPa, ocorreu para a passagem do comboio real CRC\_1Ca que tem cargas por eixo de aproximadamente 310 kN. Por outro lado, o menor valor da tensão ocorreu para a passagem do comboio real de passageiros (CRP) que corresponde às menores cargas por eixo das carruagens (100 kN). O efeito da passagem dos grupos de eixos dos vagões igualmente espaçados está bem visível nos registos através das oscilações das tensões, mais ou menos prolongadas, consoante o comprimento do comboio. No caso do comboio real CRC\_1Ca este efeito é menos pronunciado em virtude do menor comprimento dos vagões que faz com que a entrada ou saída de um grupo de eixos da ponte tenha menores repercussões na variação das tensões (Figura 5.41).



**Figura 5.41** – Esquema da entrada e saída dos grupos de eixos do comboio real CRC\_1Ca no tramo 2 da ponte

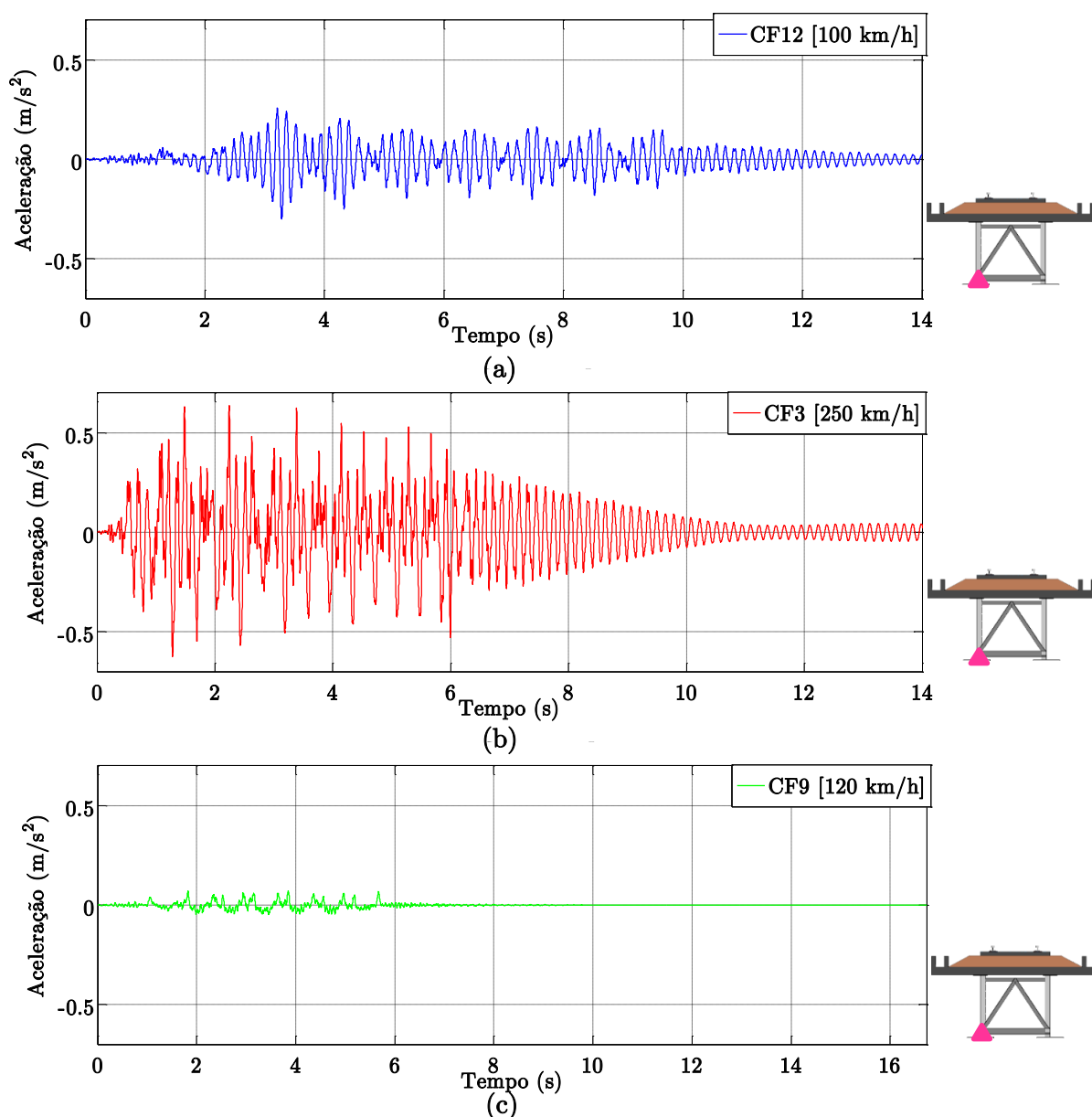
### 5.8.2 Resposta dinâmica para os comboios de fadiga

Tendo em vista a escolha do cenário de tráfego mais adequado para a posterior análise da fadiga, foi analisada a resposta dinâmica da estrutura para a passagem dos comboios de fadiga que fazem parte dos cenários de tráfego regulamentares. Os registos dos deslocamentos obtidos no banzo inferior da viga principal, no 2º tramo da ponte, para a passagem dos comboios de fadiga regulamentares são apresentados na Figura 5.42.



**Figura 5.42** – Registo de deslocamentos no banco inferior da viga principal na seção 2C para os comboios dos cenários de tráfego de fadiga: (a) Pesado; (b) Normal; e (c) Ligeiro

O deslocamento máximo de 4.49 mm foi obtido através da passagem do comboio CF5 que tem cargas por eixo de 225 kN. Todos os outros comboios de fadiga provocam deslocamentos reduzidos, inferiores aos 4.00 mm, sendo o comboio CF9 o menos gravoso, com um deslocamento máximo de 1.56 mm. Os valores máximos dos deslocamentos obtidos para a passagem dos comboios regulamentares são sempre inferiores aos provocados pelos comboios reais de mercadorias e de passageiros. Na Figura 5.43 são apresentados os registos de acelerações no banzo inferior da viga principal a meio vão do tramo 2 da ponte.



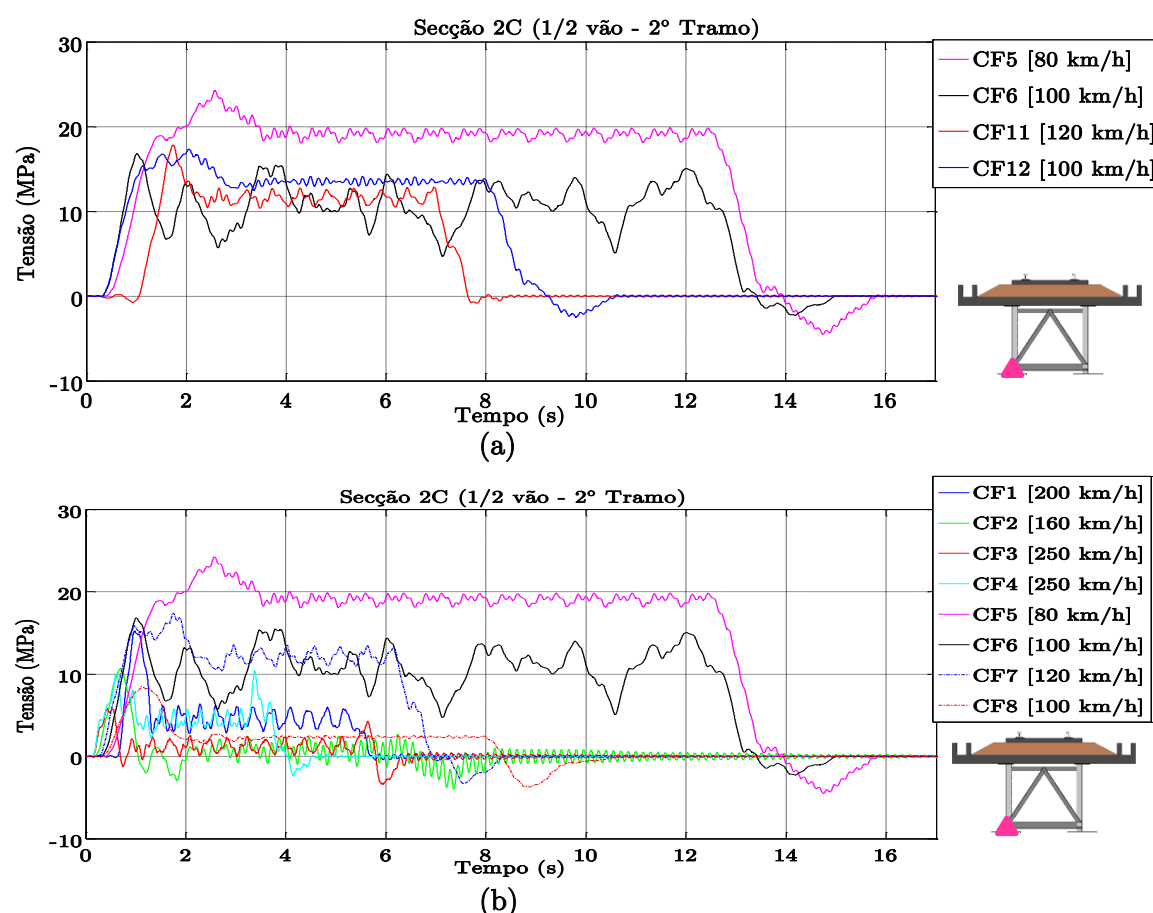
**Figura 5.43** – Registo de acelerações no banzo inferior da viga principal na seção 2C para os comboios de fadiga regulamentares: (a) comboio de mercadoria (CF12); (b) comboio de alta velocidade (CF3); e (c) comboio suburbano (CF9)



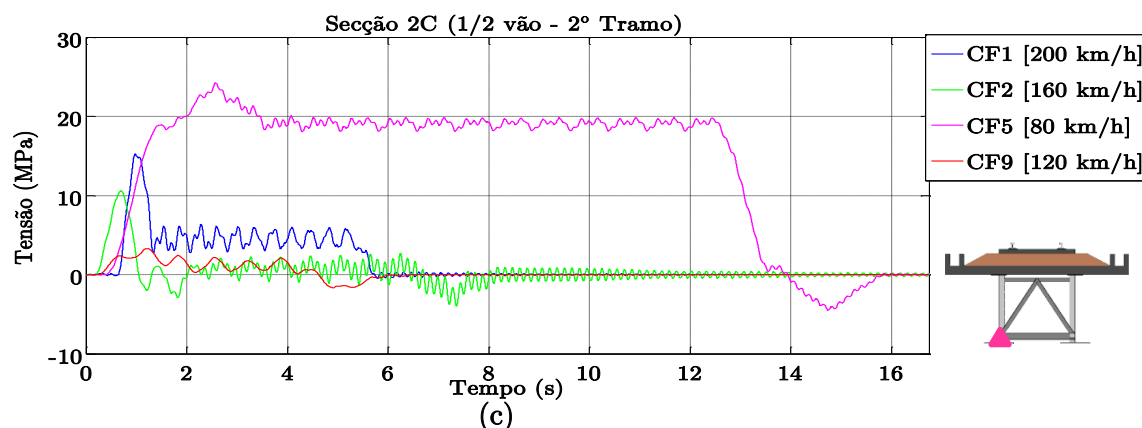
A aceleração máxima observada no banzo inferior da viga principal (seção 2C) é igual a  $0.64 \text{ m/s}^2$  e foi provocada pela passagem do comboio regulamentar CF3 que tem cargas por eixo entre 150 e 200 kN. No caso da passagem do comboio regulamentar de mercadoria CF12, com cargas por eixo entre 225 e 250 kN, obteve-se uma aceleração máxima de  $0.30 \text{ m/s}^2$ . A aceleração máxima obtida no banzo inferior da viga principal do 2º tramo para a passagem do comboio CF9, que tem cargas por eixo entre 110 e 130 kN, foi a menor e é igual a  $0.07 \text{ m/s}^2$ .

Deste modo é possível concluir que o comboio que provoca maiores acelerações não tem necessariamente que ser o mais gravoso em termos de deslocamentos, como se constata pela observação dos registos de deslocamentos e de acelerações apresentados anteriormente.

Na Figura 5.44 são apresentados os registos de tensões no banzo inferior da viga principal na seção 2C para os cenários de tráfego dos comboios de fadiga



**Figura 5.44** – Registo de tensões no banzo inferior da viga principal na seção 2C para os cenários de tráfego dos comboios de fadiga: (a) Pesado; (b) Normal; e (c) Ligeiro



**Figura 5.44 (cont.)** – Registo de tensões no bazo inferior da viga principal na seção 2C para os cenários de tráfego dos comboios de fadiga: (a) Pesado; (b) Normal; e (c) Ligeiro

É interessante observar que o registo com tensões mais elevadas na seção analisada é o que corresponde à passagem do comboio de fadiga CF5. Este comboio de mercadorias está incluído em todos os cenários de tráfego de fadiga regulamentares.

Os valores de tensão máxima obtidos através da passagem do comboio real CRC\_1Ca, observados na Figura 5.40, são bastante superiores aos valores obtidos para a passagem do comboio CF5, demonstrando assim a importância da utilização dos comboios reais na análise da fadiga. Importa referir que o valor máximo de tensão foi registado na entrada do 1º veículo (locomotiva) na ponte.

Por outro lado também é possível observar que os comboios de fadiga com velocidades de circulação acima de 160 km/h são os que provocam menores tensões na estrutura uma vez que os efeitos dinâmicos decorrentes da passagem dos grupos de eixos são pouco notórios e por isso não condicionarem a resposta.

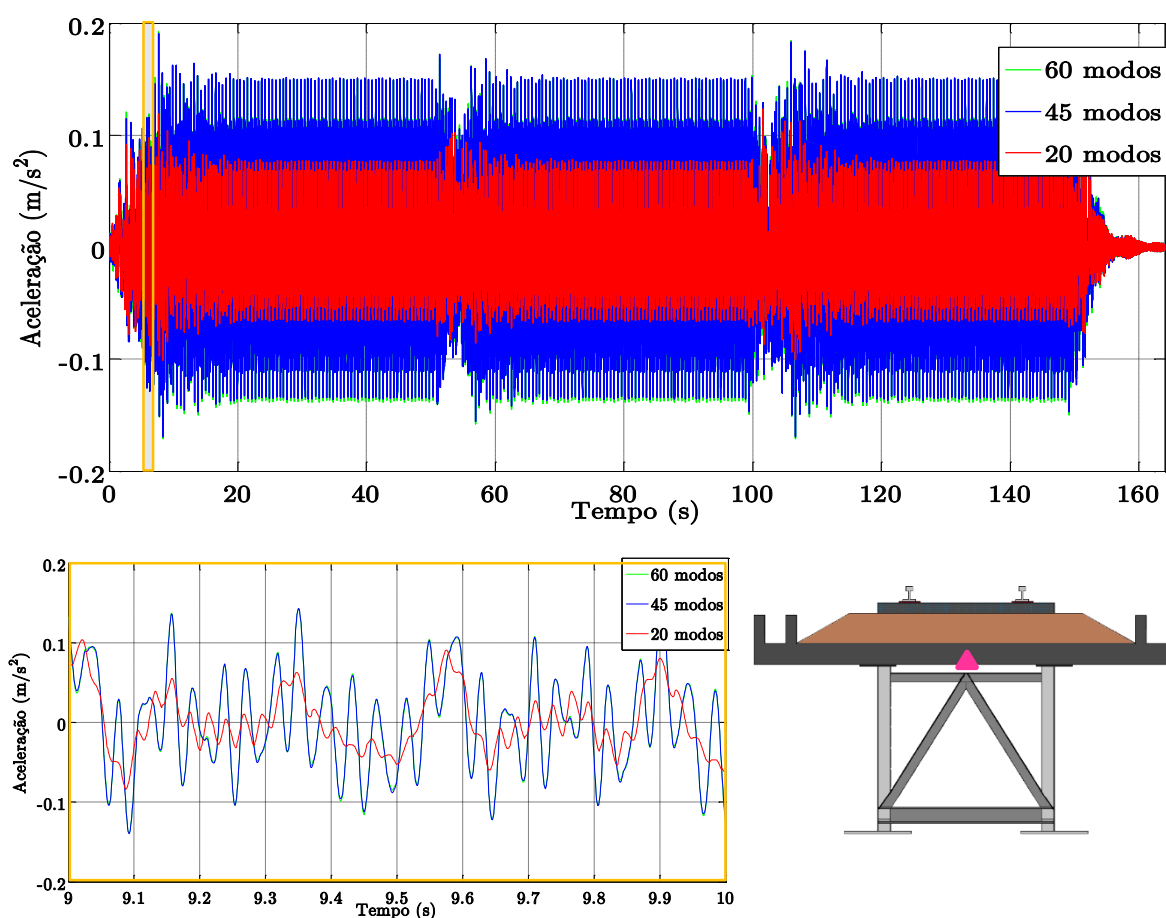
De entre os três cenários de tráfego analisados, o cenário de tráfego pesado é o que possui o conjunto de comboios que originaram maiores valores das tensões na seção analisada. Por esta razão, na análise da fadiga que será descrita no Capítulo 6 optou-se por utilizar apenas o cenário de tráfego pesado.

## 5.9 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Nesta seção será avaliada a influência do número de modos de vibração, da configuração de cargas e do aumento de velocidade da circulação nas respostas dinâmicas da ponte.

### 5.9.1 Influência do número de modos de vibração

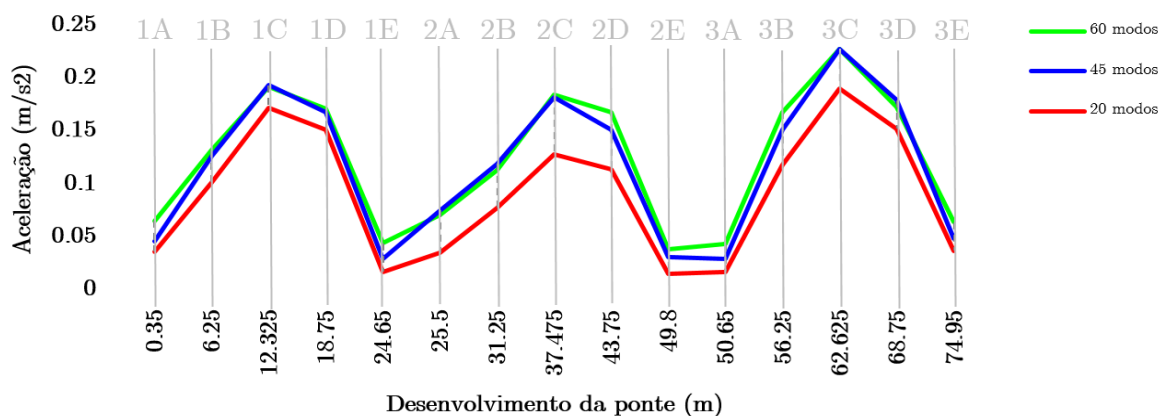
A influência do número de modos de vibração na resposta dinâmica da estrutura foi avaliada para 3 cenários distintos, considerando os 20 primeiros modos, correspondentes aos modos de vibração globais, os 45 primeiros modos, incluindo adicionalmente os modos de vibração locais da laje do tabuleiro e da estrutura metálica, e os 60 primeiros modos, incluindo aos 2 cenários anteriores os modos locais de ordem superior. Na Figura 5.35 está representado o registo temporal das acelerações na laje do tabuleiro a 1/2 vão do tramo 2 da ponte para passagem do comboio CRC\_1Ca à velocidade de 80 km/h considerando os primeiros 20, 45 e 60 modos de vibração.



**Figura 5.45** – Registo de acelerações na laje do tabuleiro a 1/2 vão do tramo 2 para passagem do comboio CRC\_1Ca à velocidade de 80 km/h

Através da figura é possível observar que a inclusão de 45 ou 60 modos de vibração na análise dinâmica da estrutura provoca um acréscimo significativo na resposta comparativamente com a inclusão de apenas 20 modos de vibração. Este resultado demonstra a importância que os modos locais da laje do tabuleiro têm na resposta em acelerações do tabuleiro. É também possível constatar que o valor máximo da aceleração (aproximadamente  $0.19 \text{ m/s}^2$ ) ocorre para a passagem dos vagões e que durante este período os valores de aceleração máxima permanecem aproximadamente constantes.

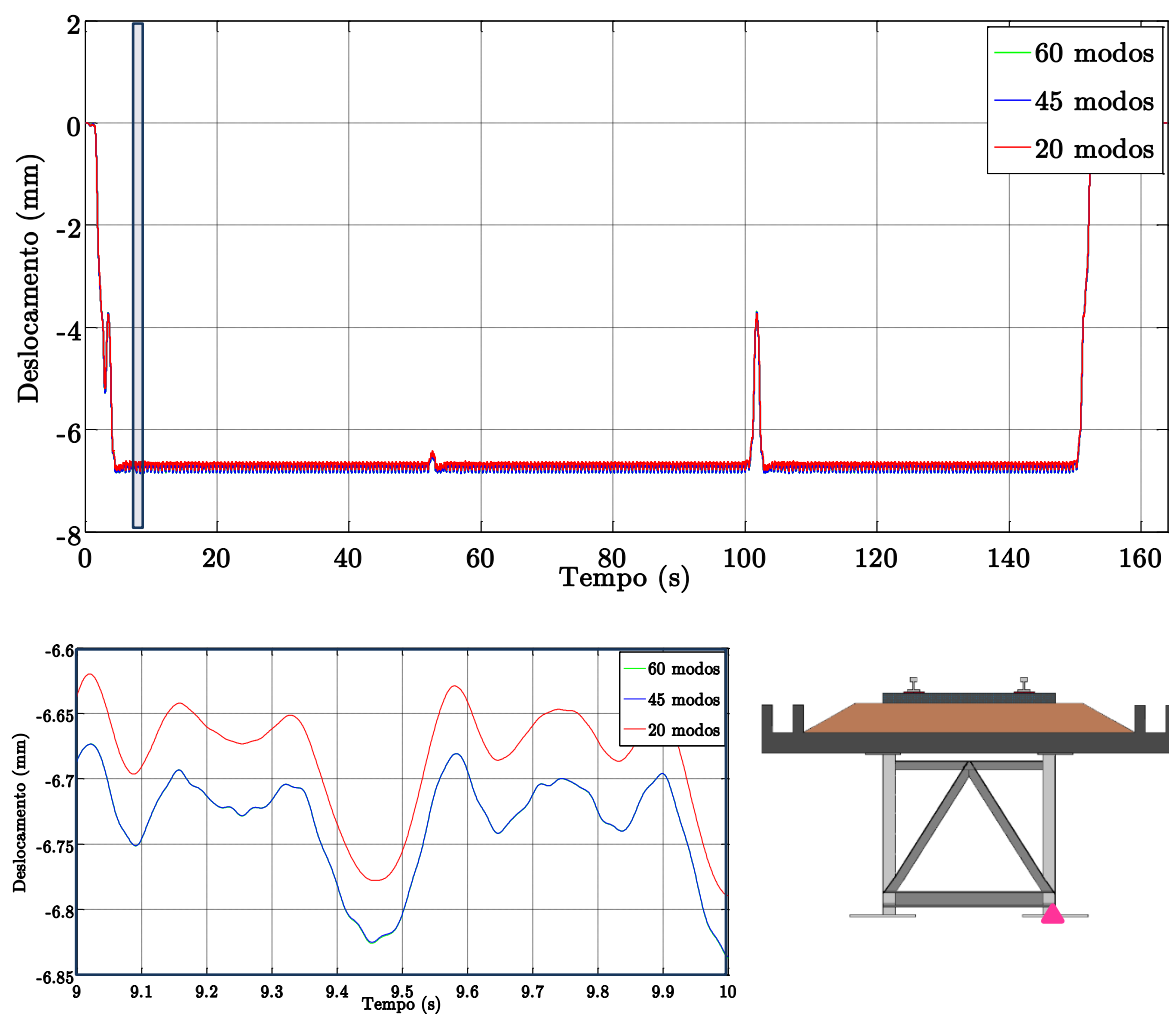
Na Figura 5.46 são apresentados os valores das acelerações máximas na laje do tabuleiro na seção 2C para a passagem do comboio real CRC\_1Ca ao longo do desenvolvimento da ponte, considerando 20, 45 e 60 modos de vibração.



**Figura 5.46** – Registo das acelerações verticais máximas na laje do tabuleiro ao longo do desenvolvimento da ponte para a passagem do comboio real CRC\_1Ca à velocidade de 80 km/h

As acelerações máximas ao longo do desenvolvimento da ponte variam até 30% dependendo da consideração ou não dos modos locais da laje do tabuleiro e da estrutura metálica na resposta dinâmica. A consideração de apenas os modos globais para a resposta da estrutura pode levar a erros consideráveis sendo que as maiores diferenças ocorrem a meio vão dos tramos.

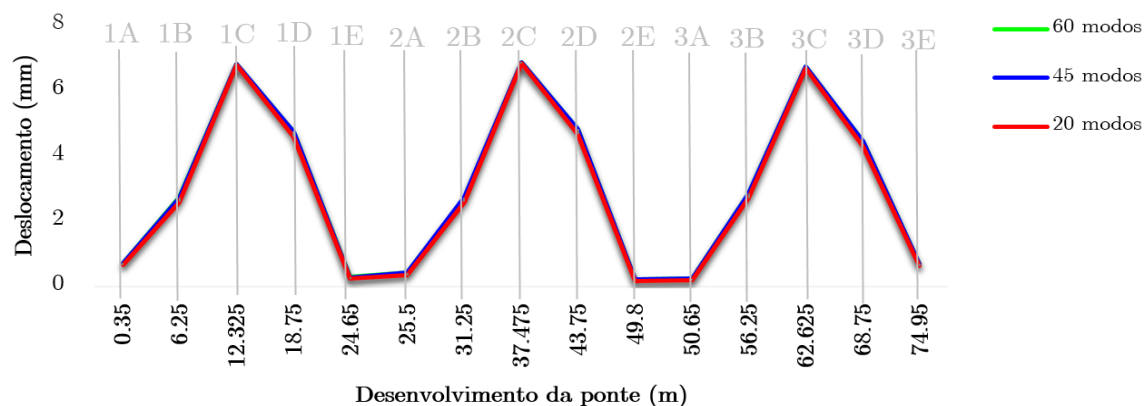
Na Figura 5.47 ilustra-se o registo temporal de deslocamentos no banzo inferior da viga principal na seção 2C para passagem do comboio CRC\_1Ca à velocidade de 80 km/h, considerando 20, 45 ou 60 modos de vibração.



**Figura 5.47** – Registo de deslocamentos no banzo inferior da viga principal na seção 2C para passagem do comboio CRC\_1Ca à velocidade de 80 km/h

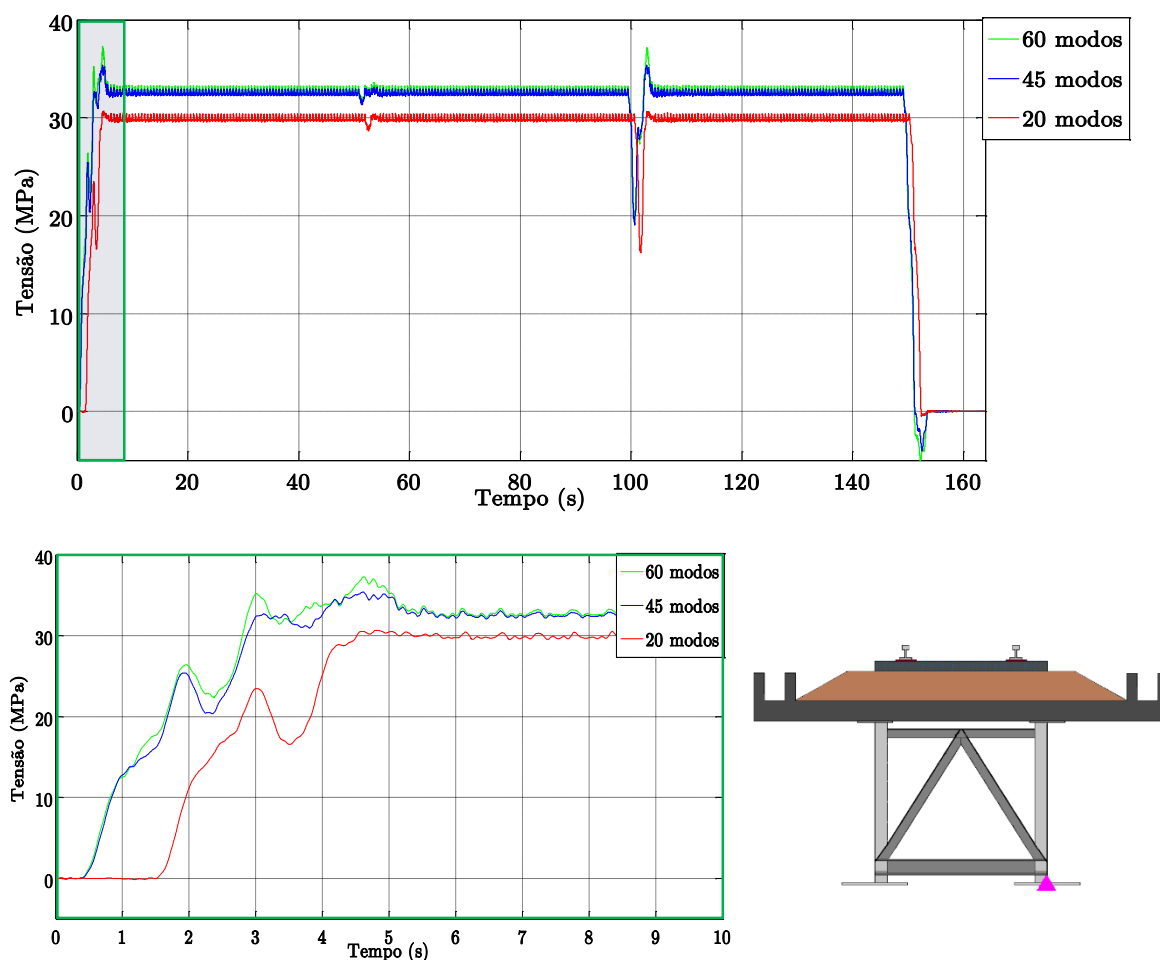
No caso dos deslocamentos os resultados obtidos com base em 20, 45 e 60 modos de vibração são praticamente coincidentes. Isto deve-se ao facto de os modos locais do tabuleiro e vigas não possuírem componentes verticais importantes no ponto de controlo. O valor do deslocamento máximo é próximo de 6,9 mm.

Os valores dos deslocamentos máximos em todas as seções de controlo consideradas podem ser observados na Figura 5.48. Os resultados demonstram mais uma vez que os deslocamentos máximos não variam com a inclusão dos modos de vibração locais.



**Figura 5.48** – Registo dos deslocamentos verticais máximos no bazo inferior da viga principal ao longo do desenvolvimento da ponte para a passagem do comboio real CRC\_1Ca à velocidade de 80 km/h

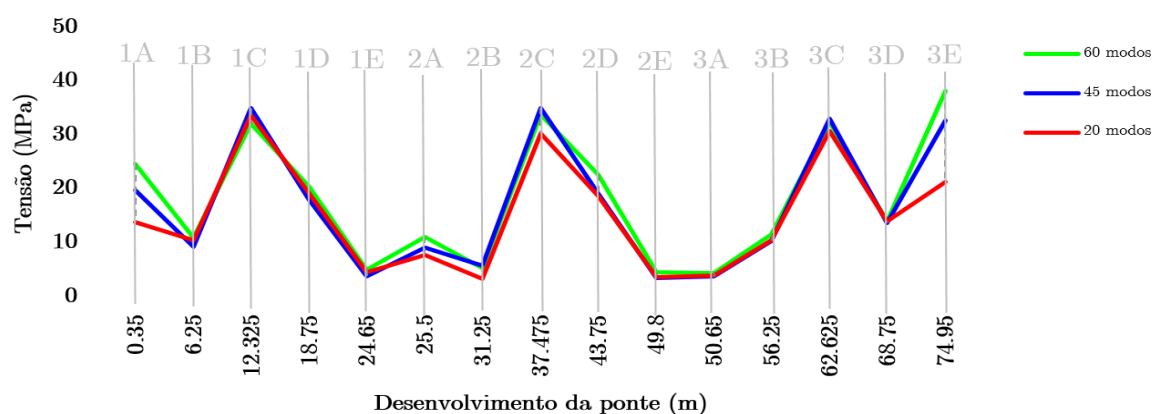
Na Figura 5.49 apresentam-se os registos de tensões obtidos no bazo inferior da viga principal na seção 2C para a passagem do comboio CRC\_1Ca à velocidade de 80 km/h considerando 20, 45 e 60 modos de vibração.



**Figura 5.49** – Registo de tensões no bazo inferior da viga principal na seção 2C para passagem do comboio CRC\_1Ca à velocidade de 80 km/h

A consideração de apenas os modos globais (20 modos) na avaliação das tensões pode conduzir a erros significativos. O valor máximo de tensão é igual a 30.7 MPa, considerando 20 modos, é igual a 34.2 MPa, com a inclusão de 45 modos e igual a 35.4 MPa, quando se contemplam 60 modos.

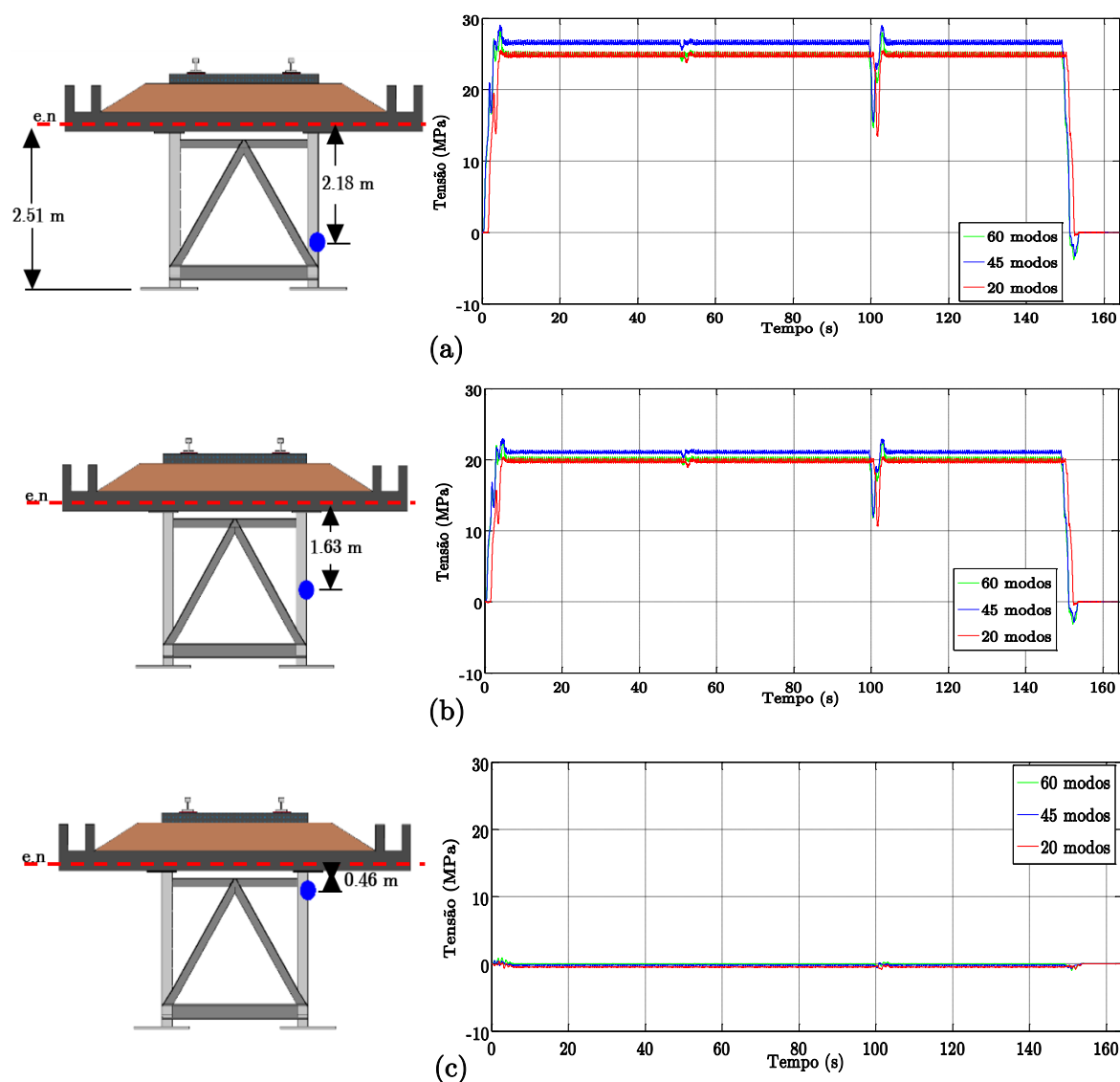
Na Figura 5.50 apresentam-se os valores máximos das tensões obtidas no banzo inferior da viga principal ao longo do desenvolvimento da ponte, os quais são muito próximos nos cenários com 20 e 45 modos de vibração, com exceção das seções localizadas nos extremos da ponte, onde o efeito impulsivo das cargas de tráfego sobre a estrutura mobiliza modos locais de frequência mais elevada.



**Figura 5.50** – Registro de tensões normais máximas no banzo inferior da viga principal ao longo do desenvolvimento da ponte para a passagem do comboio real CRC\_1Ca à velocidade de 80 km/h

Figura 5.51 ilustram-se os registros de tensões ao longo da altura da alma da viga principal na seção 2C para a passagem do comboio real CRC\_1Ca à velocidade de 80 km/h.

A figura permitiu constatar que à medida que os elementos analisados se aproximam do eixo neutro da seção, as tensões normais diminuem. As diferenças registadas entre as tensões obtidas considerando 20 e 45 modos de vibração são pouco significativas, sendo próximas dos 12 %.



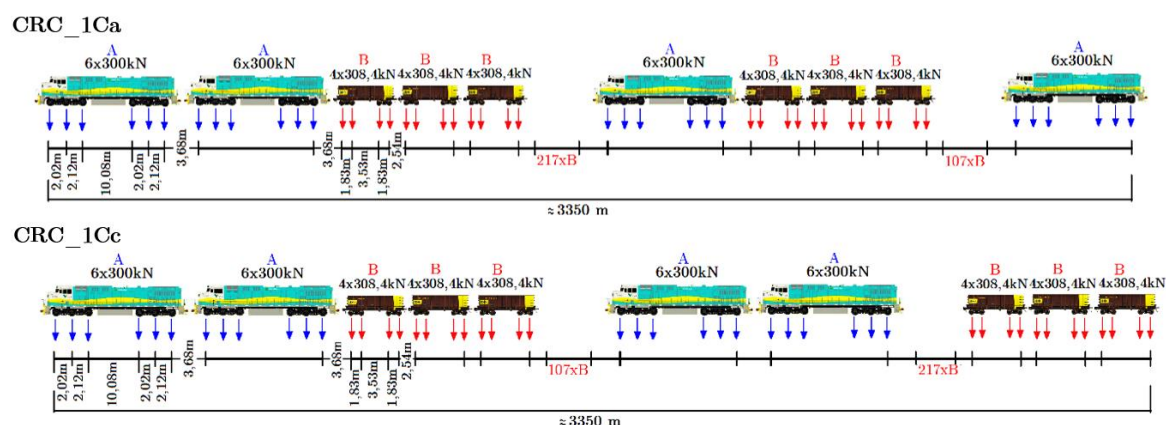
**Figura 5.51** – Registos de tensões na alma da viga principal (Seção 2C) para a passagem do comboio real CRC\_1Ca à velocidade de 80 km/h no ponto: (a) 2.2 m abaixo do eixo neutro da seção; (b) 1.6 m abaixo do eixo neutro da seção; e (c) 0.5 m abaixo do eixo neutro da seção

Com as conclusões retiradas nestas análises e visando acelerar o processo de cálculo computacional para as restantes análises dinâmicas efetuadas, foram consideradas 45 modos de vibração.



### 5.9.2 Influência da configuração de cargas

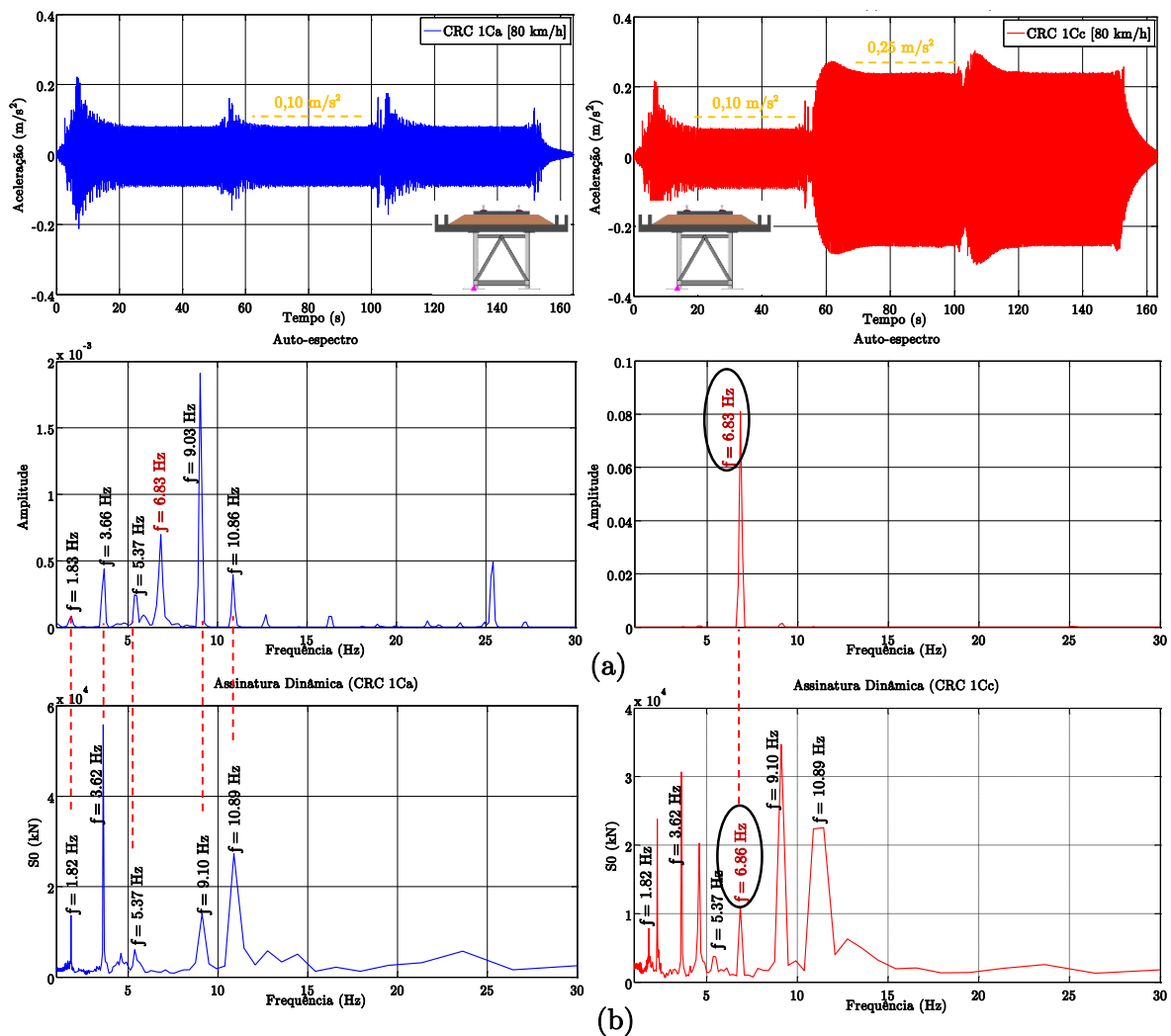
Neste ponto pretende-se avaliar a influência na resposta dinâmica de 2 configurações de cargas do comboio real de mercadorias (CRC\_1C), nos quais varia a posição das locomotivas entre os vagões (Figura 5.52). Na configuração CRC\_1Ca o comboio é constituído por 2 locomotivas + 220 vagões + 1 locomotiva + 110 vagões + 1 locomotiva; Na configuração CRC\_1Cc o comboio é formado por 2 locomotivas + 110 vagões + 2 locomotiva + 220 vagões.



**Figura 5.52** – Configurações de cargas do comboio real de mercadorias CRC\_1C

Nas Figura 5.53 estão representados os registos de acelerações a meio vão da viga principal no tramo 2 para a passagem do comboio CRC\_1C considerando as configurações a e c atrás referidas.

Para facilitar a interpretação dos resultados são também apresentados os auto-espectros médios e normalizados da resposta e a assinatura dinâmica do comboio.



**Figura 5.53** – Registo de acelerações verticais e respetivo auto-espectro, no banzo inferior na seção 2C para a passagem do comboio real CRC\_1C à velocidade de 80 km/h: (a) auto-espectros; e (b) assinaturas dinâmicas do comboio

Os valores máximos das acelerações parecem depender da configuração do comboio. A aceleração máxima registada CRC\_1Cc, igual a  $0.31 \text{ m/s}^2$ , é superior à aceleração máxima registada para o comboio CRC\_1Ca igual a  $0.23 \text{ m/s}^2$ .

Importa ainda referir que o valor máximo da aceleração para o comboio CRC\_1Ca resulta da entrada da 1ª locomotiva na ponte, enquanto para o comboio CRC\_1Cc ocorre após a passagem das duas locomotivas intermédias. Aliás, neste último comboio, é notória uma amplificação da resposta dinâmica em aceleração que passou de aproximadamente  $0.10 \text{ m/s}^2$  para  $0.25 \text{ m/s}^2$  (Ver Figura 5.53) após a passagem das locomotivas intermédias.

No que foca ao comboio CRC\_1Ca, a observação do auto-espectro permite identificar um pico com maior amplitude, correspondente à frequência de 9.03 Hz, relacionado com a frequência induzida na estrutura pela passagem dos sucessivos grupos de eixos dos vagões com um comprimento característico de 2.54 m, correspondente à distância entre os eixos extremos de vagões sucessivos:

$$f = \frac{v}{\lambda} = \frac{80/3.6}{2.54} = 8.75 \text{ Hz} \quad (5.10)$$

em que  $v$  corresponde à velocidade de circulação do comboio expressa em m/s e  $\lambda$  o comprimento de onda associado ao(s) grupo(s) de eixo(s) dos vagões. A diferença entre a frequência obtida a partir da expressão (5.10) e a frequência de 9.03 Hz está relacionada com a aproximação que auto-espectro realiza em casos de distâncias muito próximas, como é o caso dos grupos de eixos dos vagões do comboio analisado.

O primeiro modo de vibração vertical do tramo 2, com uma frequência igual a 6,92 Hz também está presente na resposta dinâmica da estrutura. A diferença entre a frequência do modo e a frequência identificada no auto-espectro (6.83 Hz) está associada à incerteza na estimativa do auto-espectro  $[\Delta e = 1/(\Delta T \times n)]$ , onde  $n$  é o número de pontos da FFT, neste caso igual a 8192 e  $\Delta T$  é o incremento de tempo das análises dinâmicas, igual a 0.001s. Neste caso  $\Delta e$  é igual a 0.12.

Para além destas frequências, existem outras frequências relativas aos grupos de eixos dos vagões e locomotivas que também estão presentes no registo, contribuindo de forma significativa para a aceleração vertical da estrutura. As diferenças entre eixos correspondentes às frequências observadas na assinatura dinâmica estão identificadas na Figura 5.15.

No caso do comboio real CRC\_1Cc é possível observar que a frequência da excitação está muito próxima da frequência relativa ao 1º modo de vibração vertical do tramo 2.

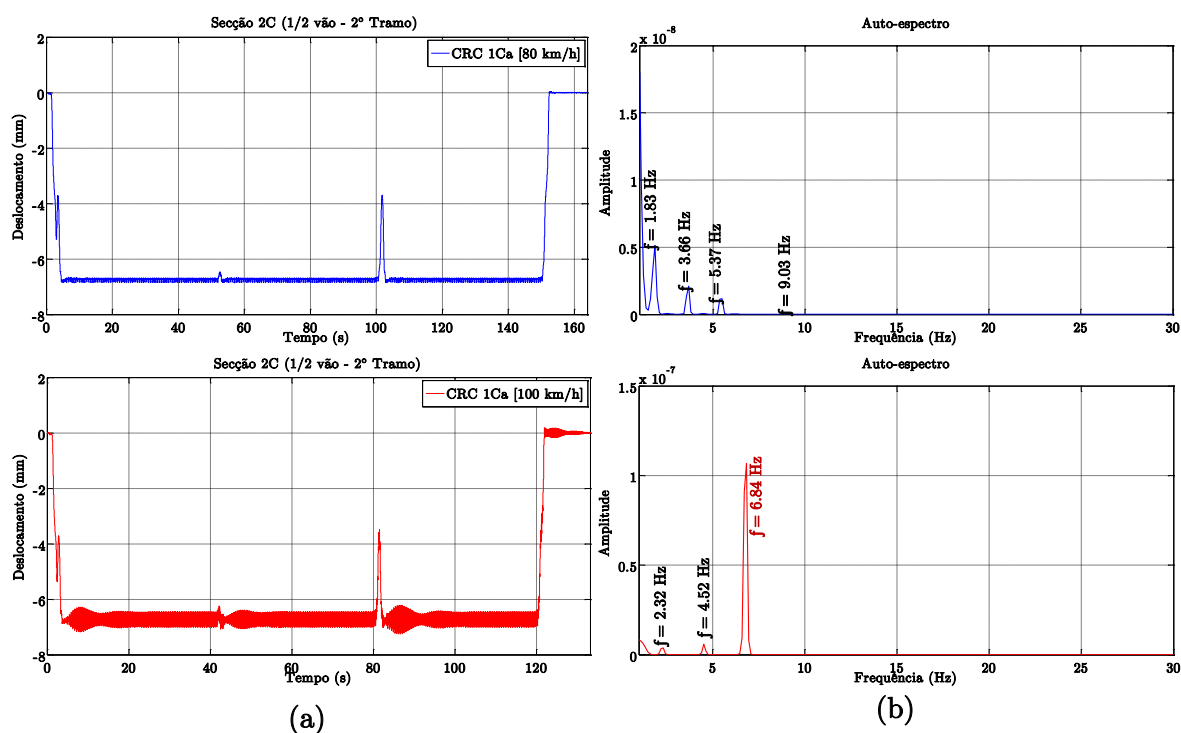
Esta aproximação da frequência da ação à frequência da estrutura provoca um efeito de amplificação, visível no registo temporal da aceleração e também no auto-espectro onde surge um pico cuja amplitude é significativamente superior à dos restantes picos.

Conforme já exposto, esta amplificação ocorre no momento em que as 2 locomotivas intermédias ( $L = 1122$  m) atravessam o tramo intermédio da estrutura. Durante este período a estrutura passa de um ciclo de comportamento periódico resultante da atuação dos vagões para um regime transitório provocado pela passagem das duas locomotivas sucessivas, que têm distâncias entre eixos superiores, e que com a passagem dos vagões subsequentes impõe uma alteração da resposta da estrutura.

### 5.9.3 Influência da velocidade

Neste ponto realizaram-se análises para a passagem do Comboio CRC\_1Ca, para uma gama de velocidades entre 80 e 240 km/h, tendo em vista a análise da resposta em deslocamentos da viga principal na seção de 1/2 vão do tramo 2.

Na Figura 5.54 apresentam-se os registos de deslocamentos da viga principal e respetivos auto-espectros para a passagem do comboio CRC\_1Ca às velocidades de 80, 100, 120, 140, 160, 200 km/h.



**Figura 5.54** – Deslocamentos no banzo inferior na seção 2C para passagem do comboio CRC\_1Ca para uma gama de velocidades entre 80-240 km/h: (a) registos temporais; e (b) auto-espectros

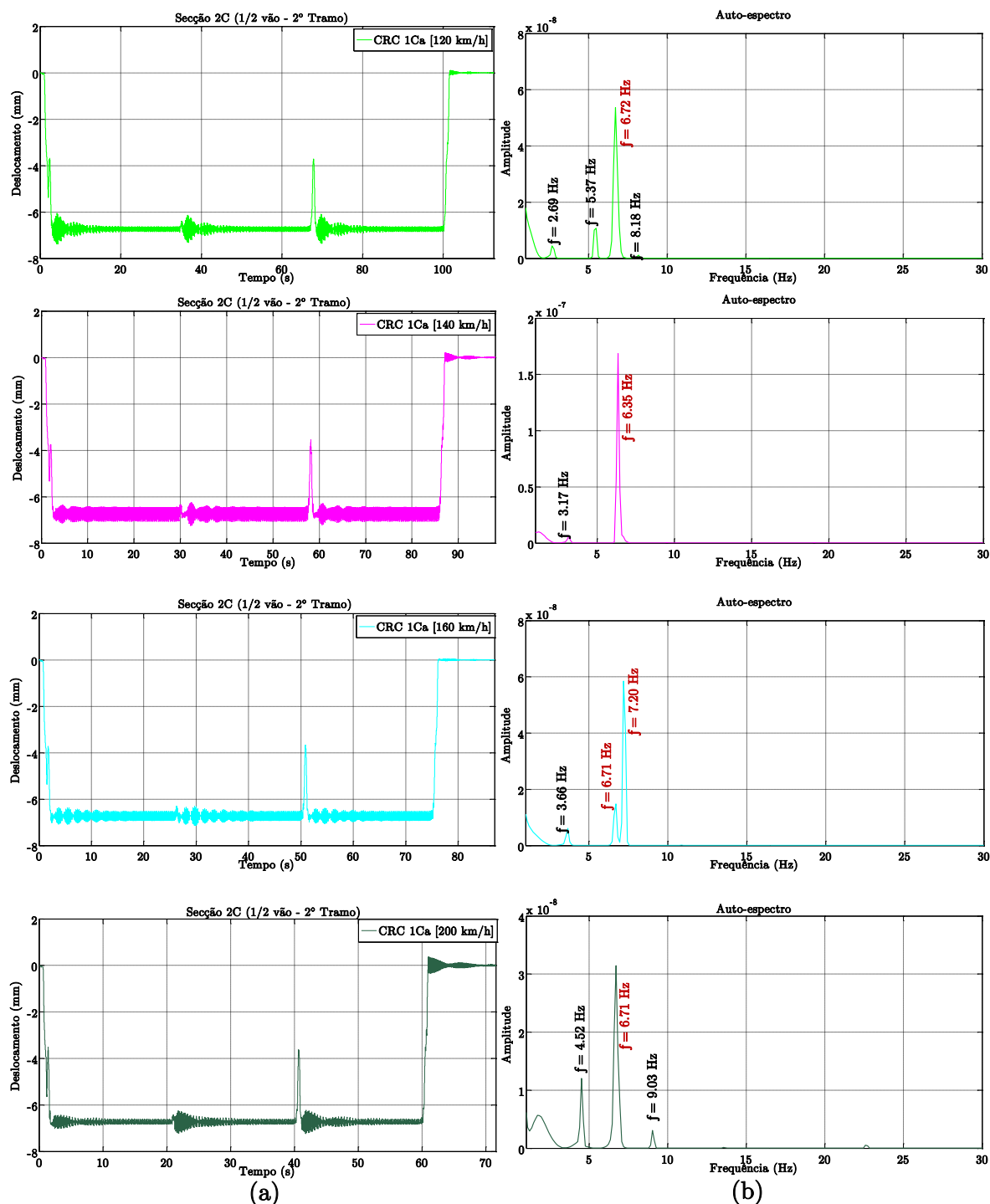
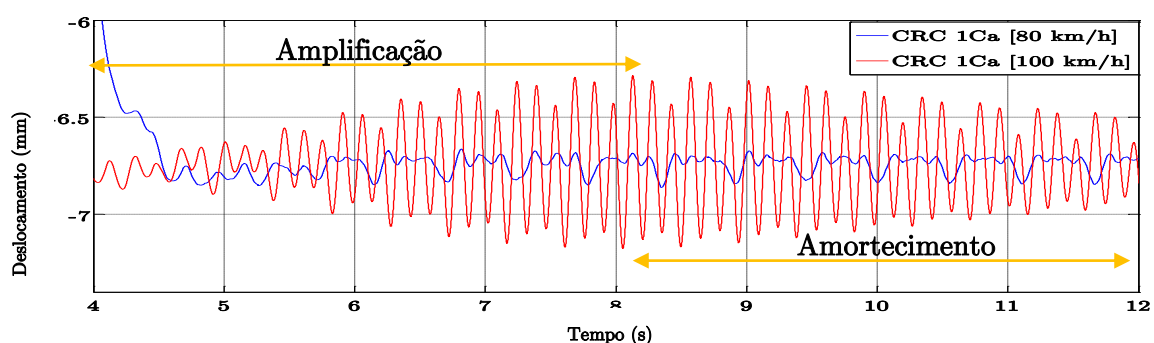


Figura 5.54 (cont.) – Deslocamentos no bazo inferior na seção 2C para passagem do comboio CRC\_1Ca para uma gama de velocidades entre 80-240 km/h: (a) registos temporais; e (b) auto-espectros

A observação dos gráficos permite constatar que para todas as velocidades a resposta em deslocamento é controlada essencialmente pelo efeito quase estático do carregamento. Os efeitos dinâmicos são pouco significativos e ocorrem durante a passagem dos vagões. Estes efeitos são ainda assim mais evidentes para as velocidades de 100 km/h e 140 km/h. Na Figura 5.55 são representados os registos no intervalo de tempo entre 4 e 12s para a passagem do comboio CRC\_1Ca às velocidades de 80 km/h e 100 km/h.

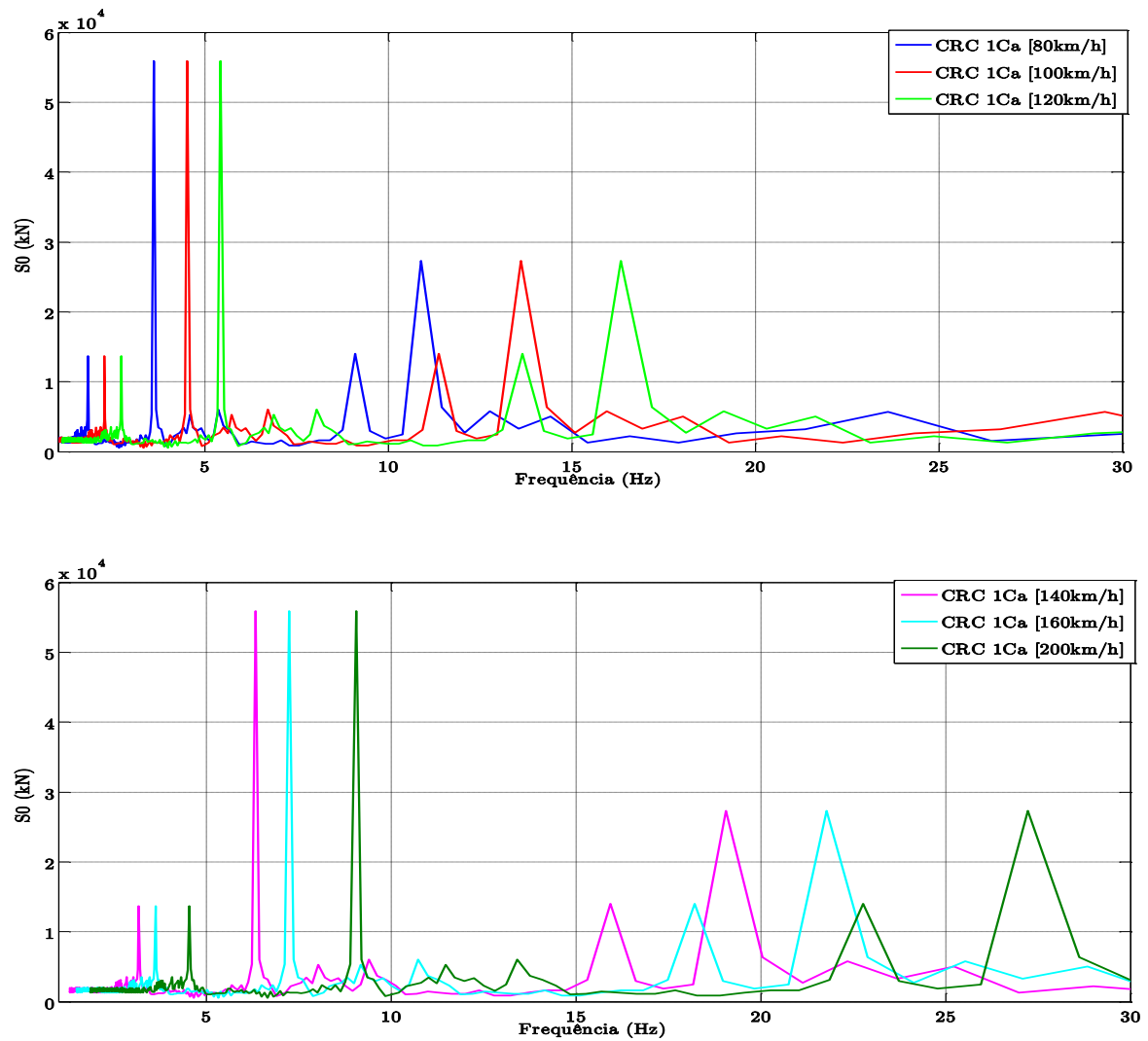


**Figura 5.55** – Efeito de amplificação dinâmica no registo de deslocamento no banzo inferior da viga principal na seção 2C para passagem do comboio CRC\_1Ca às velocidades de 80 km/h e 100 km/h

É possível constatar diferenças importantes entre os dois registos. No registo a 100 km/h ocorre uma ligeira amplificação da resposta que rapidamente foi amortecida. No registo a 80 km/h estabeleceu-se uma resposta periódica dependente da ação e com efeitos dinâmicos reduzidos.

Outro aspeto que importa referir é a tendência dos picos das frequências associadas a ação sofrerem uma translação com o aumento de velocidade. Para as velocidades em que a cedência de ocorrência de um ou vários desses picos coincide ou aproxima-se de alguma frequência da estrutura, maiores efeitos dinâmicos foram registados.

De modo a facilitar a interpretação dos picos presentes, nos vários auto-espectros, apresenta-se na Figura 5.56, os gráficos das assinaturas dinâmicas para as diferentes velocidades analisadas.



**Figura 5.56** – Assinatura dinâmica para a passagem do comboio real de mercadorias CRC\_1Ca a uma gama de velocidades entre 80 e 200  $\text{km/h}$ .

Estes gráficos resultam da transformação do eixo das abscissas de comprimento de onda para frequências através da expressão (2.27).





## ANÁLISE DE FADIGA DA PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O RIO DO SONHO

### 6.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo é realizada a análise de fadiga da ponte ferroviária sobre o rio do Sonho à luz da regulamentação europeia, em particular da EN 1993-1-9 (2010). São descritos os principais detalhes estruturais da ponte que foram alvo de análise da fadiga e as respectivas categorias de detalhe. A avaliação e comparação do dano provocado nos vários elementos estruturais para a passagem dos comboios reais e de fadiga são também apresentadas. É ainda realizada uma análise paramétrica onde é estudada a influência de fatores como o aumento da velocidade de circulação na linha, o aumento de carga por eixo e a degradação da estrutura, nos valores do dano por fadiga em diversos elementos estruturais da ponte, de modo a estimar a sua vida residual.

### 6.2 DETALHES ESTRUTURAIS

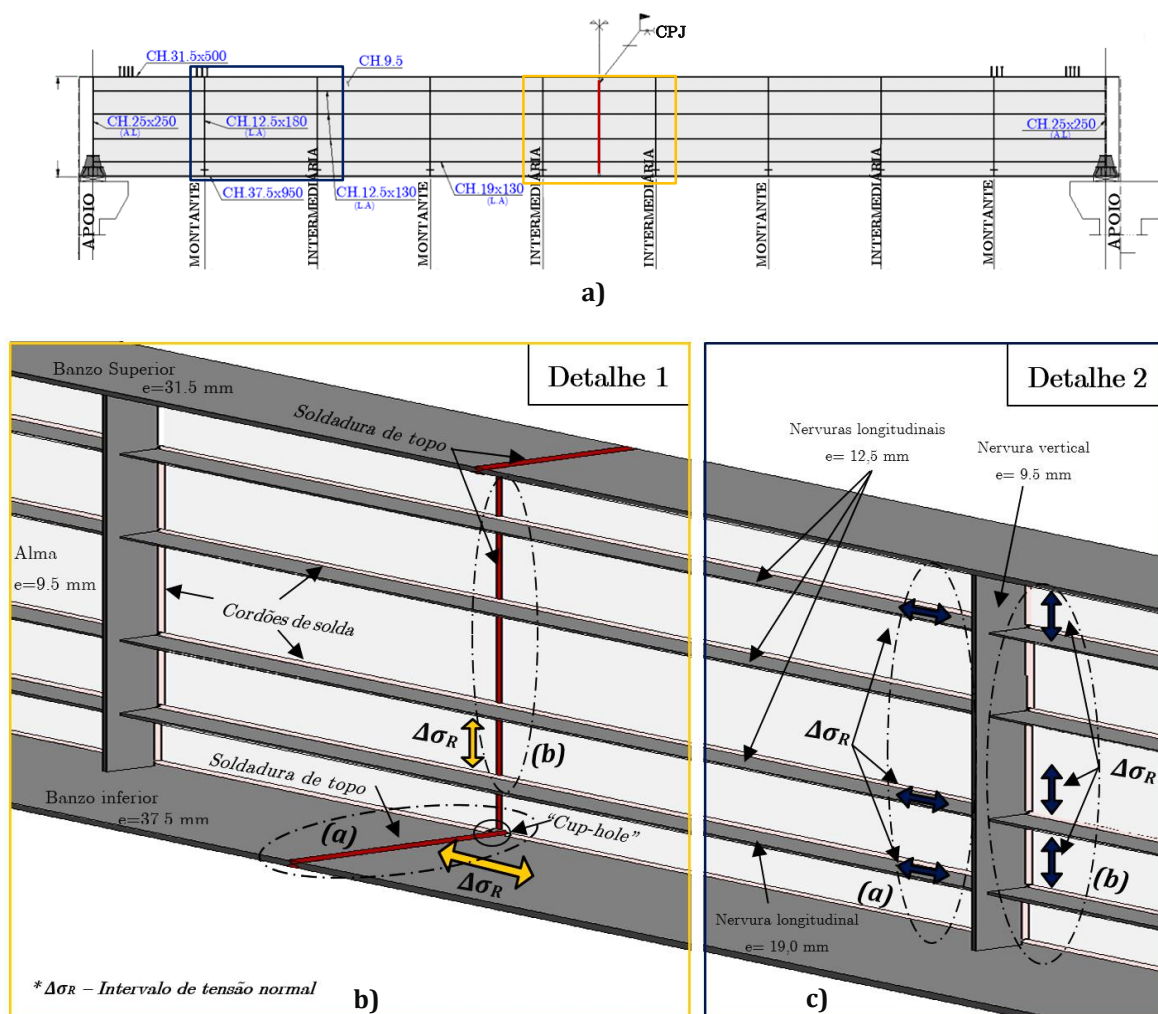
As análises de fadiga foram realizadas para diversos detalhes estruturais de 15 seções pertencentes aos 3 tramos da ponte, localizados nas vigas principais, nos contraventamentos da zona dos apoios, montantes e regiões intermediárias, e também relativas à ligação com conectores entre o tabuleiro e a estrutura metálica.

### 6.2.1 Vigas principais

No caso das vigas principais as ligações são soldadas topo a topo, a meio vão de cada tramo, uma vez que as chapas que constituem estes elementos são comercializadas com comprimentos máximos de 12,5 m por questões de transporte. A EN 1993-1-9 (2010) preconiza para as ligações dos banzos a categoria de detalhe 71, desde que a variação de tensões normais  $\Delta\sigma$  seja baseada na tensão normal no banzo, conforme o detalhe 1a apresentado na Figura 6.1. Em relação à ligação soldada da alma das vigas principais, detalhe 1b da Figura 6.1, a presente norma considera a categoria de detalhe 112 assumindo que não existe a retificação da soldadura e que a operação de soldadura é realizada sem interrupções.

Relativamente às nervuras longitudinais, que estão soldadas à viga principal, a categoria de detalhe é variável consoante o comprimento da nervura. Para comprimentos das nervuras superiores a 100 mm e em que a espessura mínima é inferior à sua altura, a categoria do detalhe é a 56 (Detalhe 2a da Figura 6.1).

Para as nervuras verticais a norma prevê a categoria de detalhe 80, desde que se garanta que as extremidades das soldaduras sejam cuidadosamente retificadas de modo a eliminar eventuais rebordos (Detalhe 2b da Figura 6.1).

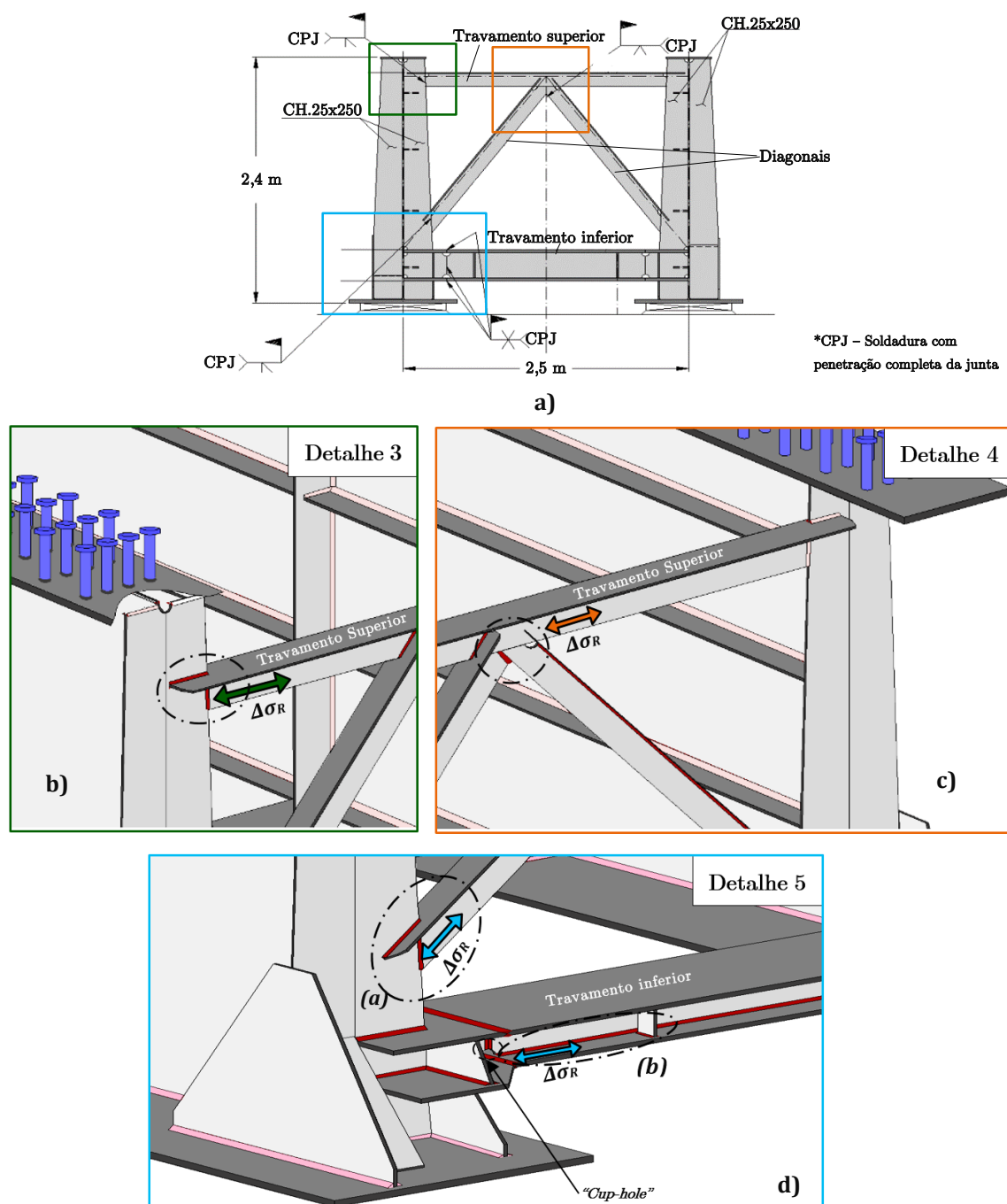


**Figura 6.1** – Detalhes construtivos na viga principal: a) vista geral; b) ligações soldadas na alma e nos banzos (detalhe 1a e 1b); e c) nervuras longitudinais e verticais soldadas à alma da viga principal (detalhe 2a e 2b)

### 6.2.2 Contraventamentos

Os travamentos superiores do tipo TS134.5 estão ligados às nervuras que por sua vez estão ligadas à alma das vigas principais. Esta ligação é feita a partir de emendas realizadas nos banzos dos perfis através de soldaduras de topo executadas de um só lado com penetração total da junta. Para esta ligação a EN 1993-1-9 (2010) considera a categoria de detalhe 36 assumindo que não existe controlo da qualidade da soldadura através de ensaios não destrutivos (Detalhe 3 da Figura 6.2).

Relativamente às ligações das diagonais ao travamento superior (ligação em K) a presente norma é omissa, pelo que foi adotada de forma conservativa a categoria de detalhe 36. (Detalhe 4 da Figura 6.2).

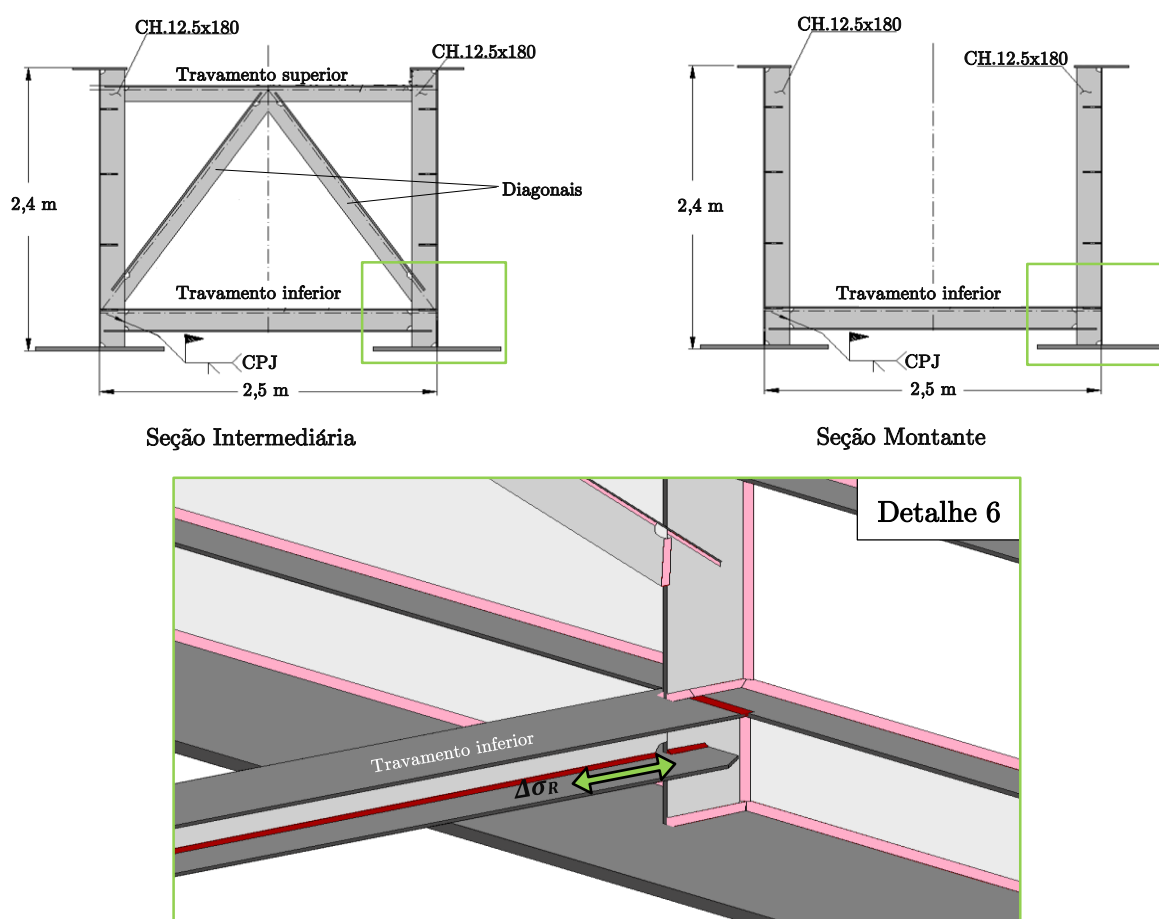


**Figura 6.2** – Detalhes construtivos dos contraventamentos na zona dos apoios: a) vista geral; b) ligação do travamento superior à nervura vertical (detalhe 3); c) ligação do nó reticulado em K (detalhe 4); e d) ligação da diagonal e do travamento inferior à nervura vertical (detalhe 5a e 5b)

As diagonais (TS134.5) estão ligadas às nervuras verticais através de soldadura com penetração completa da junta e sem controlo de soldadura por ensaios não destrutivos. Para este caso a EN 1993-1-9 (2010) define a categoria de detalhe 36 (Detalhe 5a da Figura 6.2).

Os travamentos inferiores do tipo PS300, localizados nas zonas dos apoios têm uma soldadura longitudinal de topo com entalhe próximo da sua interseção com outras chapas secundárias, pelo que a EN 1993-1-9 (2010) recomenda a categoria de detalhe 71 (Detalhe 5b da Figura 6.2).

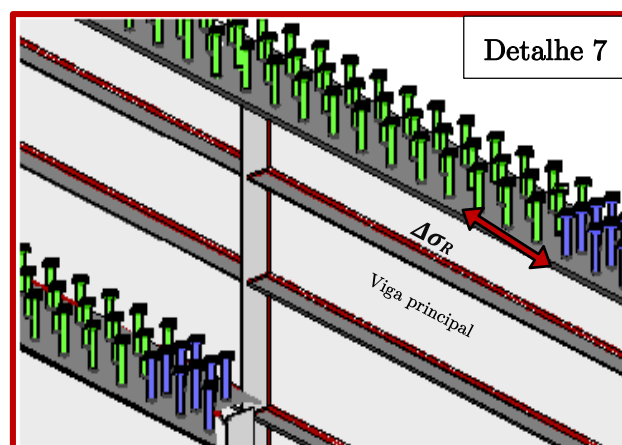
No caso dos elementos de travamento inferiores, do tipo PS180, localizados nas zonas dos montantes e nas zonas intermediárias, as ligações soldadas são semelhantes às do detalhe 5b, pelo que foi considerado a mesma categoria de detalhe, ou seja, a categoria 71 (Detalhe 6 da Figura 6.3).



**Figura 6.3** – Detalhe construtivo do travamento inferior (PS180) nas zonas dos montantes e nas zonas intermediárias (Detalhe 6)

### 6.2.3 Conectores

Os conectores estão soldados aos banzos superiores das vigas principais, e irão fazer a ligação da estrutura metálica ao tabuleiro. Os banzos superiores da viga principal apresentam zonas de concentração de tensões nos pontos onde os conectores estão ligados sendo que a EN 1993-1-9 (2010) classifica esta categoria de detalhe como 80 (Detalhe 7 da Figura 6.4).



**Figura 6.4** – Detalhe construtivo dos conectores de perno soldados aos banzos superiores das vigas principais

### 6.2.4 Localização dos detalhes construtivos

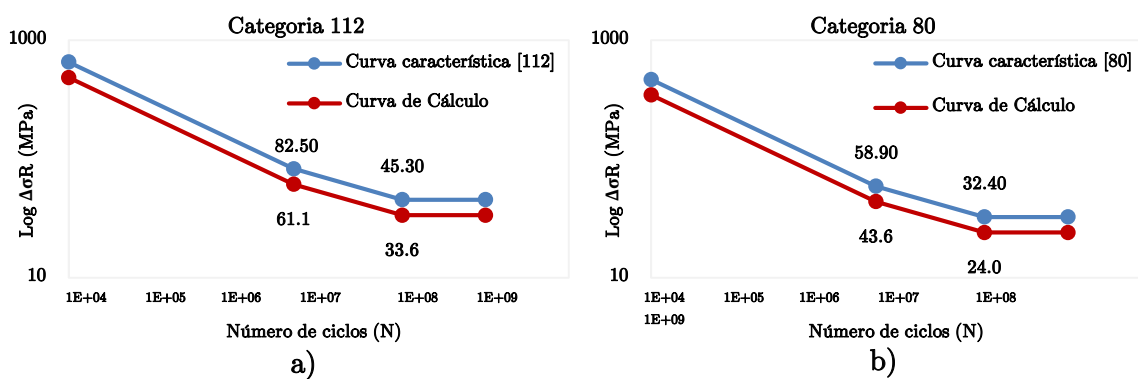
No Quadro 6.1 são indicados as localizações na ponte de todos os detalhes construtivos para a análise da fadiga.

Os detalhes construtivos 1a e 1b só existem a 1/2 vão dos três tramos da ponte. Os detalhes 2a, 2b e 7 estão localizados em todas as seções de controlo da estrutura. Os detalhes 3, 4 e 5a não existem nas zonas dos montantes. O detalhe 5b apenas está presente nas zonas dos apoios, e o detalhe 6 existe nas zonas dos montantes e intermediárias.

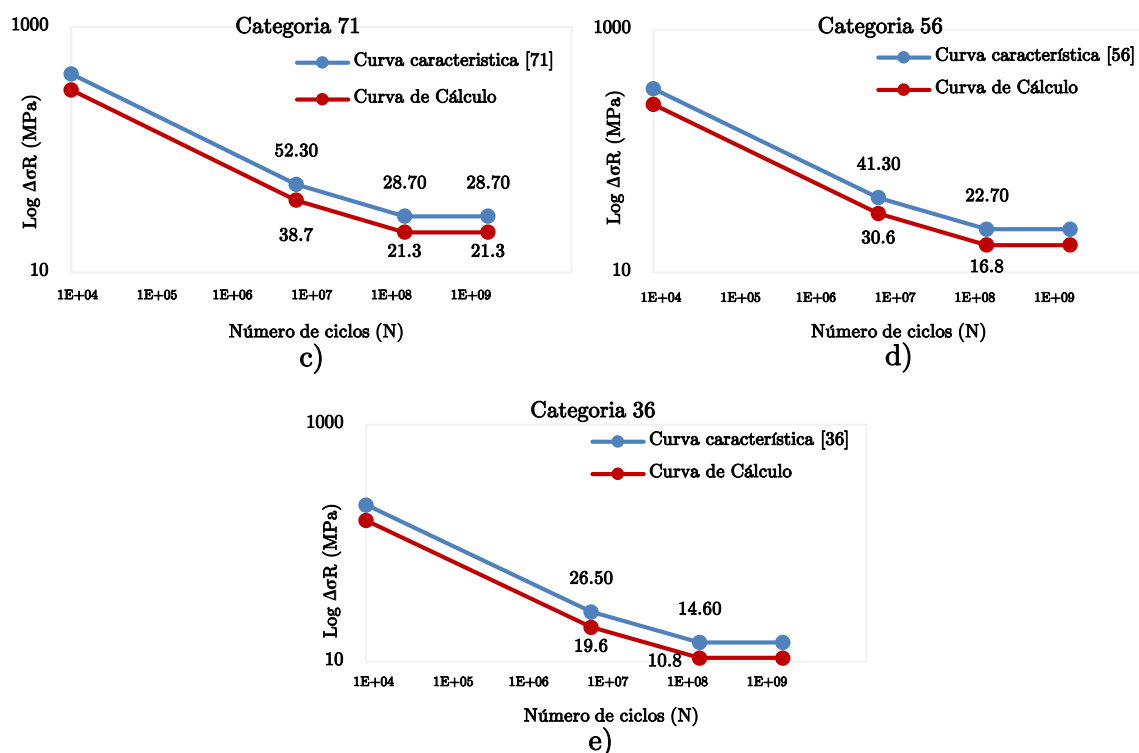
**Quadro 6.1** – Detalhes para análise de fadiga e respectivas localizações

			Detalhe									
X (m)			1a	1b	2a	2b	3	4	5a	5b	6	7
1º Tramo	Apoio	0.35			✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓
	L/5	6.25			✓	✓					✓	✓
	L/2	12.325	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓	✓
	3L/4	18.75			✓	✓	✓	✓	✓		✓	✓
	Apoio	24.65			✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓
2º Tramo	Apoio	25.5			✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓
	L/5	31.25			✓	✓					✓	✓
	L/2	37.475	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓	✓
	3L/4	43.75			✓	✓	✓	✓	✓		✓	✓
	Apoio	49.8			✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓
3º Tramo	Apoio	50.65			✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓
	L/5	56.25			✓	✓					✓	✓
	L/2	62.625	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓	✓
	3L/4	68.75			✓	✓	✓	✓	✓		✓	✓
	Apoio	74.95			✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓

Na Figura 6.5 estão apresentadas as curvas de resistência à fadiga regulamentares para os detalhes construtivos 1 a 7. A curva de cálculo foi obtida a partir da curva característica considerando um coeficiente parcial de segurança igual a  $\gamma_{mf}=1.35$ , correspondente ao método de verificação do tempo de vida garantido e a uma consequência da rotura importante (Seção 2.5.2.3).



**Figura 6.5** – Curvas de resistência à fadiga para os detalhes construtivos: a) detalhe 1b; b) detalhes 2b e 7; c) detalhes 1a, 5a, 5b e 6; d) detalhe 2a; e e) detalhes 3 e 4



**Figura 6.5 (cont.)** – Curvas de resistência à fadiga para os detalhes construtivos: a) detalhe 1b; b) detalhes 2b e 7; c) detalhes 1a, 5a, 5b e 6; d) detalhe 2a; e) detalhes 3 e 4

### 6.3 AVALIAÇÃO DO DANO DE FADIGA

Nesta seção são apresentados as respostas de tensões e os espectros de tensões em vários detalhes construtivos da ponte sobre o rio do Sonho para a passagem dos comboios reais e regulamentares. Com base nesta informação é avaliado o dano por fadiga para três cenários de tráfego reais (seção 5.3) e do cenário de tráfego pesado previsto na EN 1991-2 (2003).

A identificação das seções com maior probabilidade de sofrerem danos por fadiga e a estimativa do seu período de vida residual são também realizados.

No Quadro 6.2 apresenta-se o cenário de tráfego real com a indicação do número de passagens diárias e anuais, da massa do comboio e da carga anual transportada, para os comboios de mercadorias e de passageiros. A massa dos comboios refere-se à situação de carregados.



**Quadro 6.2** – Volume de tráfego anual para o cenário de tráfego real

Carga	Código	Nº de passagens		Massa do comboio (t)	Volume de tráfego anual (10 <sup>6</sup> t)
		Dia	Semana		
Mercadorias	CRC_1C	1	365	41423	15.13
	CRC_2C	1	365	14032	5.12
	CRC_3C	2	730	10084	7.37
	CRC_4C	1	365	7318	2.67
Passageiros	CRP	1	157	1360	0.21
				TOTAL	30.50

A ponte ferroviária sobre o rio do Sonho está sujeita a cenários de tráfego reais que podem ultrapassar um valor de  $30 \times 10^6$  t de carga anual transportada. Para o cenário de tráfego regulamentar, a carga anual transportada é igual a  $24,8 \times 10^6$  t.

### 6.3.1 Cenários de tráfego real

O dano de fadiga foi avaliado em todos os detalhes estruturais (1 a 7) e considerando 3 cenários de tráfego reais. Os cenários de tráfego reais diferem apenas na configuração do comboio CRC\_1C (a, b ou c). No Quadro 6.3 são apresentados os três cenários de tráfego reais considerados, denominados por CR1, CR2 e CR3.

**Quadro 6.3** – Cenários de tráfego reais considerados na avaliação do dano por fadiga

Cenário	CRC_1C			CRC_2C	CRC_3C	CRC_4C	CRP
	a	b	c				
R1	✓			✓	✓	✓	✓
R2		✓		✓	✓	✓	✓
R3			✓	✓	✓	✓	✓

Na Figura 6.6 apresentam-se os registos de tensão e os correspondentes espetros de tensão, em formato de histograma, relativos à passagem do comboio CRC\_1Ca à velocidade de 80 km/h para diferentes detalhes estruturais (1 a 7). As tensões e os correspondentes ciclos de tensão são avaliados em diferentes seções de controlo, consoante o tipo de detalhe. Os resultados referentes aos restantes comboios que fazem parte do cenário de tráfego real estão sistematizados no Anexo I.

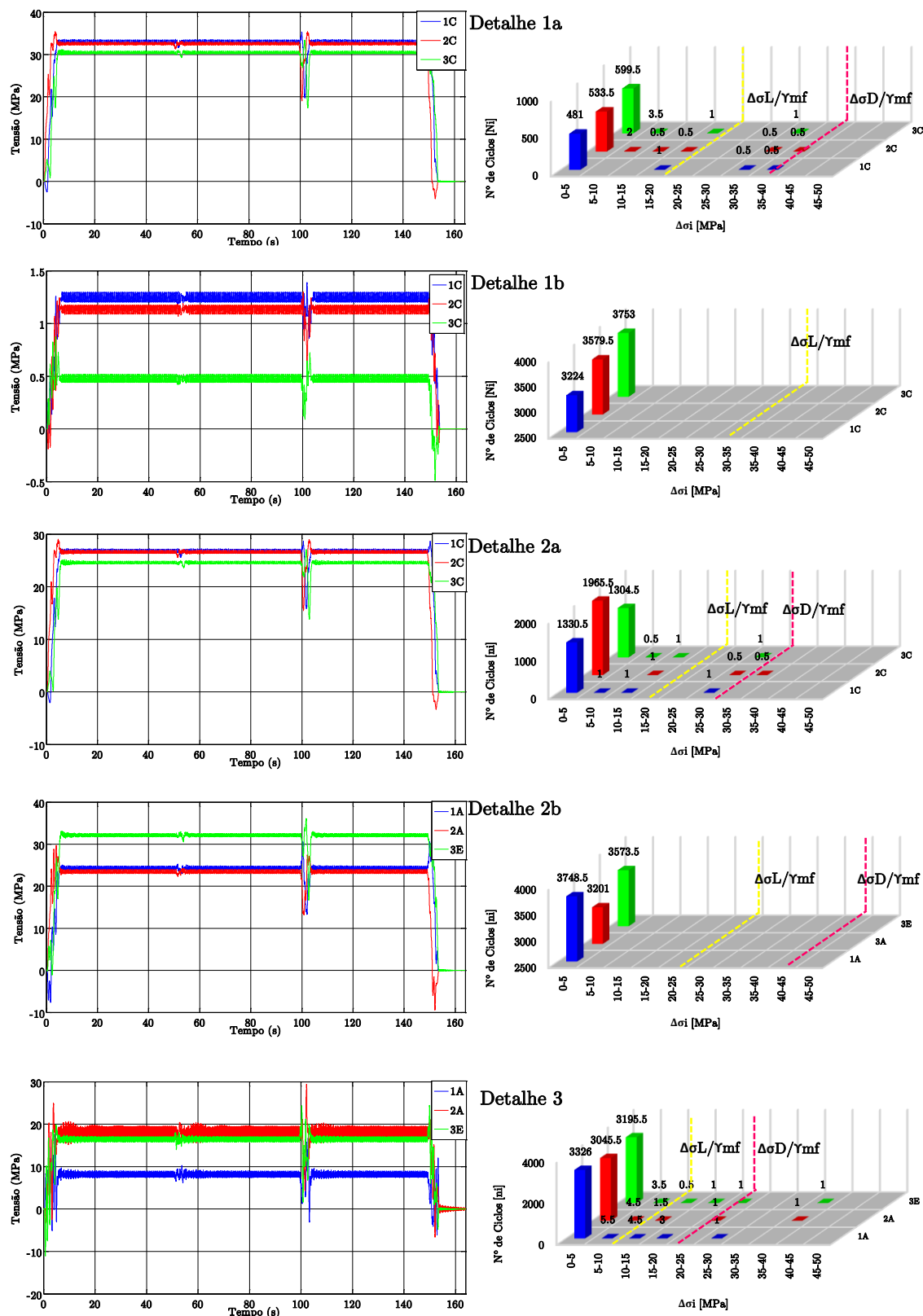


Figura 6.6 – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio CRC\_1Ca à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais.

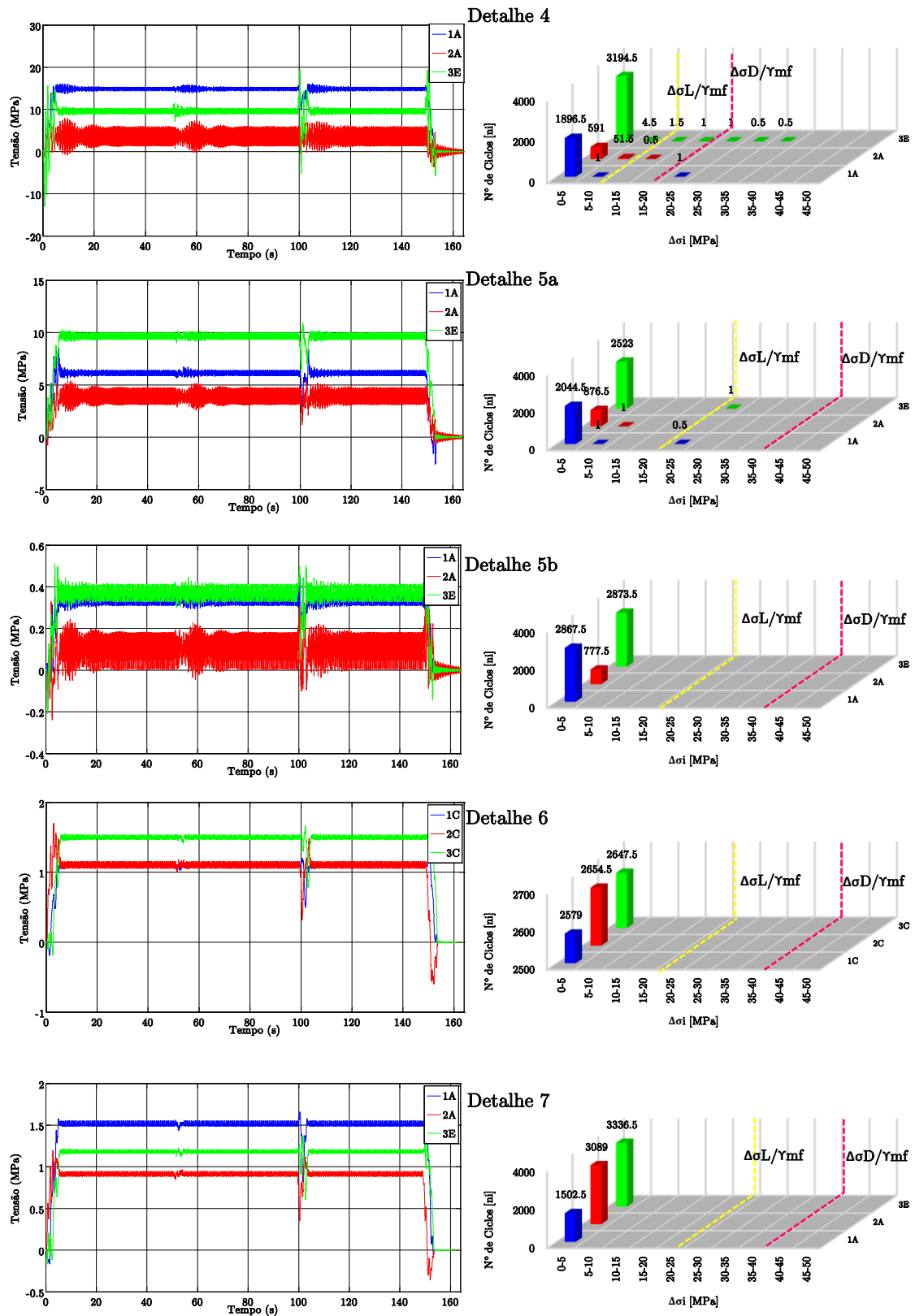


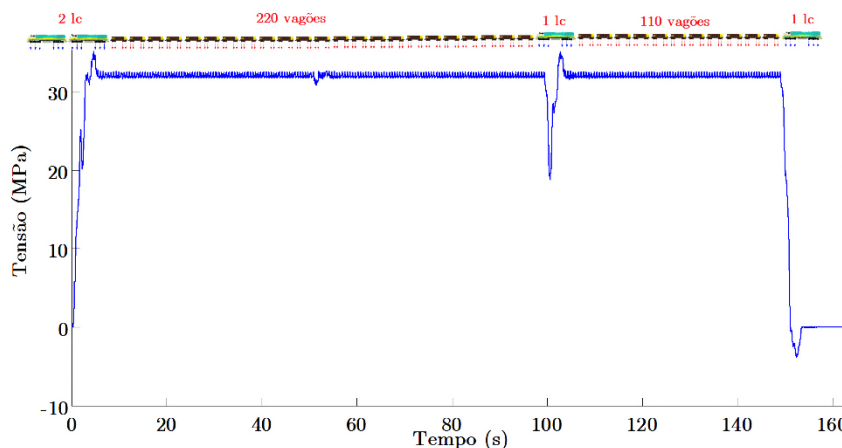
Figura 6.6 (cont.) – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio CRC\_1Ca à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais

A partir dos gráficos da Figura 6.6 e do Anexo I pode-se observar que na maioria dos detalhes é o comboio CRC\_1C que provoca ciclos de tensão de maior amplitude. Por outro lado, os comboios de passageiros CRP e de mercadorias CRC\_4C são geralmente os menos gravosos, uma vez que provocam ciclos de tensão inferiores aos obtidos pelos comboios de mercadorias.

A análise dos resultados para os diferentes detalhes permite concluir que os detalhes 1a, 2a, 3, 4 e 5a são os que possuem um maior número de ciclos acima da tensão limite de fadiga e por isso potencialmente causadores de dano por fadiga. Ao contrário os detalhes 1b, 5b, 6 e 7 não possuem qualquer ciclo de tensão acima do limite de fadiga e por isso não são suscetíveis de causarem dano por fadiga. Observa-se também que para os detalhes associados à tensões normais, as seções de controlo mais críticas são as zonas de meio vão dos tramos, zonas de maior momento fletor. Da mesma forma, os detalhes associados à tensões de corte são mais afetados em relação ao dano por fadiga nas zonas dos apoios.

Importa ainda salientar que são os ciclos de entrada e de saída dos comboios na ponte os principais responsáveis pelo dano. A passagem dos sucessivos vagões dos comboios provocam, em todos os detalhes, um maior número de ciclos de tensão. No entanto, são ciclos de pequena amplitude de tensão, muito inferiores à tensão limite de fadiga, e que naturalmente não irão causar dano por fadiga. Outro aspeto a observar é o de que os ciclos de tensão provocados pela passagem das locomotivas intermédias do comboio real CRC\_1C estão próximas da tensão limite de fadiga dos detalhes 1a, 3, 4 e 5, e por isso, encontram-se no limite das regiões de tensões que provocam ou não dano por fadiga.

Na Figura 6.7 apresenta-se o registo temporal de tensão no banzo inferior da viga principal na seção 2C (detalhe 1a) para a passagem das locomotivas e vagões que constituem o comboio real CRC\_1Ca.

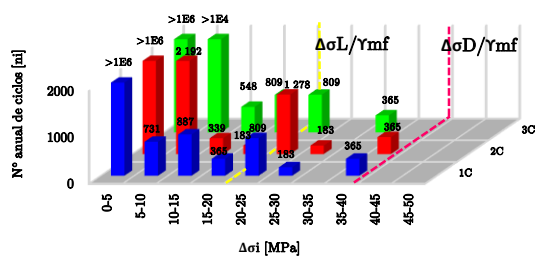


**Figura 6.7** – Registro temporal de tensões em função da posição das cargas do comboio CRC\_1Ca no detalhe 1a (banzo inferior da viga principal - Seção 2C)

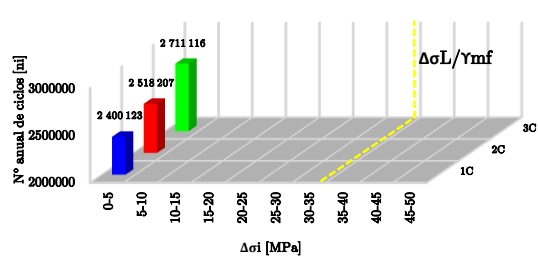
A figura é particularmente esclarecedora no que respeita à inter-relação entre a posição do comboio e os valores das tensões, permitindo associar os ciclos de tensão de maior amplitude à passagem das locomotivas.

Na Figura 6.8 estão representados os espectros de tensão, em forma de histograma, para o cenário de tráfego real 1, considerando o período de um ano, e obtidos para todos os detalhes estruturais. Os histogramas contêm valores para diferentes seções de controlo, consoante o tipo de detalhe. Os resultados referentes aos cenários 2 e 3 estão incluídos no Anexo II.

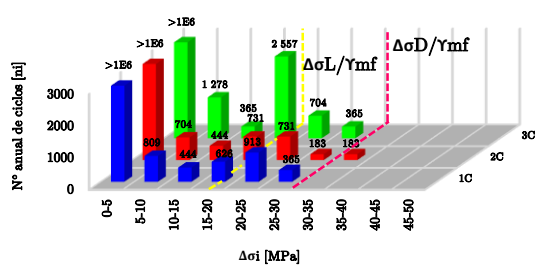
Detalhe 1a



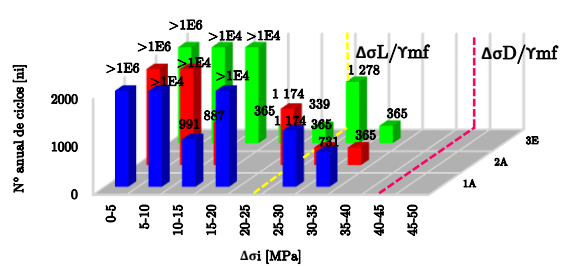
Detalhe 1b



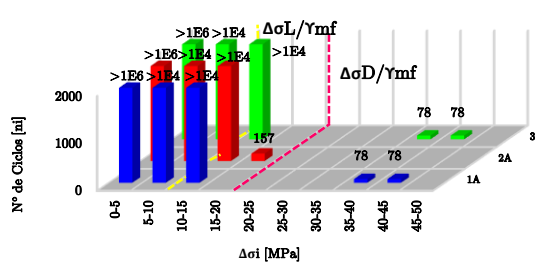
Detalhe 2a



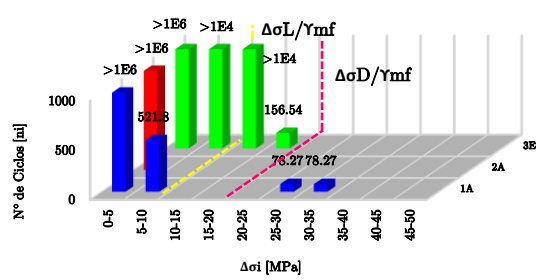
Detalhe 2b



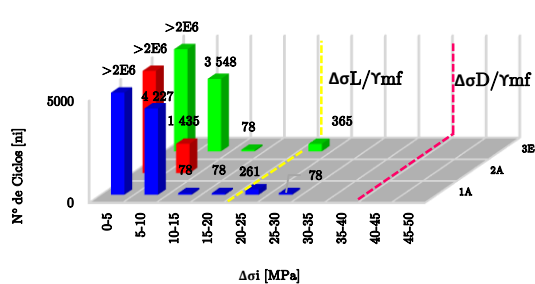
Detalhe 3



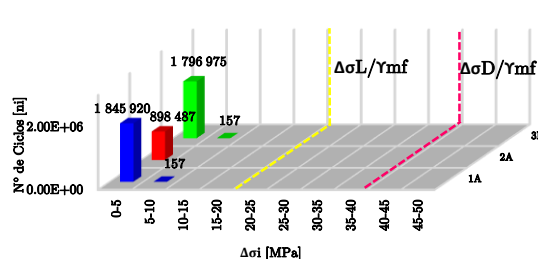
Detalhe 4



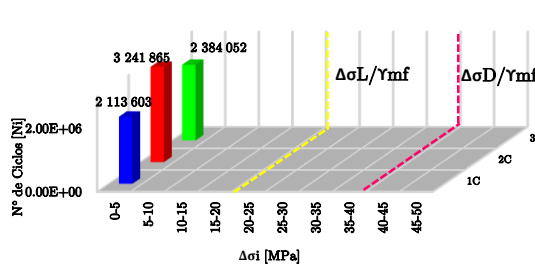
Detalhe 5a



Detalhe 5b



Detalhe 6



Detalhe 7

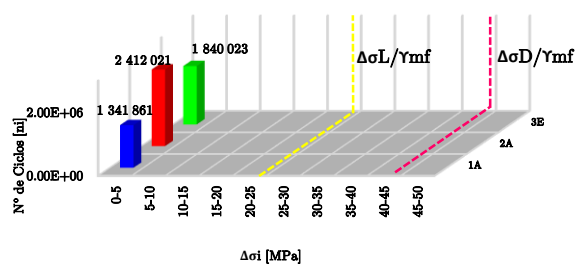


Figura 6.8 – Espetros de tensão anual para o cenário de tráfego real 1 nos diferentes detalhes estruturais

A análise conjunta da Figura 6.8 e dos resultados do Anexo II permitem concluir que os cenários de tráfego real 1 e 2 são muito idênticos em termos de número de ciclos de tensão para a generalidade dos detalhes. Em relação ao cenário de tráfego real 3 e para a maioria dos detalhes, os maiores intervalos de tensão são inferiores aos cenários anteriores.

### **6.3.2 Cenário de tráfego regulamentar**

O cenário de fadiga regulamentar analisado é o cenário de tráfego pesado, que inclui os comboios do tipo 5 (CF5), do tipo 6 (CF6), do tipo 11 (CF11) e do tipo 12 (CF12). O dano de fadiga foi avaliado em todos os detalhes estruturais (1 a 7).

Na Figura 6.9 apresentam-se os registos de tensão e os correspondentes espetros de tensão, em formato de histograma, relativos à passagem do comboio CF5 à velocidade de 80 km/h para os diferentes detalhes estruturais (1 a 7). As tensões e os correspondentes ciclos de tensão são, assim como no cenário real, avaliados em diferentes seções de controlo, consoante o tipo de detalhe. Os resultados referentes aos restantes comboios que fazem parte do cenário de tráfego pesado estão apresentados no Anexo I.

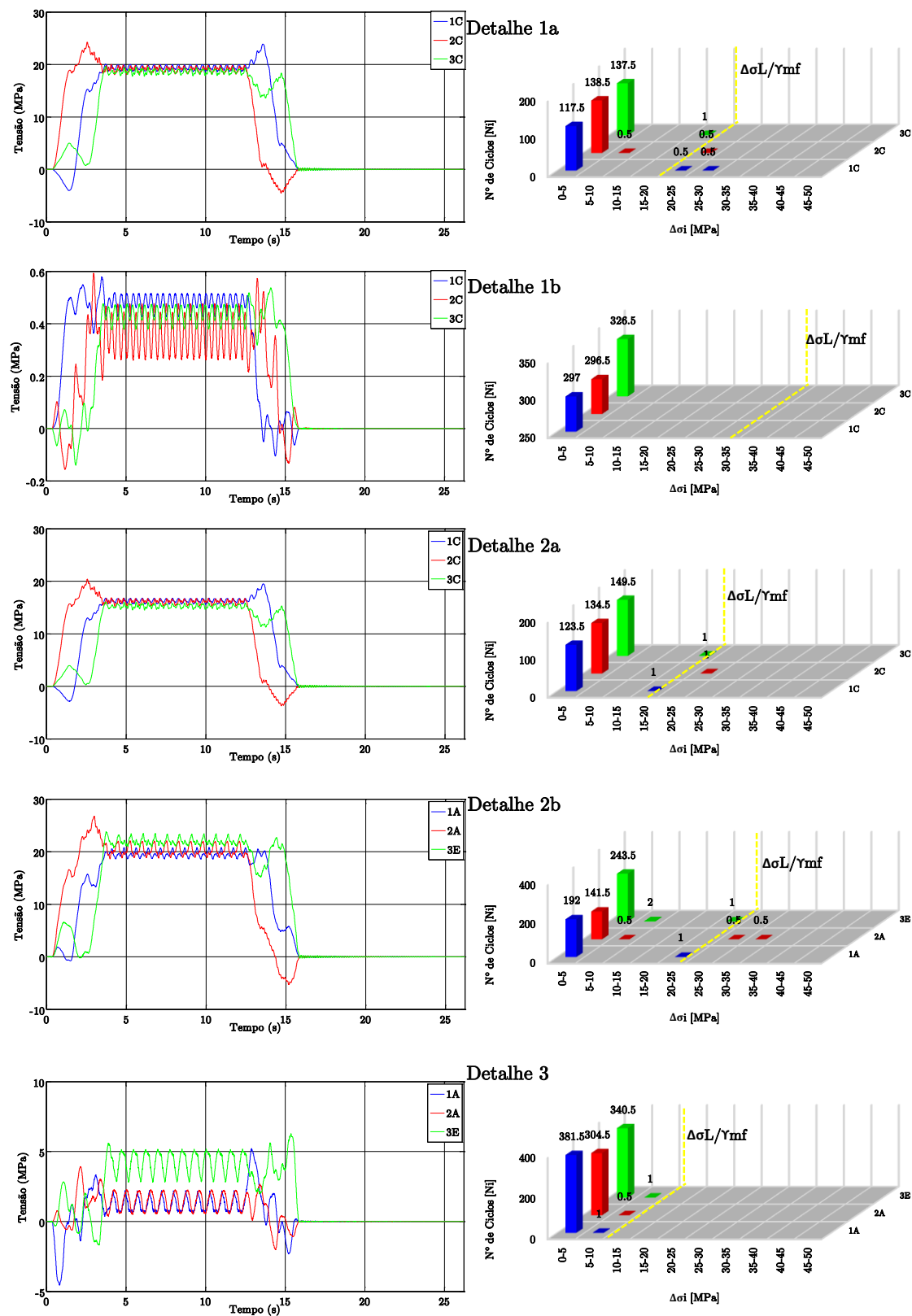


Figura 6.9 – Registos de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio CF5 à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais



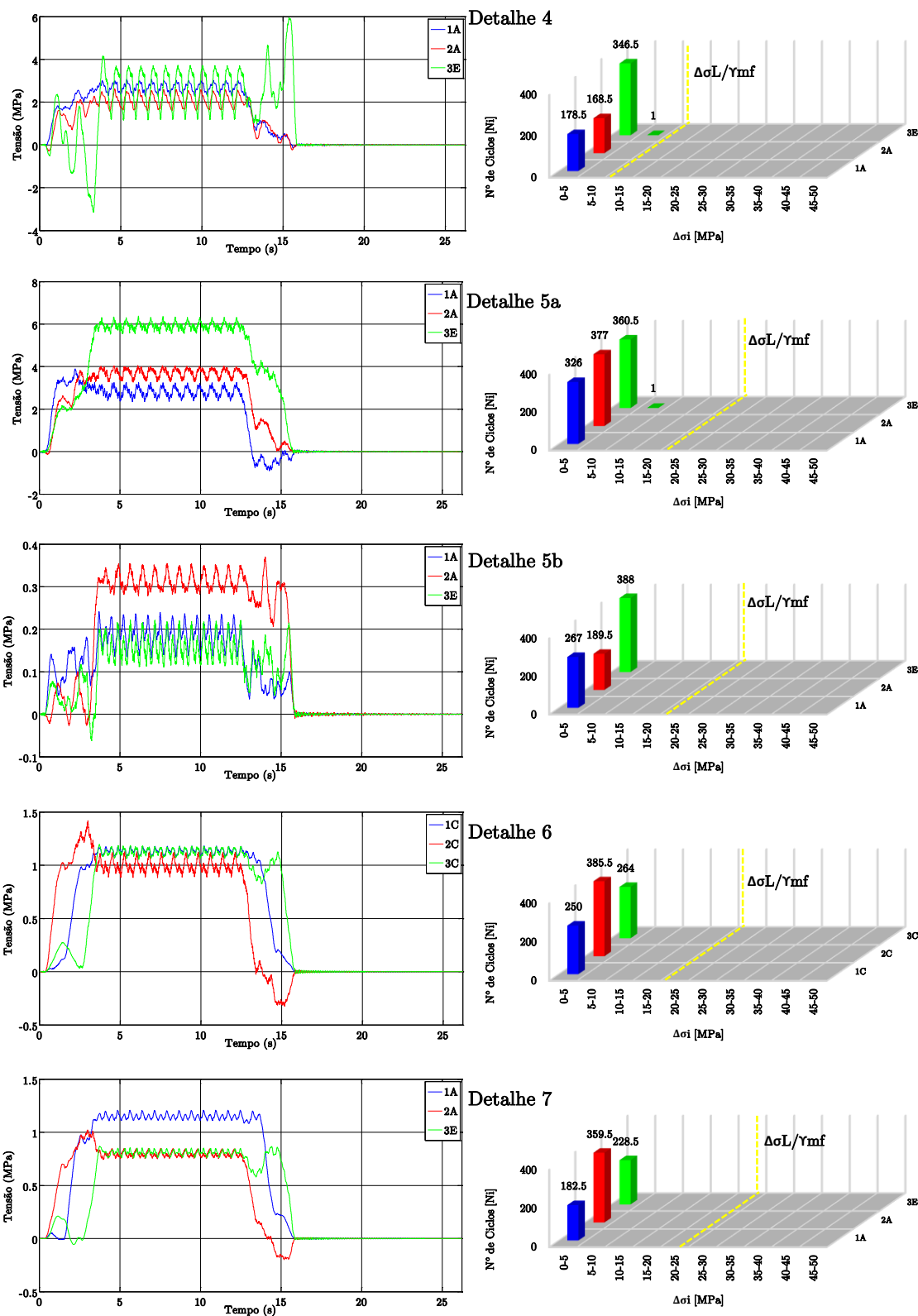


Figura 6.9 (cont.) – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio CF5 à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais

A análise figura conjuntamente com os resultados do Anexo I permitem concluir que o comboio CF5 é o único comboio de fadiga regulamentar capaz de provocar ciclos de tensões acima da tensão limite de fadiga, e potencialmente provocar dano de fadiga. Assim como nos comboios reais os principais ciclos de tensões são originados pela entrada e saída dos comboios na ponte. Observa-se que para os detalhes 1a, 2a e 2b as tensões de maior amplitude estão sempre muito próximos da tensão limite de fadiga. Os ciclos de tensão no intervalo [0-5] MPa ocorrem em maior número e correspondem à passagem dos vagões sobre a ponte.

Na Figura 6.10 estão representados os espectros de tensão, em forma de histograma, para o cenário de tráfego regulamentar pesado, considerando o período de um ano, e obtidos para todos os detalhes estruturais. Assim como no caso do cenário real, os histogramas contêm valores para diferentes seções de controlo, consoante o tipo de detalhe.

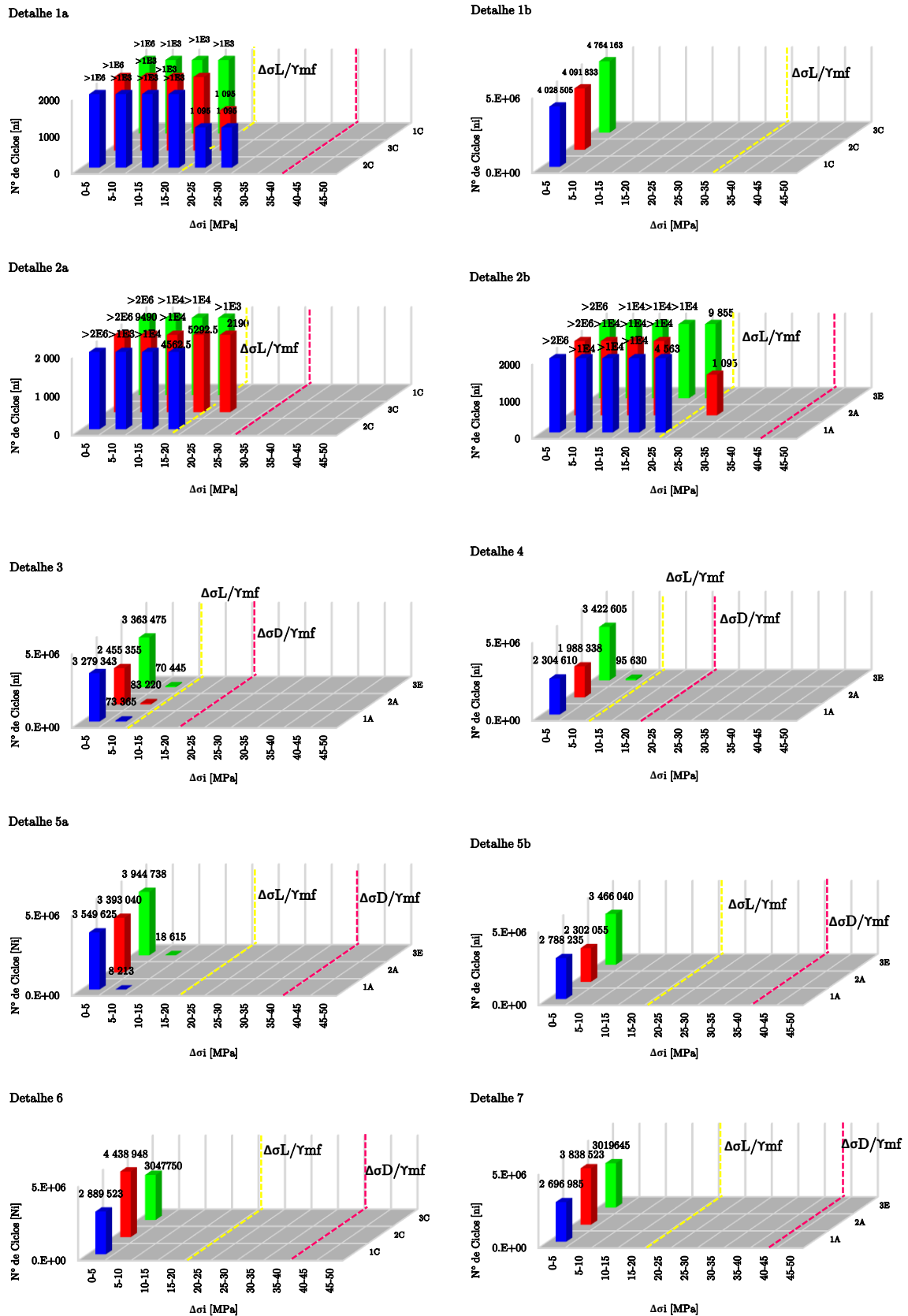
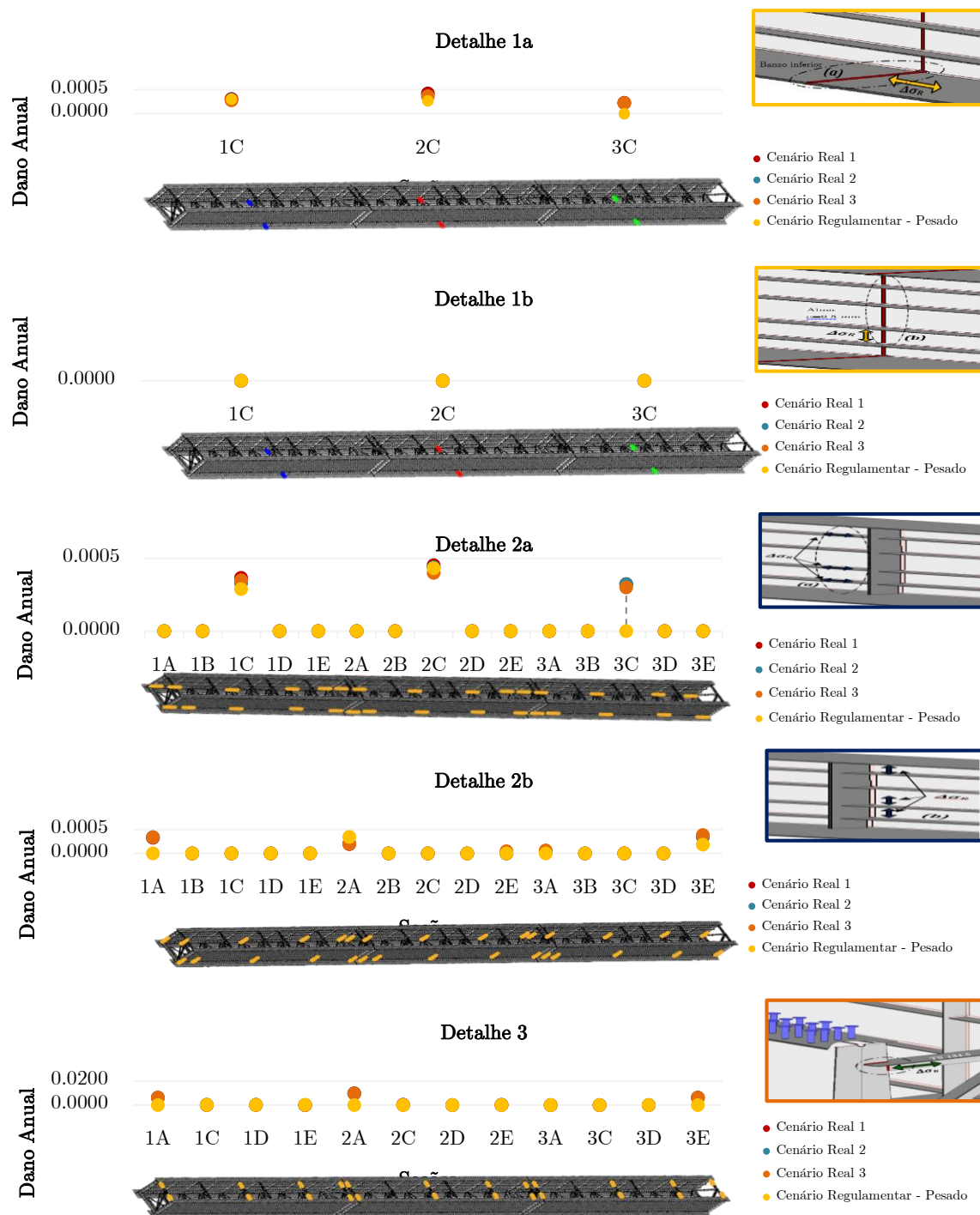


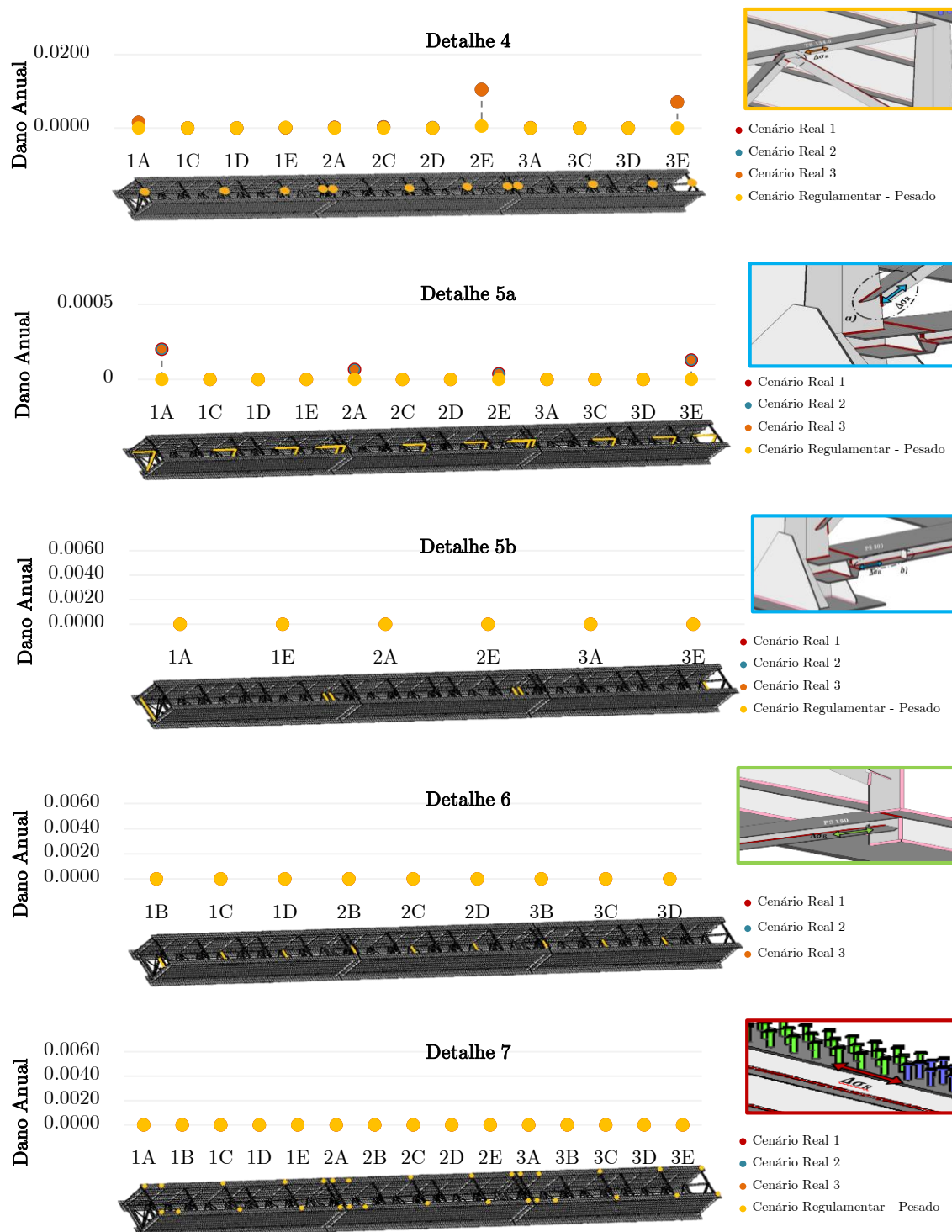
Figura 6.10 – Espectros de tensão anuais para o cenário de tráfego regulamentar nos diferentes detalhes estruturais

### 6.3.3 Análise comparativa

Na Figura 6.11 está representado um gráfico comparativo do dano anual sofrido pelos diferentes detalhes estruturais nas diferentes seções de controlo e considerando os cenários de tráfego real e regulamentar.



**Figura 6.11** – Dano anual de fadiga para os cenários reais e cenário regulamentar pesado nos detalhes estruturais



**Figura 6.11 (cont.)** – Dano anual de fadiga para os cenários reais e cenário regulamentar pesado nos detalhes estruturais

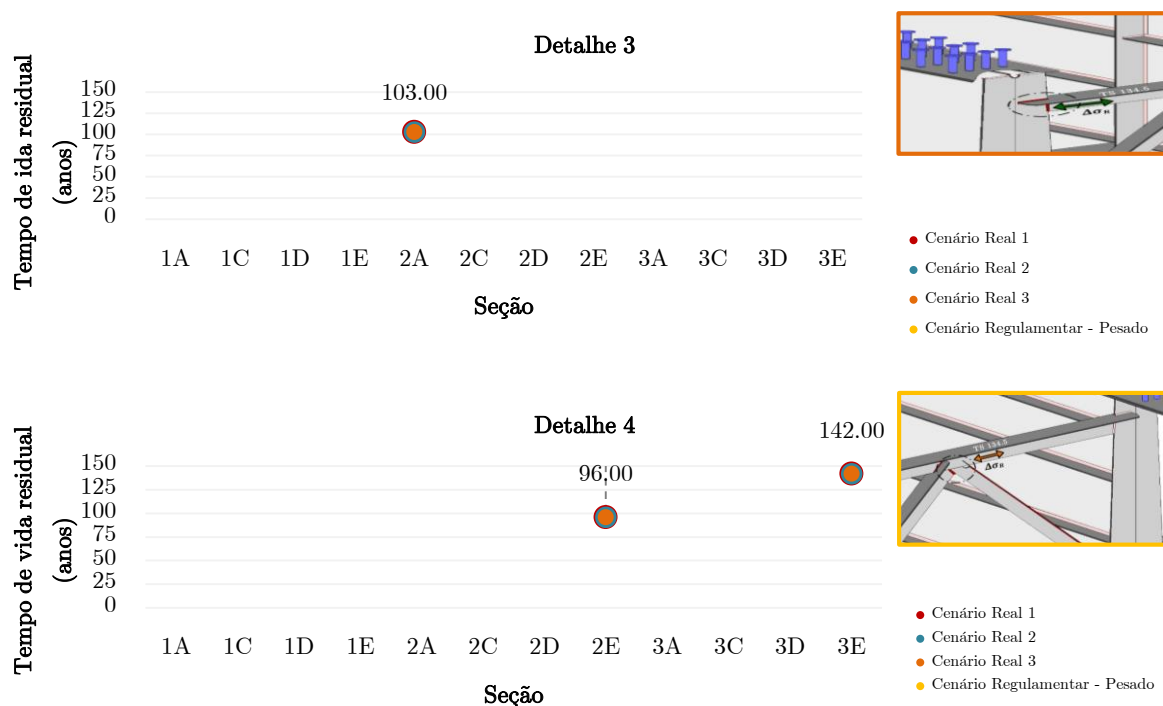
A análise da figura permite concluir que os cenários 1b, 5b, 6 e 7 não estão sujeitos a qualquer dano por fadiga para todos os cenários. No caso do cenário regulamentar só há possibilidade de dano nos detalhes 1a, 2a e 2b.

Em relação ao detalhe 1a é possível observar que o dano de fadiga do cenário de tráfego regulamentar é sempre inferior ao cenário de tráfego real 1 e 2 em todas as seções analisadas, isto apesar do cenário regulamentar prever 6 passagens por dia contra apenas uma única passagem nos cenários reais.

No detalhe 2a, correspondente à ligação soldada das nervuras longitudinais, só existe dano nas seções a meio vão dos tramos, onde as tensões normais são também superiores. Por outro lado no detalhe 2b, que corresponde à ligação soldada das nervuras verticais, só existe dano na zona dos apoios, onde se concentram os maiores esforços de corte.

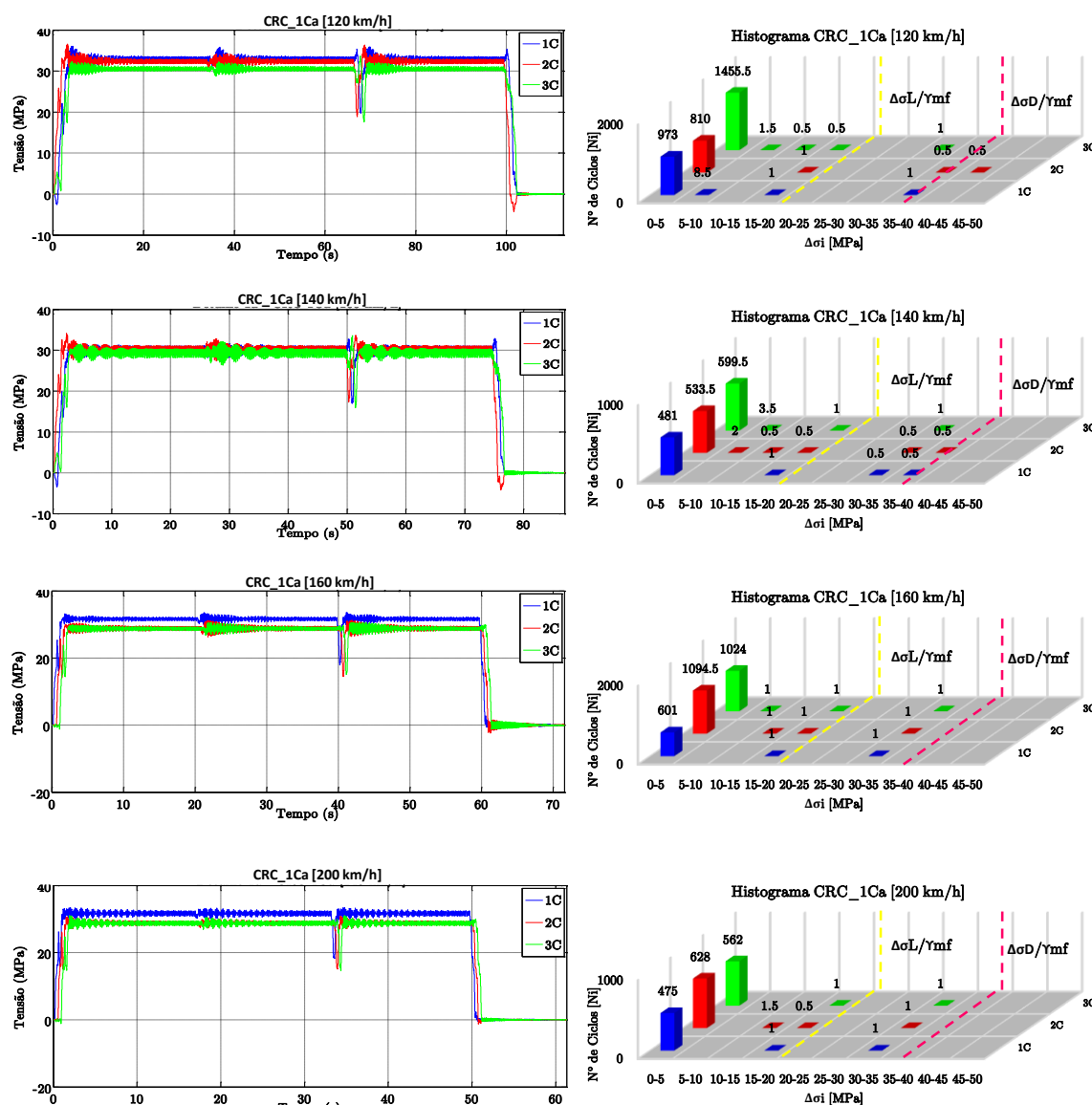
Nos travamentos superiores (detalhe 3), nas ligações em K (detalhe 4), e nas diagonais (detalhe 5a), as zonas mais sujeitas a dano por fadiga são as zonas na proximidade dos apoios, devido ao impacto da entrada e saída dos comboios nos tramos extremos da estrutura.

Os resultados obtidos permitem concluir que os detalhes mais críticos, do ponto de vista da fadiga, são o detalhe 3 e o detalhe 4. Na Figura 6.12 apresenta-se uma estimativa do tempo de vida residual para os detalhes 3 e 4 com base nos cenários de fadiga reais e regulamentar.



**Figura 6.12** – Vida residual – Cenários reais vs. cenário regulamentar; (a) Detalhe 3; (b) Detalhe 4





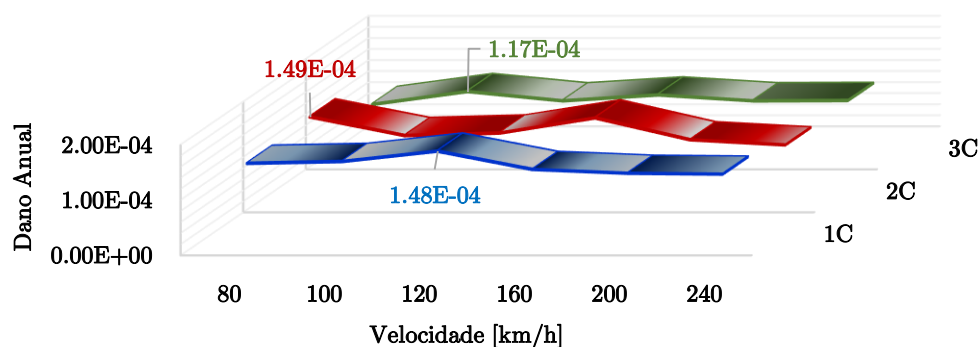
**Figura 6.13 (cont.)** – Registos de tensões e histogramas no detalhe 1a para a passagem do comboio real CRC\_1Ca para uma gama de velocidades entre 80-200 km/h

A figura mostra claramente que o efeito de entrada e saída do comboio na ponte provoca ciclos de tensão, com uma amplitude acima do limite de fadiga para todas as velocidades analisadas. Observa-se mais uma vez que a passagem dos vários grupos de eixos dos vagões são responsáveis pela maior parte dos ciclos de tensão, sendo no entanto de amplitude muito inferior ao valor da tensão limite de fadiga. Os ciclos de tensão próximos do limiar da tensão limite de fadiga correspondem à passagem das locomotivas intermédias.



É ainda perceptível uma translação global dos espectros com o aumento da velocidade, em particular ao nível dos ciclos de tensão de menor amplitude (entre 5 e 20 MPa) que tendem a aproximarem-se à tensão limite de fadiga.

A Figura 6.14 apresenta o gráfico do dano anual no detalhe 1a em função da velocidade de passagem do comboio CRC\_1Ca.



**Figura 6.14** – Valor do dano anual no detalhe 1a em função da velocidade de circulação do comboio real CRC\_1Ca

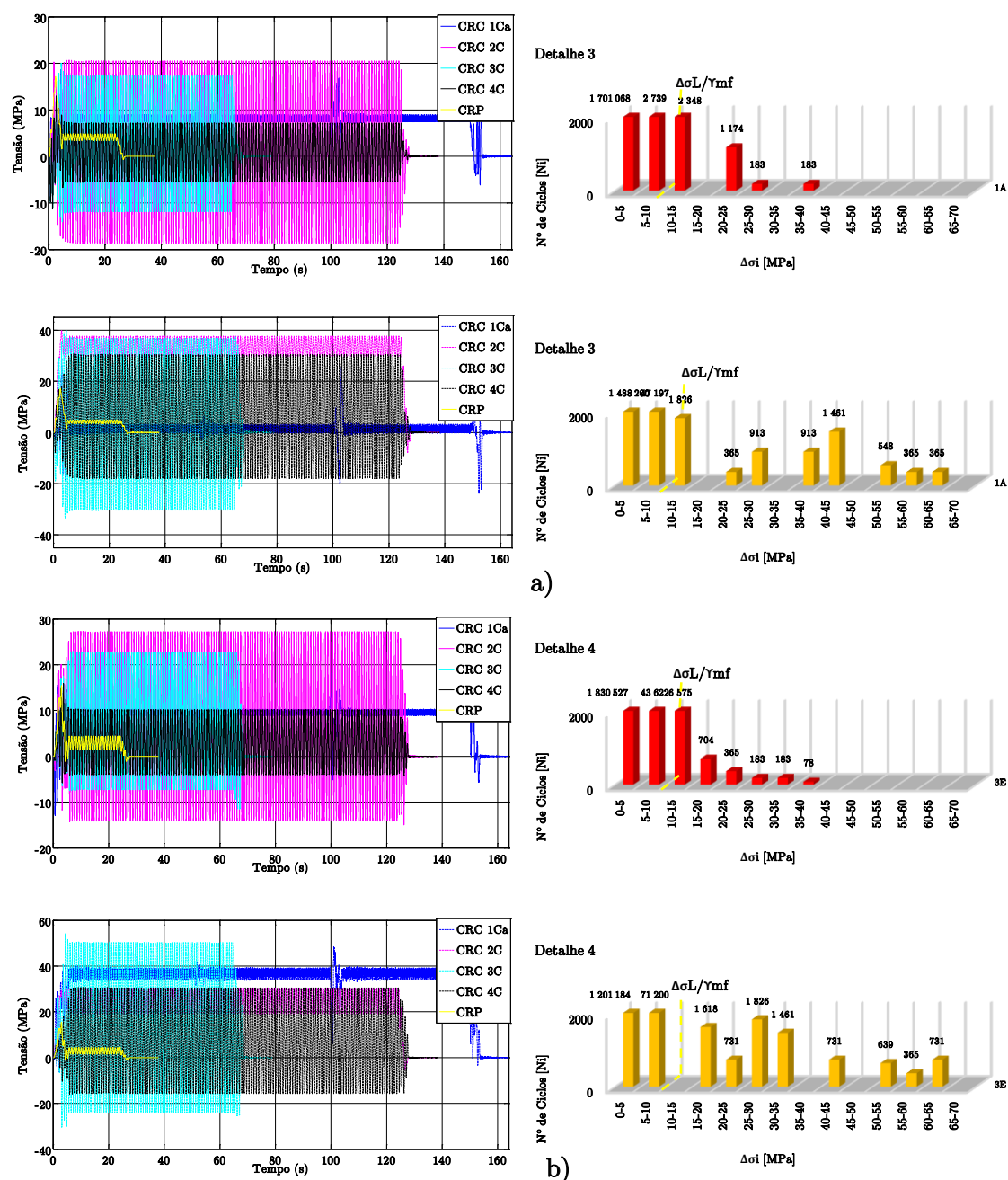
Através da figura, pode-se observar que os valores do dano anual têm uma reduzida variação com o aumento da velocidade de circulação. Ainda assim o maior dano anual foi registado na seção 2C à velocidade de 80 km/h.

#### 6.4.2 Influência da carga por eixo

Atualmente a EFC permite uma carga máxima por eixo igual a 320 kN. No entanto, é previsível que no futuro esse valor seja incrementado para os 400 kN (Santos, 2012). De modo a simular o efeito do aumento de carga, as cargas por eixo dos vagões de todos os comboios de mercadorias foram alteradas e assumidas igual a 400 kN. As cargas por eixo das locomotivas foram mantidas. Para o comboio CRP não se considerou um aumento de carga por eixo visto se tratar de um comboio de passageiros.

Na Figura 6.15 apresentam-se os registos de tensão e respetivos espectros de tensão nos detalhes 1a, 3 e 4, considerando os cenários de tráfego real 1 e tráfego real com aumento das cargas por eixo (cenário real A), e considerando passagens ocorridas durante o período de um ano. Os registos de tensão apresentados são referentes à passagem isolada de cada

comboio à respetiva velocidade, e os histogramas dizem respeito ao tráfego anual para os cenários real 1 e real A.



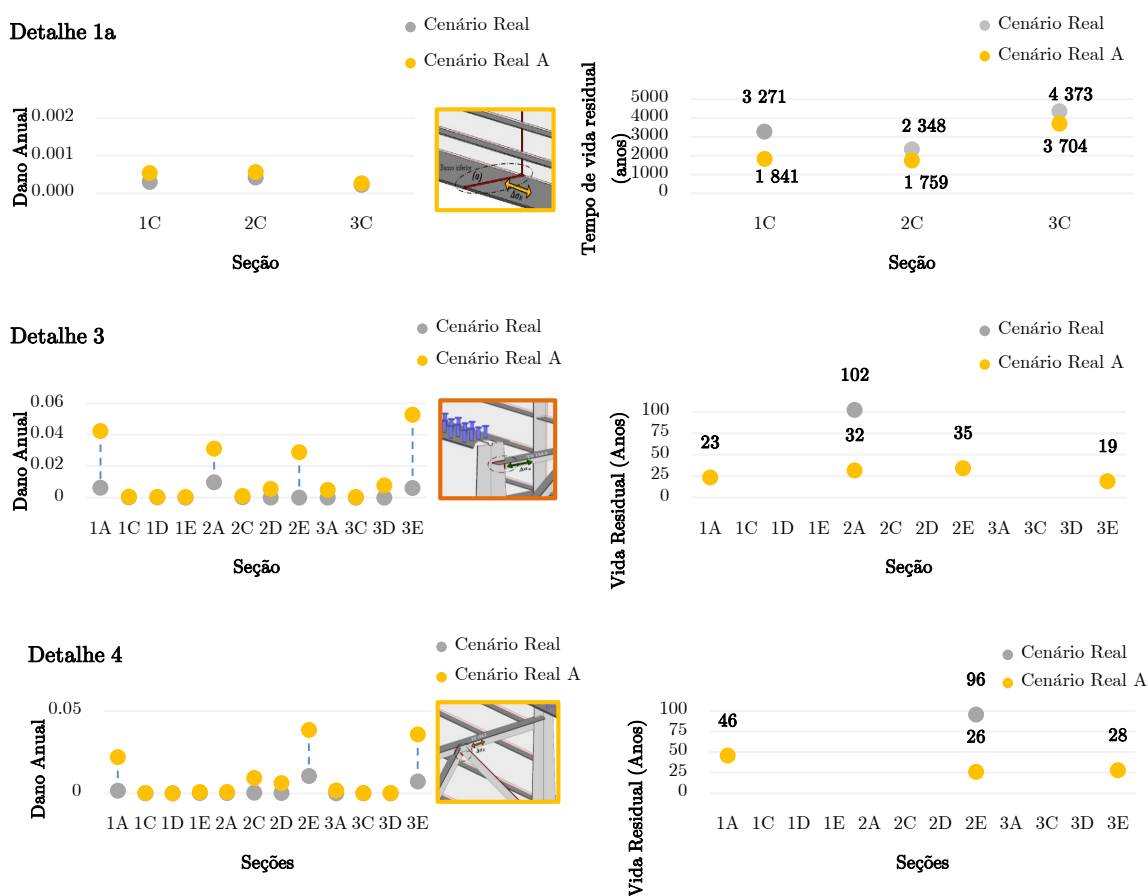
**Figura 6.15** – Registos de tensões e espectros de tensão, para o período de 1 ano, para os cenários de tráfego real 1 e real A para os detalhes: a) 3; e b) 4

Através da figura é possível verificar que o aumento de carga dos comboios de mercadorias, provocou o aumento dos valores das tensões instaladas em todos os detalhes analisados. Em relação aos ciclos de tensão, observa-se um ligeiro aumento do número de ciclos de tensão capazes de provocar dano por fadiga. No caso do detalhe 3 ocorreu um aumento significativo

dos ciclos de tensão acima da tensão limite de fadiga. Estes ciclos são sobretudo relacionados com os comboios CRC\_2C, CRC\_3C e CRC\_4C.

A amplitude dos registos de tensões dos comboios reais aumentou significativamente quer no efeito da entrada e saída do comboio, quer durante a passagem dos sucessivos vagões. Como exemplo refira-se que a tensão máxima no detalhe 3, a qual passou de 20.7 MPa para 39.8 MPa, no comboio CRC\_2C. O dano anual e respetiva vida residual nos detalhes 1a, 3 e 4 estão apresentados na Figura 6.16.

Observa-se que o dano é muito pouco significativo neste detalhe, que tem uma vida residual acima dos 1700 anos, e portanto muitíssimo superior aos 100 anos de vida útil do projeto.



**Figura 6.16** – Valor do dano anual e respetiva vida residual para os detalhes 1a, 3 e 4

Observa-se para os detalhes 3 e 4 que o aumento da carga por eixo dos vagões correspondente ao cenário real A agravou o dano nas seções já identificadas como suscetíveis de sofrer dano mesmo sem aumento de carga por eixo (1A, 2A e 3E), e induziu dano em seções que à priori

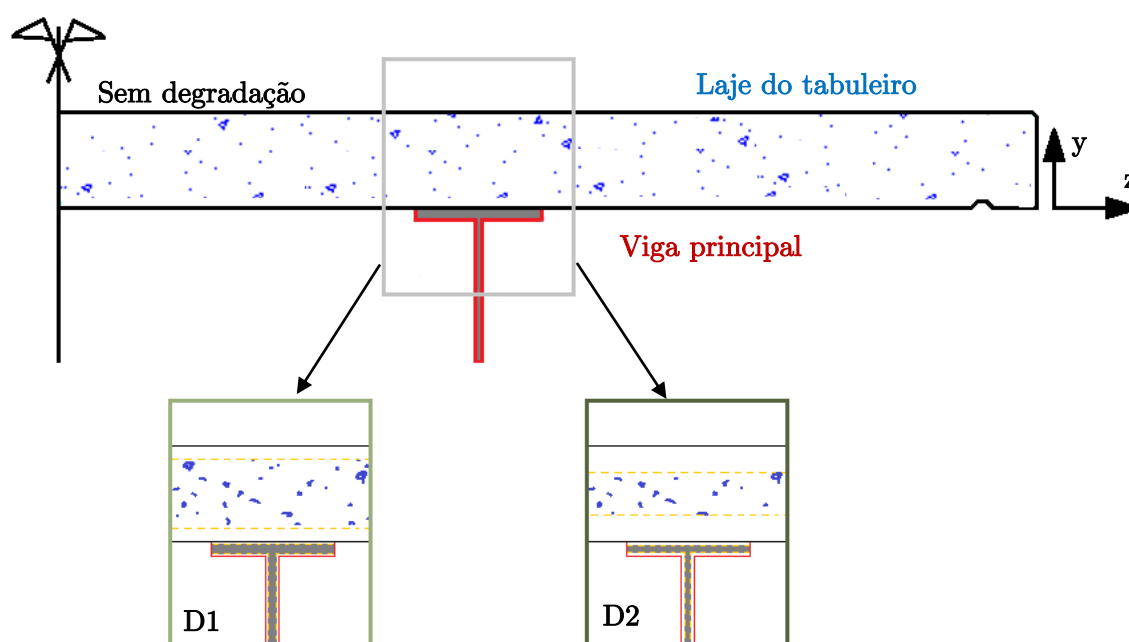
não estavam sujeitas ao dano (2D, 3A e 3D). Este fato é importante em termos de análise visto que a vida residual em algumas seções tomam um valor inferior à vida útil da estrutura.

### 6.4.3 Influência da degradação da estrutura

O ciclo de vida das estruturas é afetado por processos de deterioração no tempo muito associados com a ocorrência de danos nas componentes estruturais (Biondini, 2012).

No caso das pontes mistas aço-betão, as principais causas de degradação estão relacionadas com ataques químicos ao betão, a processos físicos associados à ação da temperatura, e a processos mecânicos como a fendilhação, abrasão, erosão e fadiga. (Biondini, 2012).

Nesta seção foram simulados 2 cenários de degradação da estrutura, denominados por D1 e D2, através da redução da seção transversal da laje do tabuleiro e das vigas principais metálicas. Na Figura 6.17 estão representadas a seção original do tabuleiro e o efeito de degradação considerado nos cenários D1 e D2 simulados nas análises.



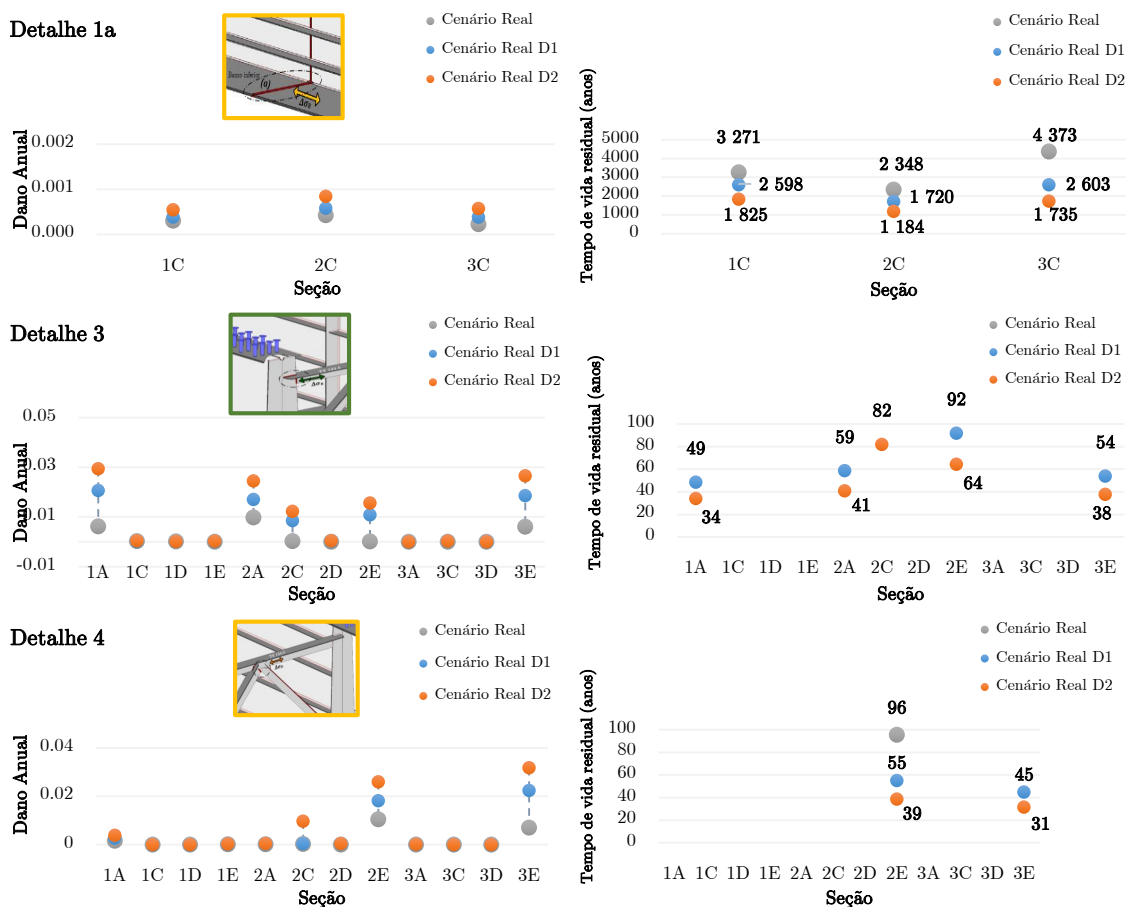
**Figura 6.17** – Cenários de degradação da estrutura D1 e D2

A verificação das principais características geométricas das seções original e degradadas (D1 e D2) das vigas metálicas principais e do tabuleiro podem ser visualizadas no Quadro 6.4. O cenário D2 é mais severo comparativamente ao cenário D1.

**Quadro 6.4** – Variação das características geométricas das seções da viga principal e do tabuleiro nos cenários sem degradação e com degradação

	Seção	Área (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	Variação de área (%)	Variação de espessura por cada lado	Variação de inércia (%)
Viga principal	Original	0.07352	0.003008			
	D1	0.065958	0.002824	- 10.3	- 1.0 mm	- 6 %
	D2	0.058396	0.002643	- 20.6	- 2.0 mm	- 12 %
Tabuleiro	Original	1.8	0.0135			
	D1	1.5	0.00781	- 16.7	- 25.0 mm	- 42 %
	D2	1.2	0.004	- 33.3	- 50.0 mm	- 70 %

Na Figura 6.18 apresentam-se os valores do dano anual e respectivas estimativas do tempo de vida residual para os cenários sem degradação e com degradação (D1 e D2), para os detalhes 1a, 3 e 4.

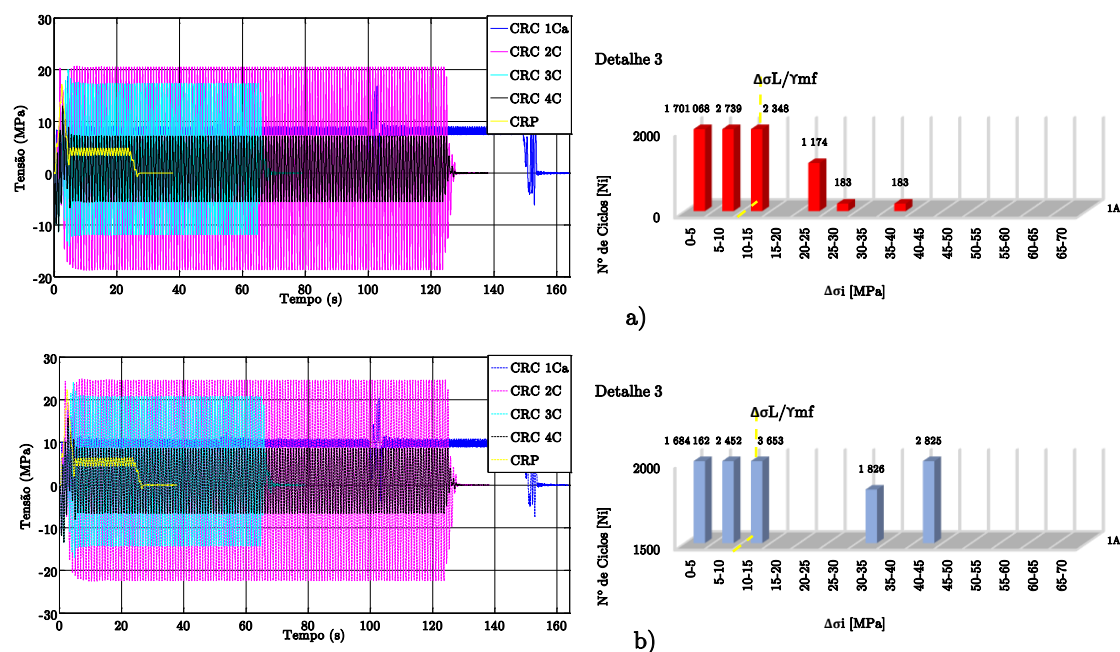


**Figura 6.18** – Valores do dano anual e respectivas estimativas do tempo de vida residual para os cenários sem degradação e com degradação (D1 e D2) para os detalhes 1a, 3 e 4.

No caso do detalhe 1a é possível observar que a degradação da estrutura conduz a um aumento de dano em relação ao cenário real sem degradação da estrutura. O dano em todas as seções aumenta à medida que o cenário de degradação é maior. Para qualquer um dos cenários considerados, este detalhe apresenta uma vida residual muito superior aos 100 anos de vida útil de projeto.

No caso do detalhe 3, ocorre uma significativa redução da sua vida residual nos cenários de degradação estrutural, sendo mesmo inferior ao tempo de vida útil da estrutura para algumas seções. Para o detalhe 4 o dano por fadiga também aumentou com os cenários de degradação D1 e D2.

Relativamente ao detalhe 3, um dos mais críticos em termos de dano por fadiga, e a título de exemplo, ilustram-se na Figura 6.19 os registos de tensão de cada comboio real e os histogramas de tensões para o período de um ano, considerando os cenários sem e com degradação (D2).



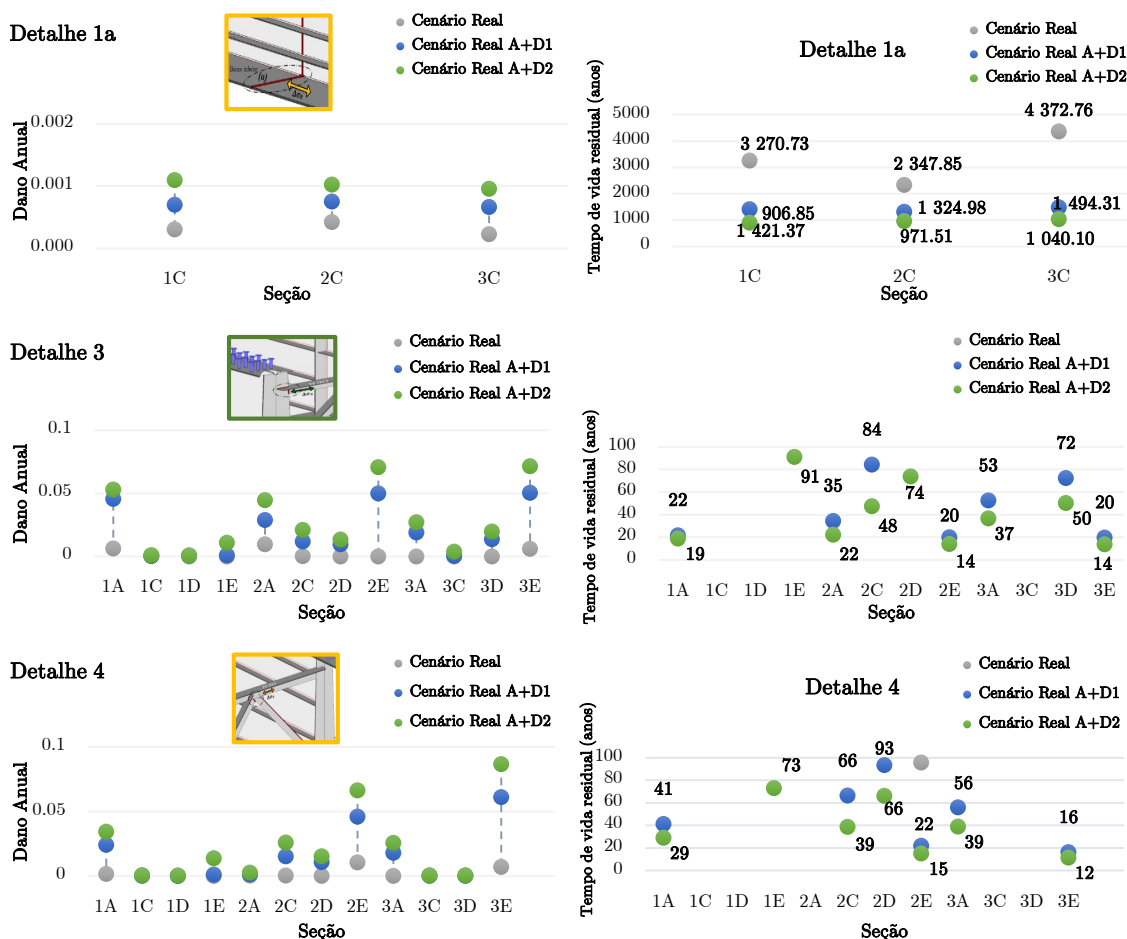
**Figura 6.19** – Registos de tensão e respetivos ciclos de tensão de cada comboio real considerando o período de um ano, para os cenários: a) real 1; e b) real com degradação (D2).

A observação da figura mostra uma translação e um aumento de ciclos de tensão acima da tensão limite de fadiga para o cenário com degradação D2. As diferenças dos valores do dano entre os cenários D1 e D2 não são significativas, pelo que não foi apresentado o cenário D1.

#### 6.4.4 Influência conjunta do aumento de carga e degradação

Foi também avaliada a influência conjunta do aumento de carga por eixo e da degradação estrutural no dano de fadiga nos detalhes 1a, 3 e 4. Estes cenários foram designados por A+D1, correspondente ao cenário com aumento de carga (A) em simultâneo com o cenário de degradação D1, e por cenário A+D2, associado aos cenários com aumento de carga (A) conjuntamente com o cenário de degradação da estrutura D2.

Na Figura 6.20 apresentam-se os valores do dano anual e respetivas estimativas do tempo de vida residual para os cenários A+D1 e A+D2, relativos aos detalhes 1a, 3 e 4.



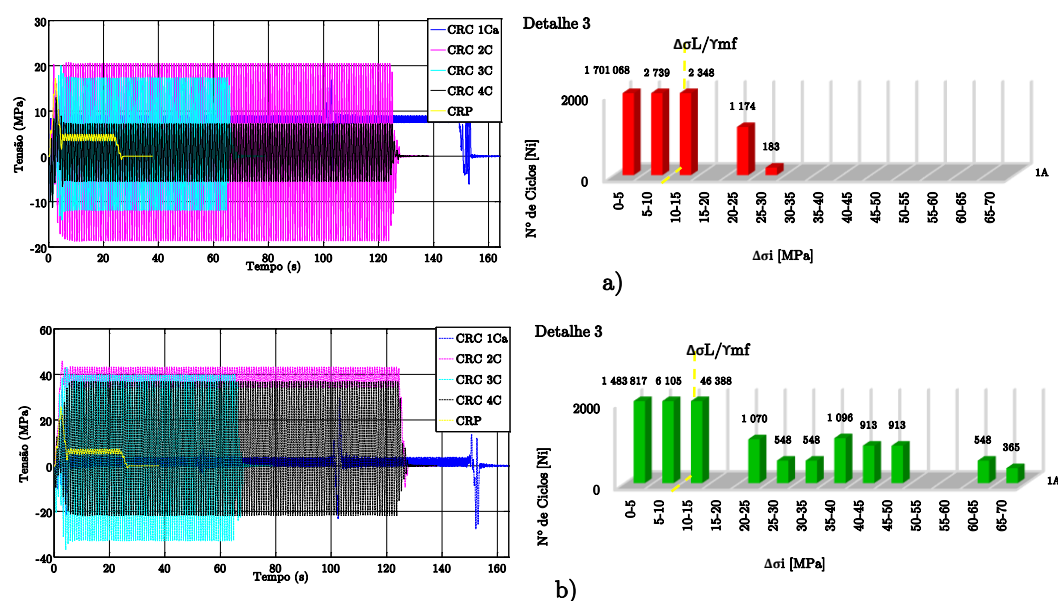
**Figura 6.20** – Valores do dano anual e respetivas estimativas do tempo de vida residual para os cenários A+D1 e A+D2 relativos aos detalhes 1a, 3 e 4.

No detalhe 1a existe um agravamento do dano por fadiga à medida que o cenário de tráfego tende a piorar. Contudo, mesmo para o cenário mais gravoso o dano não é significativo e durante a vida útil da estrutura não haverá rotura por fadiga neste detalhe.

No que concerne ao detalhe 3, observa-se em várias seções da estrutura que o efeito conjunto do aumento das cargas por eixo dos vagões com a degradação da estrutura pode ser perigoso, com reduções consideráveis da vida residual do detalhe.

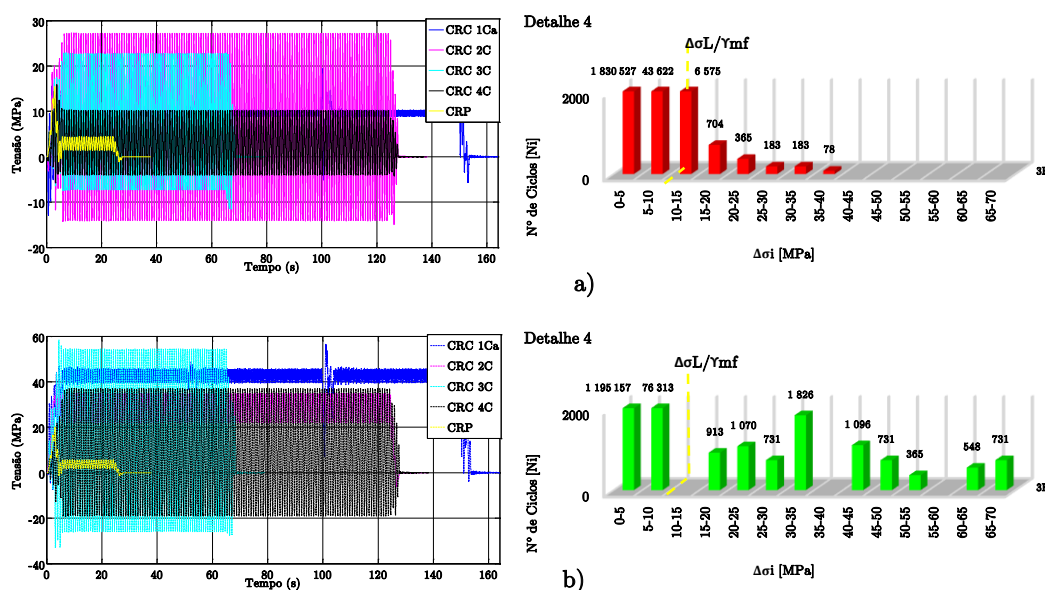
Em relação às análises efetuadas no detalhe 4, fica mais uma vez demonstrado o agravamento significativo do dano por fadiga devido ao acréscimo das cargas por eixo dos vagões em conjunto com o cenário de degradação da estrutura. Assim como no detalhe 3, este detalhe é crítico nas zonas de entrada e saída dos comboios sobre os tramos da ponte, sendo a sua vida residual para estes cenários de tráfego muito reduzida.

Nas Figuras 6.21 e 6.22 estão apresentados os registos de tensões e os espectros de tensão nos detalhes 3 e 4, referentes a um período de um ano e considerando o cenário de tráfego real e o cenário conjunto do aumento de carga e de degradação da estrutura A+D2.



**Figura 6.21** – Registos de tensões no detalhe 3 na seção 1A e correspondente histograma para um período de um ano, para os cenários de tráfego: a) real 1; e b) real A+D2





**Figura 6.22** – Registos de tensões no detalhe 4 na seção 2E e correspondente histograma para um período de um ano, para os cenários de tráfego: a) real 1; e b) real A+D2

A análise conjunta das figuras permite concluir que a consideração simultânea do aumento de carga e da degradação conduz a importantes acréscimos dos valores máximos das tensões por comparação com o cenário inicial. Como exemplo refira-se que a tensão máxima no detalhe 4 passou de 22.9 MPa para 58.4 MPa, para a passagem do comboio CRC\_3C.

Outro aspeto relevante diz respeito às amplitudes de tensões durante a passagem dos vagões, que aumentaram significativamente no cenário conjunto do aumento de carga e degradação. Esta situação fez com que o número de ciclos de tensão acima da tensão limite de fadiga aumentasse, originando por isso maiores danos por fadiga.

A comparação entre os cenários com degradação e aumento de carga por eixo e sem degradação permite ainda concluir que o aumento da severidade do dano estrutural teve repercussões nos valores dos ciclos de tensão, levando a uma translação dos ciclos para classes de tensão com valores mais elevados. Veja-se por exemplo o caso do detalhe 3 em que as amplitudes máximas de tensão para o cenário sem degradação passaram de um intervalo [25-30 MPa] para um intervalo máximo [65-70 MPa] no cenário conjunto de degradação da estrutura, e aumento de carga por eixo dos comboios.

A comparação dos cenários conjuntos A+D1 e A+D2 permite constatar que os resultados em termos de valores máximos de tensão e de contagem de ciclos são bastante próximos,

mostrando que o fator mais importante é a existência ou não de dano, sendo menos relevante a sua extensão.

#### 6.4.5 Influência do coeficiente parcial de resistência à fadiga ( $\gamma_{mf}$ )

O método do tempo de vida garantido, considerado nas análises anteriores, considera um coeficiente  $\gamma_{mf} = 1.35$  e é utilizado quando se pretende garantir um satisfatório comportamento da estrutura à fadiga ao longo de sua vida útil, sem necessidade de inspeções regulares.

No entanto, quando é implementado um programa de inspeções e manutenções regulares durante a vida útil da estrutura, destinado a detetar e corrigir danos de fadiga (método do dano controlado), o coeficiente parcial recomendado pela EN 1993-1-9 (2010) pode ser reduzido para 1.15.

Na Figura 6.40 apresentam-se os valores de vida residual (em anos) dos detalhes 3 e 4, que demonstraram ser os mais críticos nas análises anteriores, para os cenários de tráfego com aumento de carga (A), com degradação (D1 e D2) e com a ocorrência conjunta do aumento de carga e da degradação da estrutura (A+D1 e A+D2), considerando os coeficientes parciais de segurança iguais a 1.15 e 1.35.

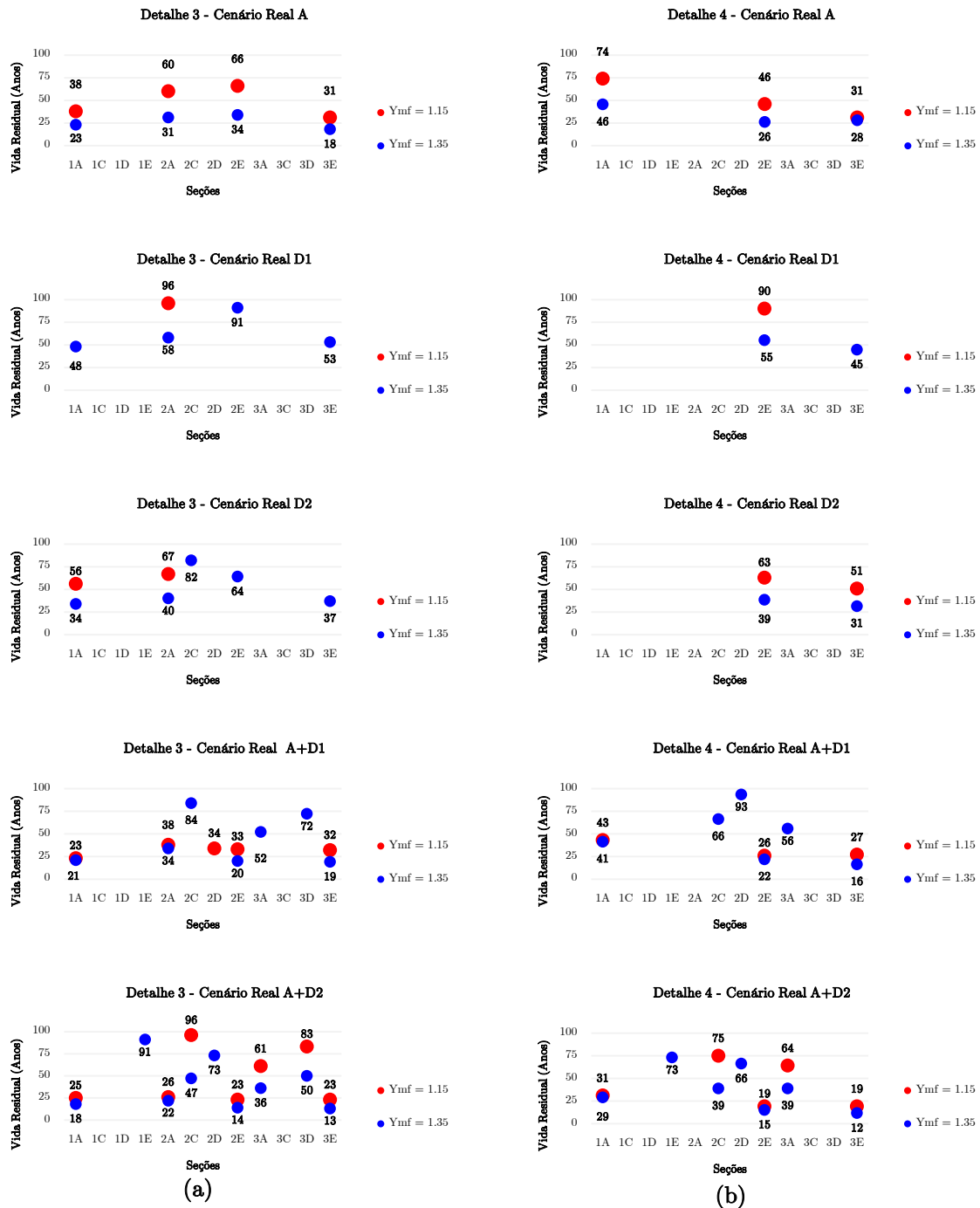


Figura 6.23 – Vida Residual (anos) em função do coeficiente parcial de segurança  $Y_{mf}$ .

(a) Detalhe 3; e (b) Detalhe 4

A observação da figura mostra que para o cenário de tráfego A os valores de vida residual de ambos os detalhes aumentam aproximadamente para o dobro no caso da utilização do método do dano controlado, sendo contudo ainda inferiores aos 100 anos de vida útil da estrutura.

No caso do cenário de degradação D1, a utilização do coeficiente  $\Upsilon_{mf} = 1.15$ , exclui a hipótese da rotura por fadiga durante a vida útil da estrutura em quase todas as seções onde se localizam os detalhes analisados. Para o cenário de degradação estrutural D2, a vida residual dos elementos também sofre um aumento, ainda assim insuficiente uma vez que apenas se atinge aproximadamente metade da vida útil exigida para a estrutura.

Relativamente aos cenários conjuntos de aumento das cargas e degradação estrutural (A+D1 e A+D2), verifica-se que para a maior parte das seções onde se localizam ambos os detalhes ocorre um aumento pouco significativo da sua vida residual ainda que se considere o método do dano controlado ( $\Upsilon_{mf} = 1.15$ ). Para qualquer um destes cenários o período de vida residual é sempre inferior a 100 anos.

## CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 7.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho é realizado o estudo dinâmico e de fadiga de uma ponte ferroviária com tabuleiro compósito bi-vigado, a ponte sobre o rio do Sonho, localizada na linha ferroviária de Carajás no nordeste do Brasil. Deste estudo foram possíveis retirar observações e conclusões que são descritas seguidamente.

Em relação ao estudo do efeito compósito via-tabuleiro, foi possível verificar através de uma comparação dos valores das frequências dos 20 modos globais da estrutura obtidas a partir dos modelos com e sem via, que a inclusão da via no modelo numérico provocou um aumento das frequências de todos os modos de vibração.

Foi avaliada também a possibilidade da plastificação da camada do balastro, nas zonas entre tramos ou entre os tramos e os encontros, devido à atuação isolada ou conjunta das ações devidas ao tráfego e à variação da temperatura no tabuleiro. Através deste estudo foi possível concluir que o deslocamento longitudinal máximo ( $u_0 = 2.0$  mm) referente à plastificação do balastro não foi atingido para nenhum dos casos analisados, pelo que nas análises dinâmicas foi considerado um comportamento elástico e linear deste material.

No que diz respeito ao comportamento dinâmico da ponte ferroviária sobre o rio do Sonho, as análises dinâmicas foram realizadas por intermédio do programa Train-Bridge Interaction (TBI) considerando uma metodologia de cargas móveis. A resolução do problema dinâmico foi efetuada com recurso ao método da sobreposição modal, utilizando 45 modos de vibração, e a resolução das equações modais foi conseguida através do método de Newmark para um incremento de tempo igual a 0.001 s. Os coeficientes de amortecimento modais foram adotados com um valor constante igual a 0.5 %.

Para as análises foram considerados os comboios reais de mercadorias e passageiros e os comboios regulamentares de fadiga. A resposta dinâmica foi avaliada em termos de deslocamentos, acelerações e tensões em 15 seções de controlo ao longo da estrutura (5 seções por cada tramo da ponte).

No estudo da resposta dinâmica para os comboios reais foi possível concluir que o comboio real CRC\_1Ca é o que provoca os maiores deslocamentos, na ordem dos 6,8 mm, no banzo inferior da viga principal. Ainda assim o valor máximo do deslocamento ficou muito abaixo dos 15,6 mm obtido através do modelo de cargas LM71 majorado pelo fator dinâmico. Tal permitiu demonstrar que este modelo regulamentar, utilizado no dimensionamento de pontes ferroviárias, é capaz de abranger os comboios reais de mercadorias em termos de deslocamentos.

Em relação às acelerações, o valor máximo observado no banzo inferior da viga principal no tramo 2 da ponte foi igual a  $0.18 \text{ m/s}^2$ , e corresponde à passagem do comboio real CRC\_1Ca. Por outro lado, e mais uma vez, o comboio menos gravoso em termos de acelerações é o comboio real de passageiros, com uma aceleração máxima igual a  $0.09 \text{ m/s}^2$ .

Em termos de tensões registadas no banzo inferior da viga principal para a passagem dos comboios reais, foi possível concluir que o valor máximo da tensão obtida neste elemento foi igual a 35.4 MPa, e ocorreu para a passagem do comboio real CRC\_1Ca que tem cargas por eixo de aproximadamente 310 kN. O efeito da passagem dos grupos de eixos dos vagões igualmente espaçados foi visível nos registos através das oscilações das tensões, mais ou menos prolongadas, consoante o comprimento do comboio. No caso do comboio real CRC\_1Ca este efeito foi menos pronunciado em virtude do menor comprimento dos vagões que faz com que a entrada ou saída de um grupo de eixos na ponte tenha menores repercussões na variação das tensões.

Os valores máximos dos deslocamentos obtidos para a passagem dos comboios regulamentares foram sempre inferiores aos provocados pelos comboios reais de mercadorias e de passageiros.

Foi possível observar que o comboio que provoca maiores valores de acelerações não tem necessariamente que ser o comboio mais gravoso em termos de cargas por eixo. A velocidade de circulação dos comboios mostrou ser importante na resposta da estrutura em termos de acelerações.

Foi observado que o registo com tensões mais elevadas no banzo inferior da viga principal no tramo 2 correspondeu à passagem do comboio de fadiga CF5, com um valor igual a 25.7 MPa. Este comboio de mercadorias está incluído em todos os cenários de tráfego de fadiga regulamentares.

Os valores de tensão máxima obtidos através da passagem do comboio real CRC\_1Ca, são bastante superiores aos valores obtidos para a passagem do comboio CF5, demonstrando assim a importância de se ter utilizado os comboios reais na análise da fadiga.

Por outro lado também foi possível observar que os comboios de fadiga com velocidades de circulação acima de 160 km/h foram os que provocaram menores tensões na estrutura, uma vez que os efeitos dinâmicos decorrentes da passagem dos grupos de eixos são pouco notórios e por isso não condicionaram a resposta.

De entre os três cenários de tráfego regulamentares analisados, o cenário de tráfego pesado é o que possui o conjunto de comboios que originaram maiores valores de tensões no banzo inferior da viga principal.

Verificou-se que a consideração de apenas os modos globais (20 modos) para a resposta da estrutura pode levar a erros consideráveis sendo que as maiores diferenças ocorrem a meio dos tramos. No caso dos valores de acelerações obtidos ao longo do desenvolvimento da ponte, estas variaram até 30% dependendo da consideração ou não dos modos locais da laje do tabuleiro e da estrutura metálica na resposta dinâmica.

Em relação às diferentes configurações de cargas do comboio real CRC\_1C (a, b e c) observou-se que a passagem do comboio CRC\_1Cc sobre a ponte provocou amplificações dinâmicas visíveis nos registos de acelerações e deslocamentos em quase todas as seções de controlo. Esta amplificação ocorre no momento em que as 2 locomotivas intermédias

atravessaram o tramo intermédio da estrutura. Durante este período a estrutura passou de um ciclo de comportamento periódico resultante da atuação dos vagões para um regime transitório provocado pela passagem das duas locomotivas sucessivas, que têm distâncias entre eixos superiores, e que com a passagem dos vagões subsequentes impôs uma alteração na resposta da estrutura.

Na avaliação do dano por fadiga comparou-se o cenário de tráfego regulamentar pesado com os cenários reais. Concluiu-se que os cenários de tráfego reais são sempre mais gravosos que o cenário regulamentar pesado e foi verificado nestas análises que os detalhes 1b, 5b, 6 e 7 não estão sujeitos a qualquer dano por fadiga e portanto provavelmente não haverá rotura nestes elementos ao longo da vida útil da ponte.

Observou-se ainda uma variação dos ciclos de tensões em função dos diferentes tipos de comboios reais de mercadorias, que têm diferentes configurações de cargas por eixo.

Através destas análises ficou clara a incapacidade dos modelos regulamentares dos comboios de fadiga em abranger os efeitos dos comboios reais de mercadorias. Apenas o comboio CF5 se aproxima ligeiramente dos comboios reais de mercadorias utilizados nas análises da fadiga, sendo no entanto as suas cargas por eixo inferiores às cargas dos comboios de mercadorias analisados.

Na avaliação do dano de fadiga verificou-se que os detalhes mais críticos são o 3 e o 4, que em algumas seções chegaram a ter uma vida residual inferior aos 100 anos para os cenários de tráfego reais.

No caso das análises paramétricas ao dano por fadiga realizadas em diversos detalhes construtivos, foi estudada a influência do aumento de velocidade, da configuração de cargas dos comboios, da degradação da estrutura e do coeficiente parcial de resistência à fadiga nos valores do dano por fadiga e da respetiva vida residual.

Em relação ao aumento de velocidade, foi possível concluir que a variação de velocidades do comboio real CRC\_1Ca para uma gama de valores entre 80-200 km/h não influenciou de



forma significativa o dano causado no detalhe 1a, sendo mesmo a velocidade de circulação real do comboio (80 km/h) aquela que provoca o maior dano por passagem.

Em relação ao aumento de carga, nos detalhes mais críticos, 3 e 4, correspondentes à ligação soldada entre o perfil de contraventamento superior e as nervuras verticais, e à ligação em “K”, respetivamente, foi possível observar que na perspetiva do aumento de carga por eixo previsto para os comboios reais juntamente com a degradação da estrutura, devem existir cuidados especiais de inspeção no futuro, principalmente nas seções de entrada e saída dos tramos da ponte, por serem zonas onde o impacto sofrido pela estrutura aquando da passagem dos comboios é maior. O aumento da carga por eixo dos vagões, correspondente ao cenário real A, agravou o dano nas seções de entrada e saída dos tramos (Seções 1A, 2A e 3E), as quais já haviam sido identificadas como críticas no cenário sem aumento de carga por eixo, e induziu dano em seções que à priori não estavam sujeitas ao dano (2D, 3A e 3D), próximas dos apoios e encontros da ponte.

No que diz respeito à degradação da estrutura o dano geralmente aumentou em todas as seções analisadas. No caso do detalhe 3, verificou-se uma significativa redução da sua vida residual. Para algumas seções o período de vida residual revelou-se inferior ao tempo de vida útil da estrutura. No detalhe 4 o dano por fadiga também aumentou nos cenários de degradação D1 e D2.

Em relação à influência conjunta do aumento de carga e da degradação da estrutura, observou-se, para os detalhes mais críticos, consideráveis reduções em várias seções da estrutura. Este cenário provocou comparativamente ao cenário real inicial acréscimos importantes nos valores máximos das tensões. Como exemplo refira-se que a tensão máxima no detalhe 4 passou de 22.9 MPa para 58.4 MPa, por efeito da passagem do comboio CRC\_3C.

As amplitudes de tensões também aumentaram significativamente durante a passagem dos vagões. Esta situação levou a um aumento do número de ciclos de tensão acima do limite de fadiga, originando por isso maiores danos por fadiga.

A comparação entre os cenários conjuntos de degradação e aumento de carga por eixo com o cenário base sem degradação permitiu ainda concluir que o aumento da severidade do dano estrutural tem repercussões gravosas nos valores dos ciclos de tensão, conduzindo inevitavelmente a uma translação dos ciclos para classes de tensão com valores mais elevados. No caso do detalhe 3 as amplitudes máximas de tensão passaram de um intervalo de [25-30 MPa] (cenário sem degradação), para um intervalo de [65-70 MPa] (cenário conjunto com degradação e aumento de carga por eixo dos comboios). A comparação dos cenários conjuntos permitiu constatar que os resultados em termos de valores máximos de tensão e de contagem de ciclos são bastante próximos, o que sugere que o fator mais importante é a existência ou não de dano, sendo menos relevante a sua extensão.

Por último, foi analisada a influência da utilização do método do tempo de vida garantido ( $\Upsilon_{mf} = 1.35$ ) em relação a consideração do método do dano controlado ( $\Upsilon_{mf} = 1.15$ ). Nestas análises ficou demonstrado um aumento da vida residual dos detalhes mais críticos (3 e 4). Para alguns cenários reais de tráfego, nomeadamente o real A, o real A+D1 e o real A+D2, a vida residual sofreu em algumas seções um aumento muito pouco significativo. Tal ocorreu porque os ciclos de tensão capazes de provocar dano são os mesmos, alterando-se apenas o valor da tensão limite de fadiga. No caso dos detalhes 3 e 4, a amplitude máxima de tensão passou de 10.8 MPa quando a verificação é feita considerando um coeficiente parcial  $\Upsilon_{mf} = 1.35$ , para 12.7 MPa na situação em que se adotou um  $\Upsilon_{mf} = 1.15$ . A redução destes ciclos de tensões acima do limite da fadiga é insignificante em alguns casos onde os intervalos de tensão são elevados. Mas nos casos em que os ciclos de tensão estão no limite de não provocar dano, portanto, ligeiramente acima da tensão limite de fadiga, pode ocorrer um aumento da vida residual dos detalhes mais críticos analisados.

Verificou-se também que a configuração de cargas dos diferentes tipos de vagões influenciou a avaliação do dano, uma vez que o comboio que provoca maior dano para um detalhe numa seção específica da ponte, não é necessariamente o que irá provocar maiores danos em todos os outros detalhes ou em todas as outras seções da estrutura. Os ciclos de tensão induzidos pela passagem destes comboios estão evidentemente associados às distâncias entre eixos das

cargas do comboio, que variam dependendo do tipo de vagão ou do tipo de mercadoria transportada.

## 7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Ao longo desta dissertação surgiram diversas perspectivas em relação ao tema da fadiga em pontes ferroviárias sob ação de tráfego de mercadorias que poderão ser aprofundados em desenvolvimentos futuros.

Neste sentido, apresentam-se algumas propostas para possíveis desenvolvimentos futuros:

1. Calibração experimental do modelo numérico desenvolvido com base em ensaios de vibração ambiental;
2. Instrumentação da ponte ferroviária sobre o rio do Sonho para a passagem de tráfego tendo em vista a validação do modelo analisado, nomeadamente em termos de deformações em alguns elementos estruturais chave;
3. Aplicação de metodologias de análise da fadiga baseadas na Mecânica da Fratura.
4. Aperfeiçoamento do programa desenvolvido FADBridge, na perspectiva da realização de uma interligação com programas comerciais.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### A

Afonso, D. (2007) – *Verificação à fadiga de pontes metálicas ferroviárias*. Tese de mestrado, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre (RS), Brasil.

Albuquerque, C. (2008) – *Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro ortotrópico em vias de alta velocidade*. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Almeida, R. (1990) – *Ruptura de longarinas metálicas nas pontes da superintendência regional Curitiba no trecho Paranaguá-Curitiba - Um caso de colapso devido à fadiga*.

Ancaş, A. e Gorbănescu, D. (2006) – *Theoretical models in the study of temperature effect on steel mechanical properties*. Bulletin of the Polytechnic Institute of Jassy. Tome: LII (LVI), Fascicle: 1-2. Jassy, Romania.

ANSYS (2010) – *ANSYS mechanical APDL tutorials*. ANSYS, Inc., Release 13.0.

ANSYS (2009) – *Modeling and meshing guide*. ANSYS, Inc., Release 12.0.

ANSYS (2001) – *Theory*. ANSYS, Inc., Release 5.7, Cap.14. Páginas (461-956).

ANTF (2010) – Associação Nacional de Transportadores Ferroviários – *Agenda estratégica para o desenvolvimento do setor ferroviário*. Brasília (DF), Brasil.

ANTF (2010) – Associação Nacional de Transportadores Ferroviários – *A importância das ferrovias para o futuro do país*. IV Brasil nos Trilhos. Brasília (DF), Brasil.

ANTF, (2010) – Associação Nacional de Transportadores Ferroviários – *O Brasil vai bem de trem*. Brasília (DF), Brasil.

ANTF (2013) – Associação Nacional de Transportadores Ferroviários – *Balanço do transporte ferroviário de cargas no Brasil*. São Paulo (SP), Brasil.

ANTF (2013) – Associação Nacional de Transportadores Ferroviários – *Ferrovias: O Brasil trilha um novo rumo*. Brasília (DF), Brasil.

ANTF (2013) – Associação Nacional de Transportadores Ferroviários – *Transporte ferroviário de cargas no Brasil*. Brasília (DF), Brasil.

ANTT (2012) – Agência Nacional de Transportes Terrestres – Evolução do transporte ferroviário. Brasília (DF), Brasil.

ANTT (2013) – Agência Nacional de Transportes Terrestres – *Declaração de rede 2013: Estrada de Ferro Carajás*. Brasília (DF), Brasil.

Ariduru, S. (2004) – Fatigue life calculation by Rainflow counting method. Master degree of Science, Department of Mechanical Engineering, Middle East Technical University. Çankaya, Ankara, Turkey.

Azevedo, A. (2003) – *Método dos elementos finitos*. 1ª edição. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

AWS (2010) – Structural Welding Code – Steel, 22<sup>nd</sup> edition. American National Standard Institute. Miami, USA.

## B

Barbero, J. (2001) – *Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia*, Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.

Biondini, F. (2013) – Life-cycle structural performance of concrete bridges. Associação Portuguesa para a Segurança e Conservação de Pontes. Department of Civil and Environmental Engineering, Politecnico di Milano. Milan, Italy.

Branco, C., Fernandes, A. e Castro, P. (1999) – *Fadiga de Estruturas Soldadas*, Fundação Calouste de Gulbenkian, Lisboa.

## C

Calçada, R. (1995) – *Efeitos dinâmicos em pontes resultantes de tráfego ferroviário a alta velocidade*. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Cardoso, M. (2007) – *Avaliação da integridade estrutural de pontes metálicas da ferrovia turística Ouro Preto/Mariana (MG) por meio de modelagem numérica e técnicas laboratoriais*. Dissertação de pós-graduação. Escola de Minas, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto (MG), Brasil.

Chapman, S. (2008) – *MATLAB programming for engineers*, 4<sup>th</sup> edition. Thomson. London, United Kingdom.

Chopra, A. (2006) – *Dynamic of structures: theory and applications to earthquake engineering*, 3<sup>rd</sup> edition. Pearson: Prentice Hall.

Clough, R. and Penzien, J. (2003) – *Dynamics of Structures*, 3<sup>rd</sup> edition. New York: McGraw-Hill

Cruz, M. (2004) – *Breve introdução ao MATLAB no âmbito da análise numérica*. Instituto Superior de Engenharia do Porto. Porto, Portugal.

## D

Depiero, A.H; Paasch, R.K; Lovejoy, S.C. (2002) – *Finite-Element Modeling of Bridge Deck Connection Details*. Journal of Bridge Engineering. Oregon State, vol.7,n.4 p.229 -235

De Roeck et al., (2012) – *Fatigue assessment of a composite railway bridge for high speed trains. Part I: Modeling and fatigue critical details*. Journal of Constructional Steel Research. Volume 82 (2013), pág.234-245.

De Roeck et al., (2012) – *Fatigue assessment of a composite railway bridge for high speed trains. Part II: Conditions for which a dynamic analysis is needed*. Journal of Constructional Steel Research. Volume 82 (2013), pág.246-254.

Dick (2006) – *Estimation of cycles for railroad girder fatigue life assessment*. Bridge Structures. Vol. 2, No. 4, pág.179-190.

## E

EN 1990 (2002) – Eurocode – *Basis of structural design*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

EN 1990-prAnnexA2 (2003) – Eurocode – *Basis of structural design. Annex A2: Application for bridges* (Normation). European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

EN 1991-2 (2003) – Eurocode 1: *Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

EN 1993-1-9 (2010) – *Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço – Parte 1-9: Fadiga*. Comité Européen de Normalização. Bruxelas, Belgica.

EN 1993-2 (2004) – *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges*. European Committee for Standardization (CEN). Brussels, Belgium.

EN1994-2 (2005) – *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 2: Rules for bridges*, European Committee for Standardization (CEN). Brussels, Belgium.

ERRI D214/RP 2 (1999) – *Rail Bridges for speeds > 200 km/h. Recommendations for calculation of bridge deck stiffness*. European Rail Research Institute. Utrecht, Netherlands.

ERRI D214/RP6 (1999) – *Railway bridges for speeds > 200 km/h. Calculations for bridges with simply-supported beams during the passage of a train*. Utrecht, Netherlands: European Rail Research Institute (ERRI).

ERRI D214/RP, 9 (1999) – *Rail Bridges for speeds > 200 km/h. Final Report*. European Rail Research Institute. Utrecht, Netherlands.

Esveld, C. (2001) – *Modern railway track*, 2nd Edition. MRT - Productions.

## F

Feng, H. (2011) – *3D-models of railway track for dynamic analysis*. Master degree project. Department of Transport Science, School of Architecture and the Built Environment, Royal Institute of Technology. Stockholm, Sweden.

Figueiredo, H. (2007) – *Dinâmica de pontes mistas aço-betão em linhas de alta velocidade*. Tese de mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Freyssinet (1996) – *Mechanical pot bearings - TETRON CD*, 2002. Velizy Cedex, France.

Frýba, Dynamics of Railway Bridges. Thomas Telford, Prague.

## G

Goicolea, J., Gabaldón, F., Domínguez, J. e Navarro, J. (2004) – *Dynamic loads in new engineering codes for railway bridges in Europe and Spain*, Proceedings of Workshop Bridges for high-speed railways, FEUP, Porto.

Gregory, E. and Armstrong, A. (2005) – *Welding symbols on drawings*. Woodhead Publishing Limited. Abington, England.

## I

ICE (2008) – *Manual of bridge engineering*, 2<sup>nd</sup> edition.

Indian Railways Institute of Civil Engineering. (2006) – *Bridge Bearings*. Pune, India.

## K

Karoumi, R. (2007) – *Some modeling aspects in the analysis of dynamic effects of passing trains on bridges*. Sustainable Bridges.



Kumaran, G.; Menon, D.; Nair, K. (2002) – *Dynamic studies of railtrack sleepers in a track structure*. Journal of Sound and Vibration. Volume 268 (2003), pág.485-501.

## L

Laeta (2012) – *O transporte ferroviário de passageiros e mercadorias*. Laboratório Associado de Energia, Transportes e Aeronáutica. Lisboa, Portugal

Laje, C. (2008) – *Fadiga em estruturas metálicas tubulares soldadas*. Dissertação de pós-graduação. Escola de Minas, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto (MG), Brasil.

## M

Maia, L. (2008) – *O transporte ferroviário de mercadorias: o caso europeu*. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Marques, F. (2006) – *Avaliação do comportamento estrutural e análise de fadiga em pontes metálicas ferroviárias*. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Martínez Rodrigo, M. D. (2009) – *Atenuación de vibraciones resonantes en puentes de ferrocarril de alta velocidad mediante amortiguadores fluido-viscosos*. Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politecnica de Valencia. Valencia, Espanha.

Moaveni, S. (1999) – *Finite element analysis – Theory and application with ANSYS*. Prentice Hall.

## N

Nakanone, Y.; Yoshimoto, S.; Stolarsky, T. (2006) – *Engineering analysis with ANSYS software*. Elsevier Butterworth-Heinemann. Oxford, England.

NBR 5884 (2005) – *Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico – Requisitos gerais*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Comitê Brasileiro de Construção Civil. Rio de Janeiro (RJ), Brasil.

NBR 7189 (1985) – *Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Comitê Brasileiro de Construção Civil. Rio de Janeiro (RJ), Brasil.

NBR 8681 (2003) – *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Comitê Brasileiro de Construção Civil. Rio de Janeiro (RJ), Brasil.

Ngan, C. (2008) – *Fatigue Design Basics in Accordance with the Canadian Code and the Eurocode*.

## P

Paz, M. (1997) – *Structural dynamics: Theory and computation*, 4<sup>th</sup> edition. New York: Chapman & Hall.

Pinho, F. e Bellei, I. (2007) – *Pontes e viadutos em vigas mistas*. Instituto Brasileiro de Siderurgia – Centro Brasileiro da Construção em Aço. Rio de Janeiro (RJ), Brasil.

PROFIP (2012) – Catálogo: Aparelhos de apoio mecânico. [www.protende.com.br/profip/vf.htm](http://www.protende.com.br/profip/vf.htm) (acesso em 11/2012).

## R

Ribeiro, D. (2004) – *Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade*. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Ribeiro, D. (2012) – *Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: modelação numérica, calibração e validação experimental*. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Ribeiro, D.; Rocha, J.; Marques, F. (2013) – *Fadiga de Estruturas Metálicas segundo os Eurocódigos*, Apresentação de suporte à disciplina de Projeto da licenciatura em Engenharia Civil do ISEP. Porto, Portugal.

Rocha, J. (2009) – *Análise de fadiga de uma ponte com tabuleiro metálico ortotrópico em via de alta velocidade*. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Russo, L. (2012) – *Contribuição ao processo de avaliação técnica e seleção dos componentes da grade ferroviária para a implantação em ferrovias de transporte de carga*. Tese de mestrado. Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, Brasil.

Ryu, H.; and Kim, Y.; Chang, S. (2006) – *Crack control of a continuous composite two-girder bridge with prefabricated slabs under static and fatigue loads*. Engineering Structures. Vol. 29 (2007), pág.851-864.

## S

Sampaio, R.; Souza, R.; Lobato, S.; Amador, S.; Monteiro, R.; Queiroz, R.; Azevedo, A. (2012) – *Experimental and numerical modal analysis of a railway prestressed concrete bridge span*. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará. Belém (PA), Brasil.

Santos, R. and Oliveira, D. (2012) – *Vida útil à fadiga de uma ponte ferroviária na estrada de ferro Carajás*. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. Vol. 5. No. 5, pág.627-658.

Silva, H. (2010) – *Transições aterro-ponte em vias férreas de alta velocidade*. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Simões, R. (2009) – *Interação via-ponte em linhas ferroviárias de alta velocidade*. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

## T

Teixeira, R. (2004) – *Metodologias de análise de fadiga em componentes estruturais de aço baseada na mecânica da fratura*. Curso de mestrado em engenharia de estruturas. Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte (MG), Brasil.

Tembe, A. (2001) – *Fadiga em Pontes Mistas Aço-betão*. Tese de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Thompson, L. (2010) – *A vision for railways in 2050*. International Transport Forum. Forum Papers.

Toolbox (2011) – The Engineering Toolbox. [www.engineeringtoolbox.com/young-modulus-d\\_417.html](http://www.engineeringtoolbox.com/young-modulus-d_417.html) (acedida em 4/2011)

## U

UIC Code 774-3 R (2006) – *Track/Bridge Interaction. Recommendations for calculations*. Union Internationale des Chemins de Fer (UIC).

## V

VALE (2010) – *Manual Técnico da via permanente*. Norma de utilização interna. São Luís (MA), Brasil.

VALE (2009) – *Trens de passageiros da Vale* – EFVM e EFC.

Vossloh (2004) – Ficha técnica da palmilha modelo Zw687.

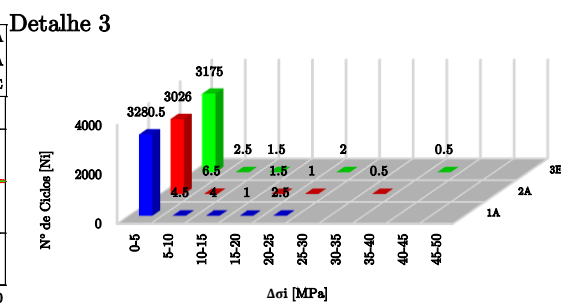
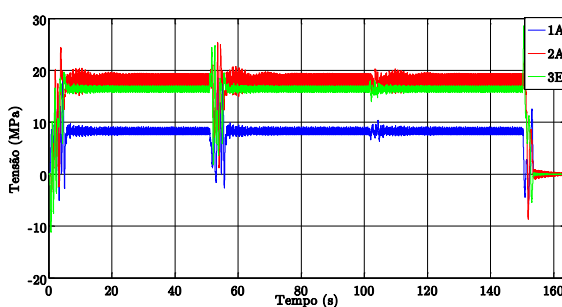
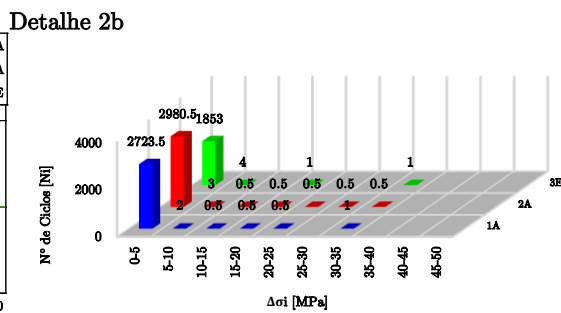
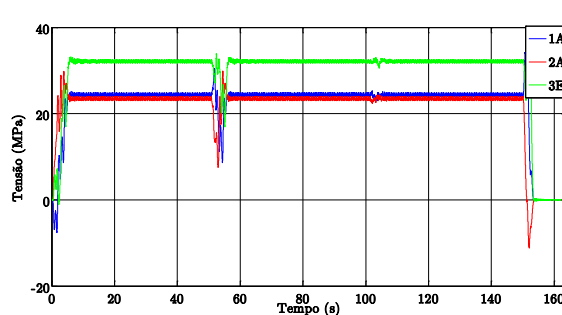
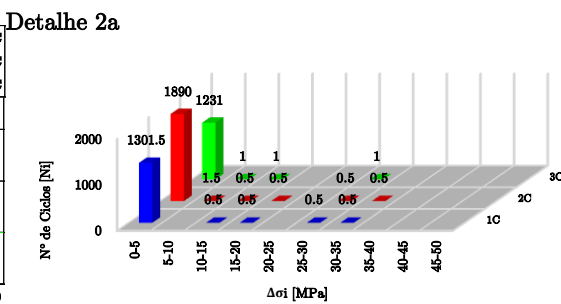
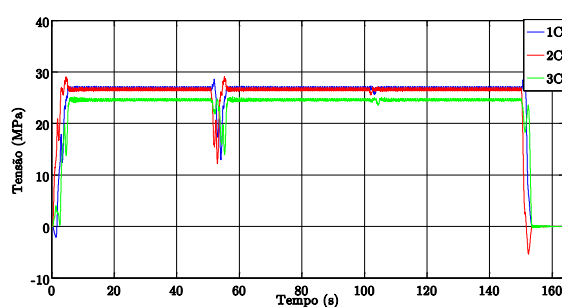
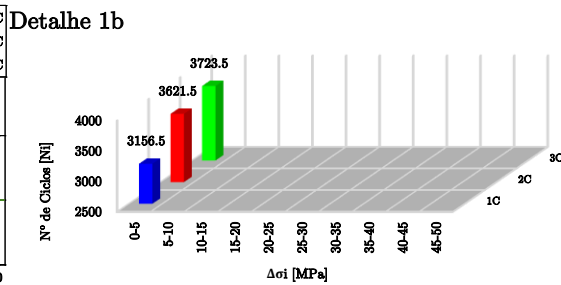
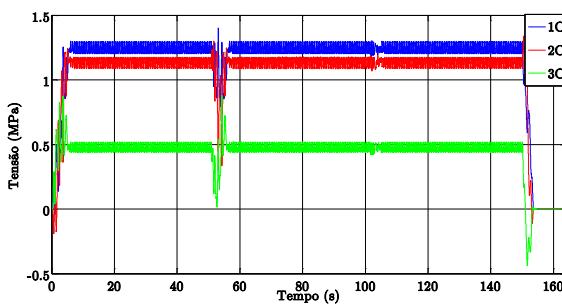
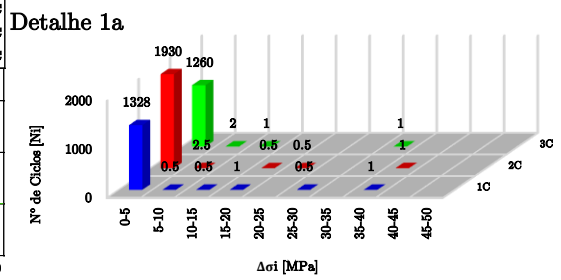
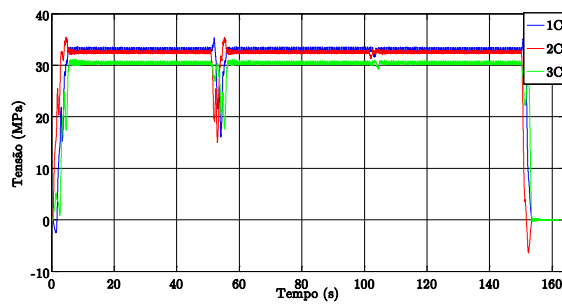
## **Z**

Zhai, W.; Wang, K.; Lin, J.; (2003) – *Modeling and experiment of railway ballast vibrations*.  
Journal of Sound and Vibration. Volume 270 (2004), pág.673-683

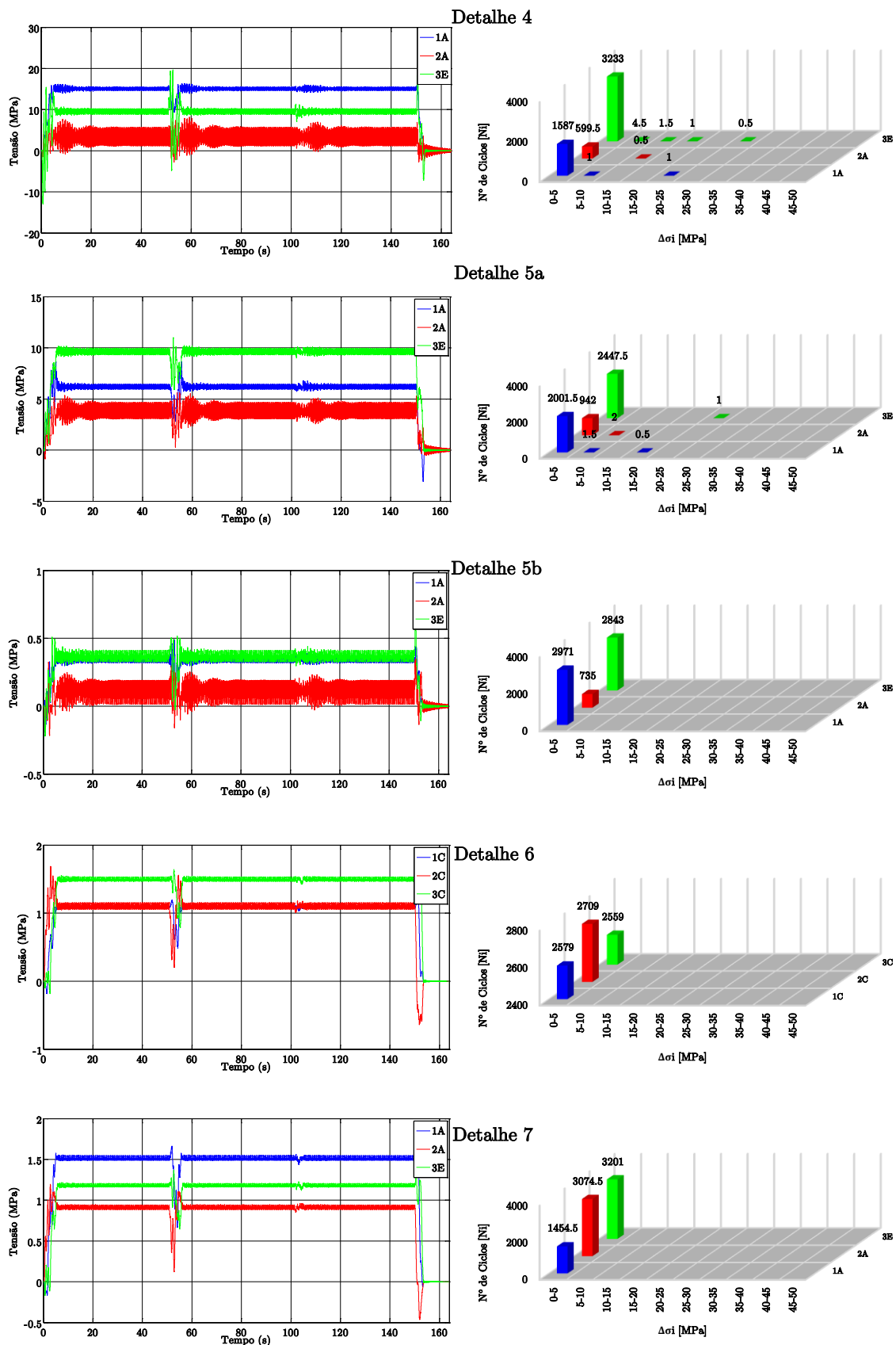
## ANEXO I



**I.1 – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio CRC\_1Cb à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais.**

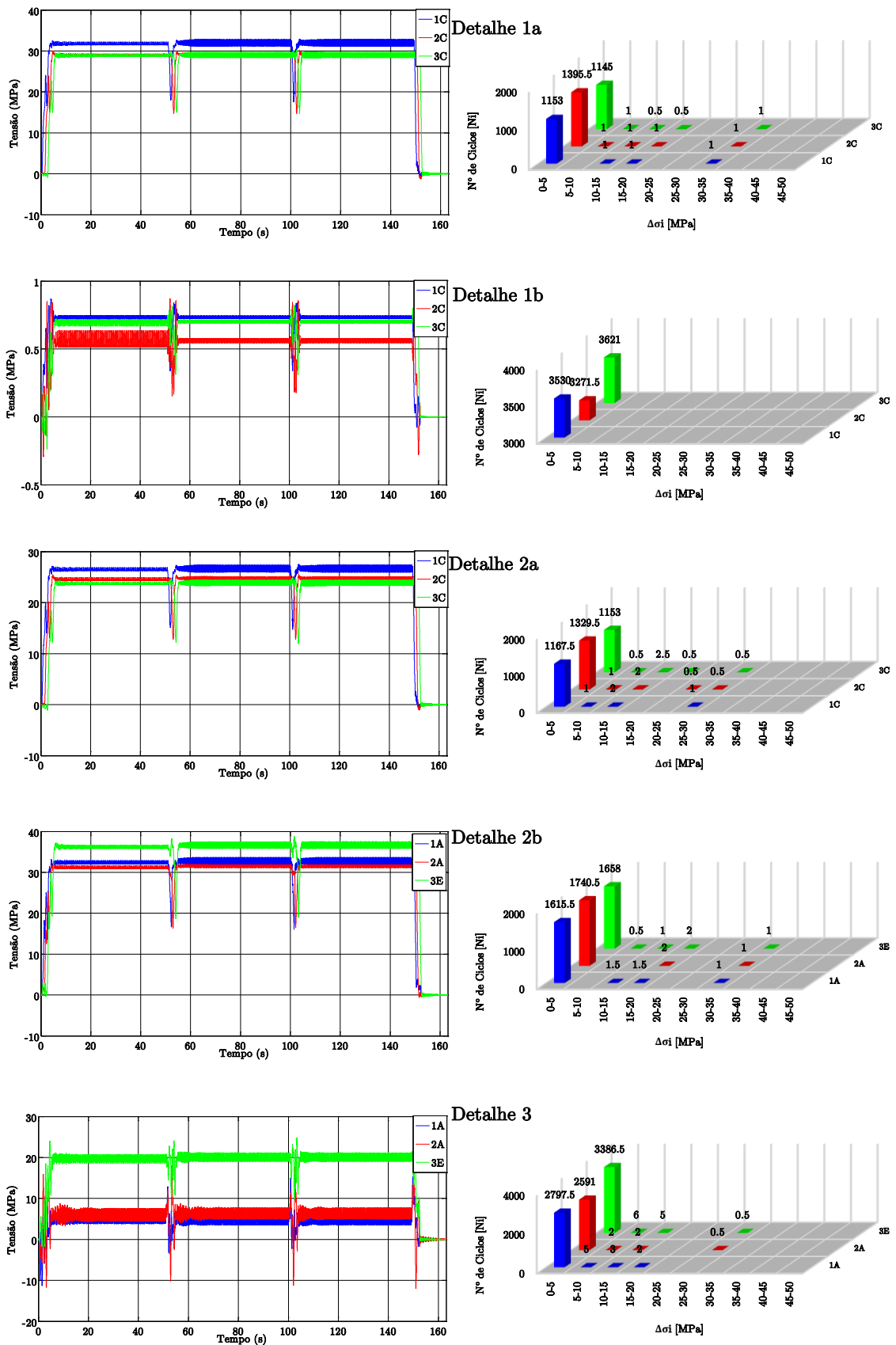


I.1 (cont.) – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio  
CRC\_1Cb à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais.

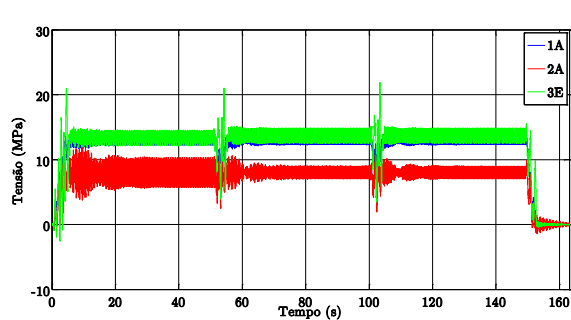




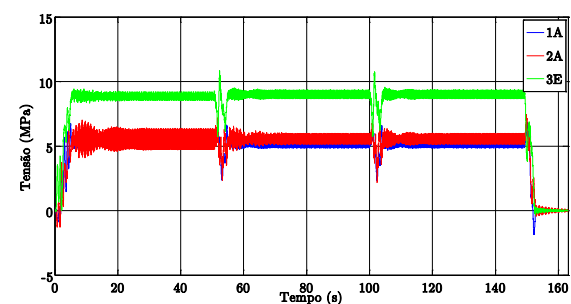
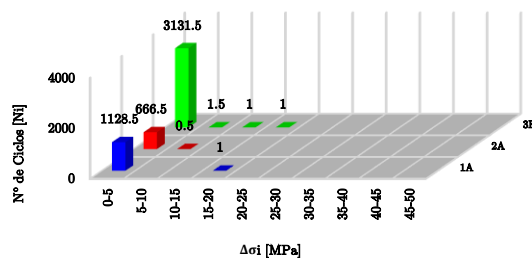
I. 2 – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio  
CRC\_1Cc à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



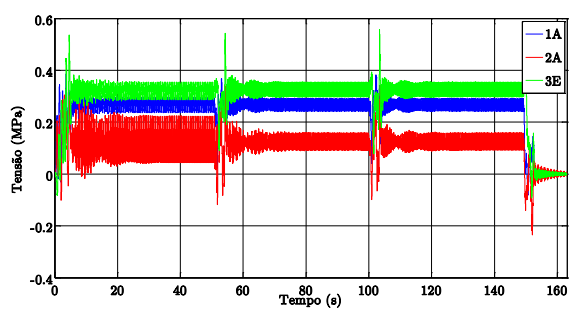
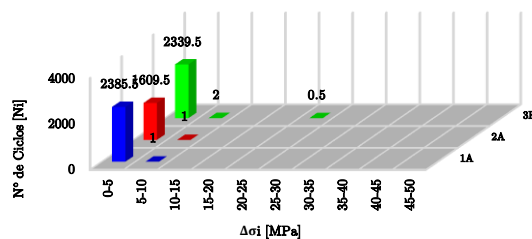
I.2 (cont.) – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio  
CRC\_1Cc à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



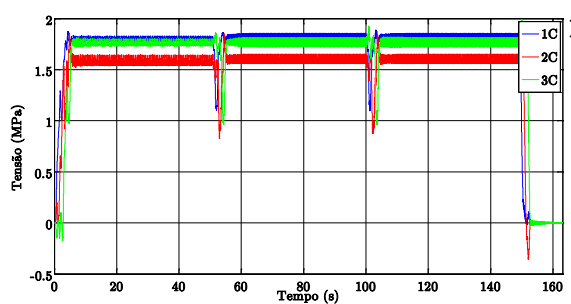
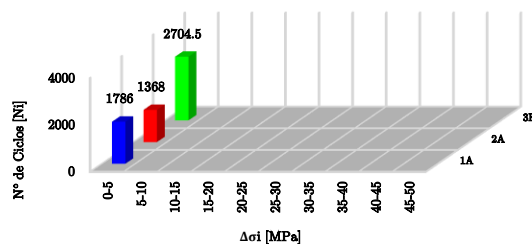
Detalhe 4



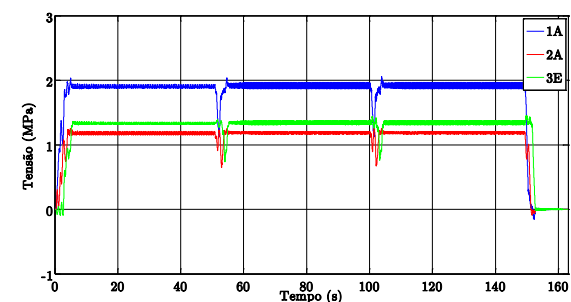
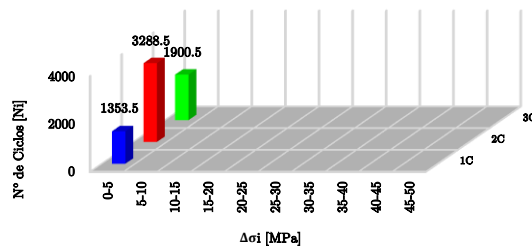
Detalhe 5a



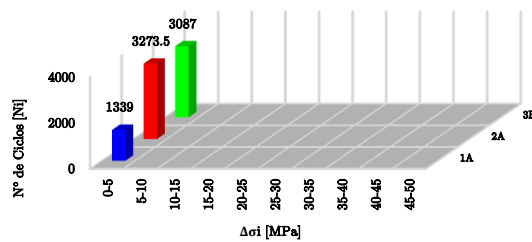
Detalhe 5b



Detalhe 6

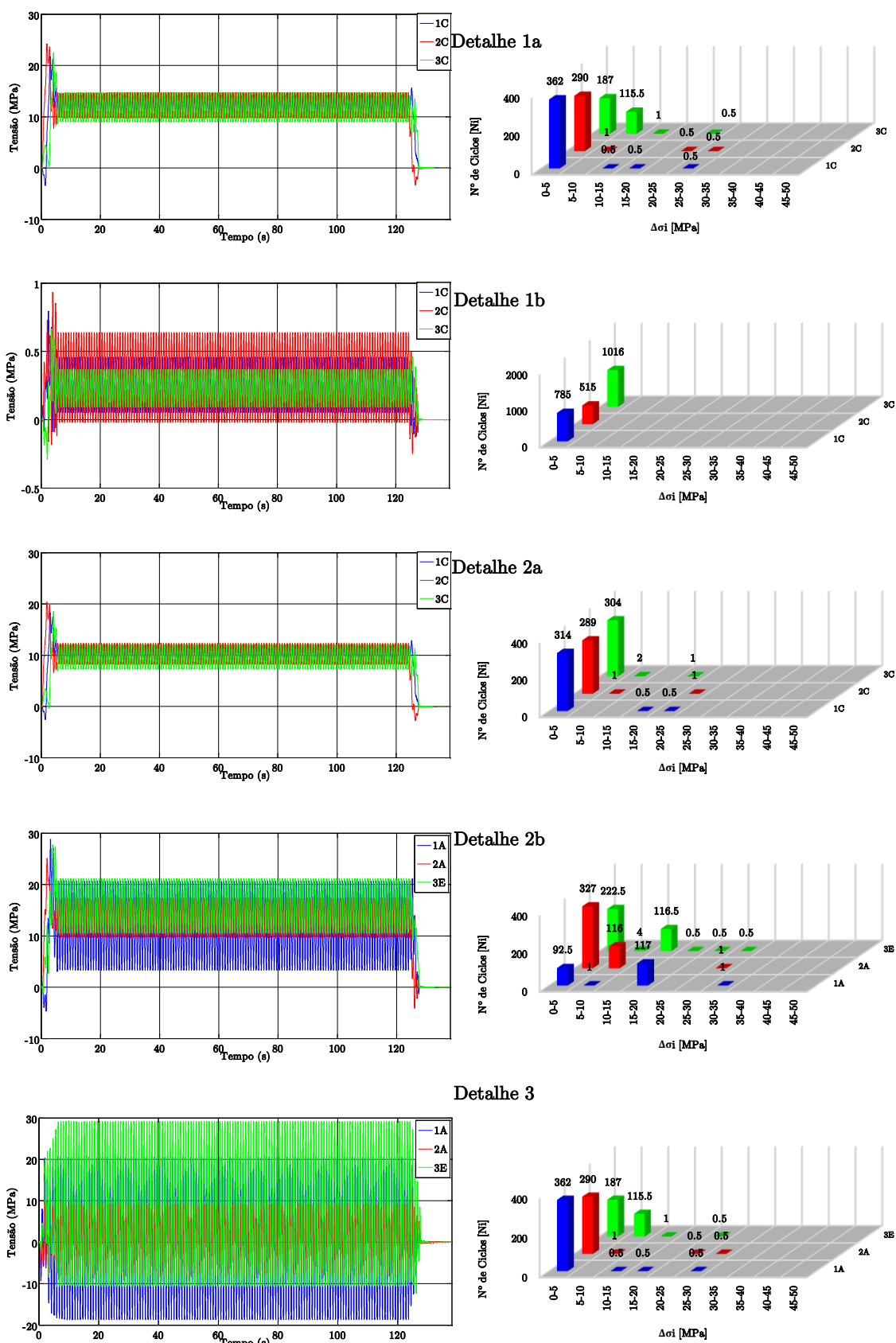


Detalhe 7

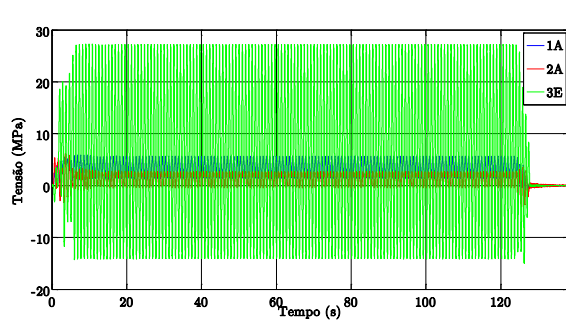


### I. 3 – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio

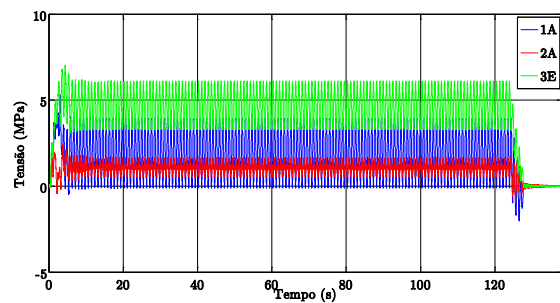
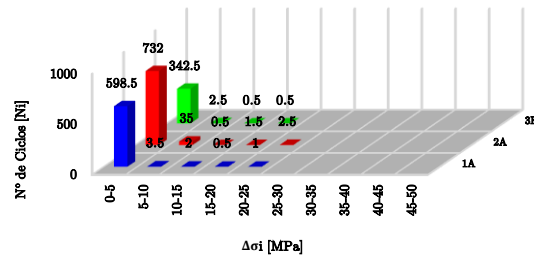
CRC\_2C à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



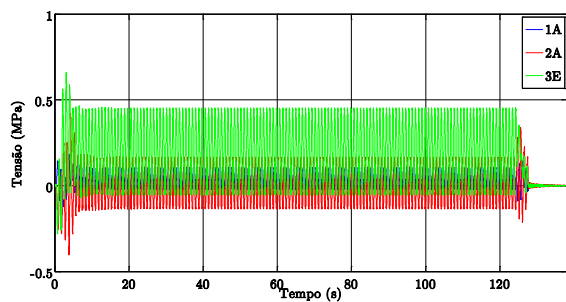
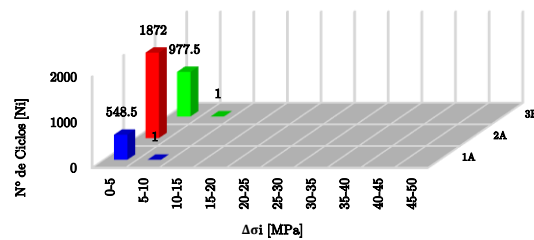
I.3 (cont.) – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio  
CRC\_2C à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



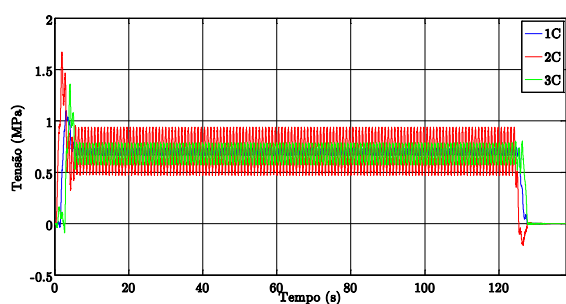
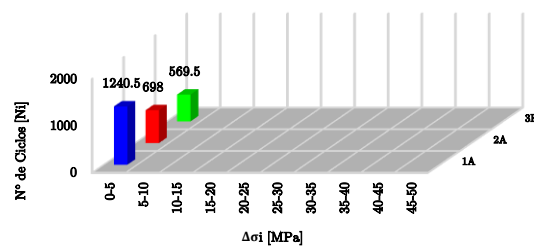
Detalhe 4



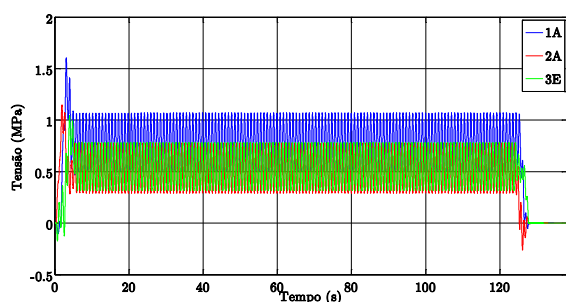
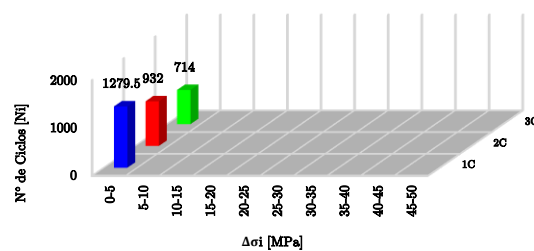
Detalhe 5a



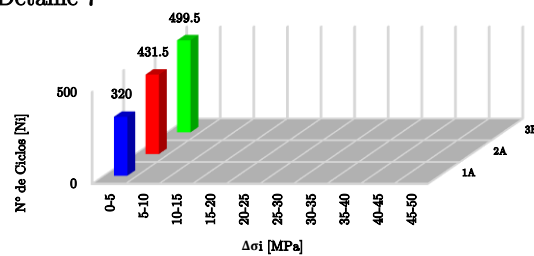
Detalhe 5b



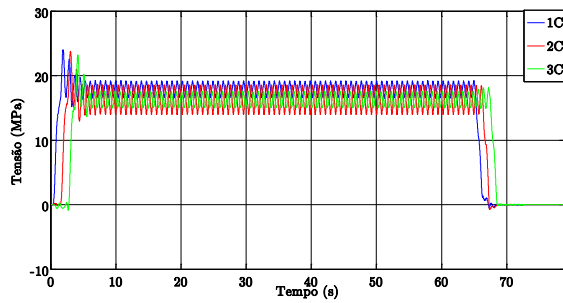
Detalhe 6



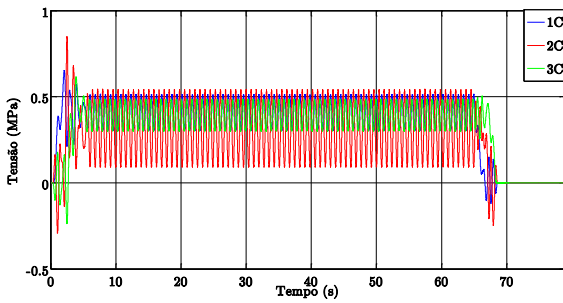
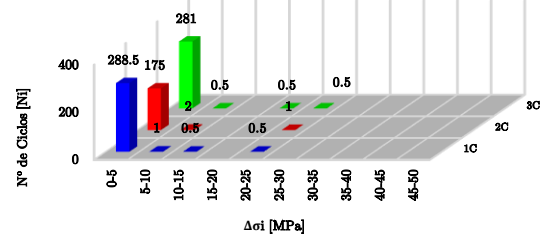
Detalhe 7



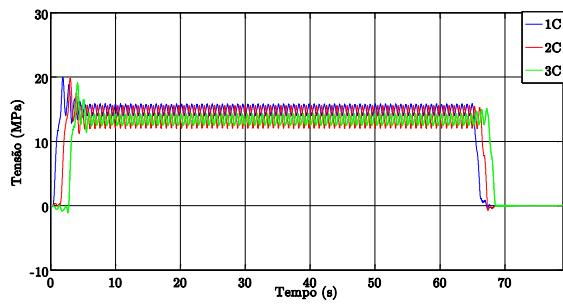
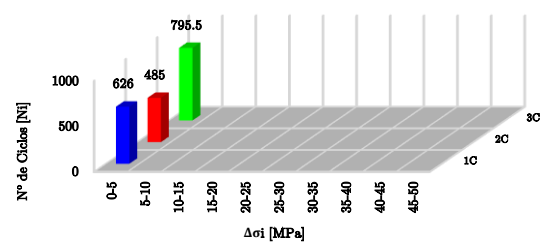
I. 4 – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio  
CRC\_3C à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



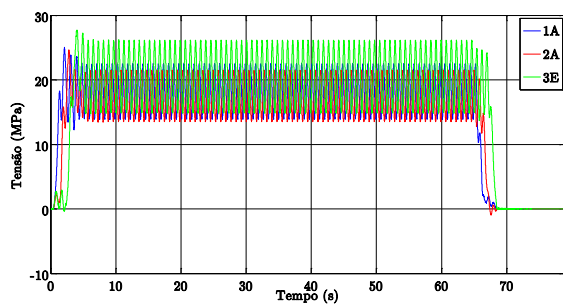
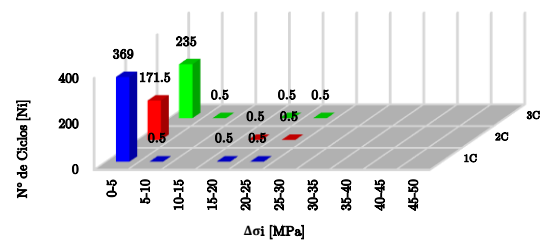
Detalhe 1a



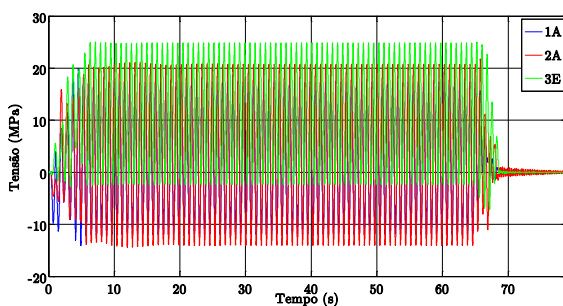
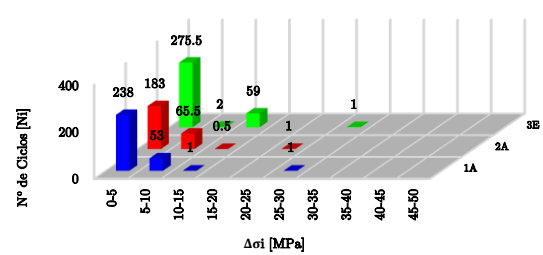
Detalhe 1b



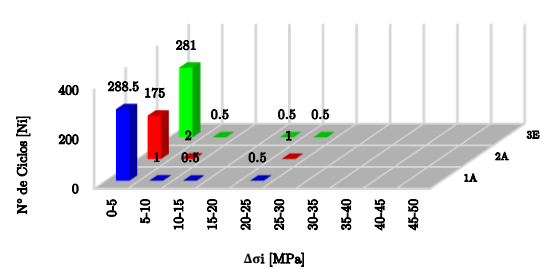
Detalhe 2a



Detalhe 2b

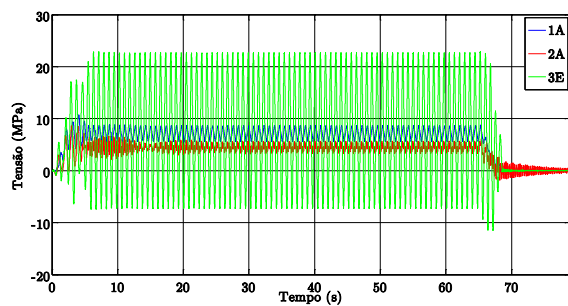


Detalhe 3

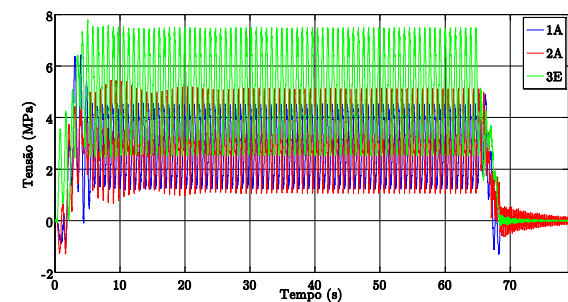
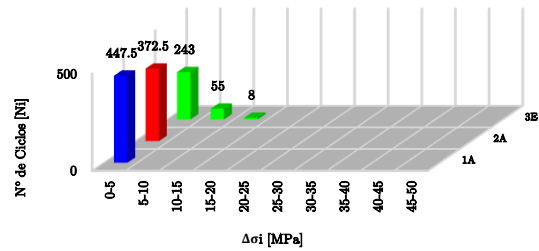


#### I.4 (cont.) – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio

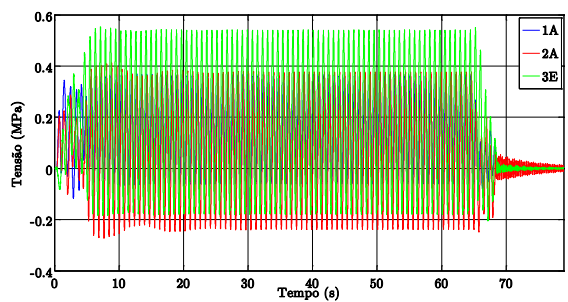
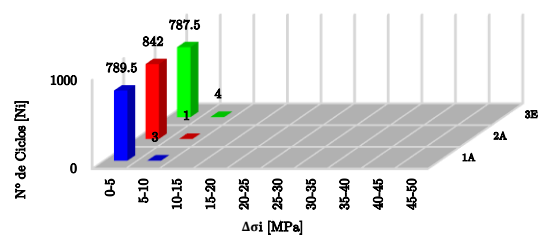
CRC\_3C à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



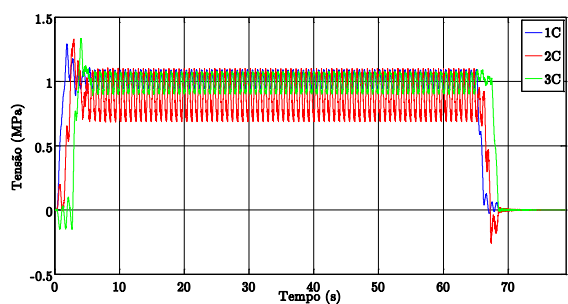
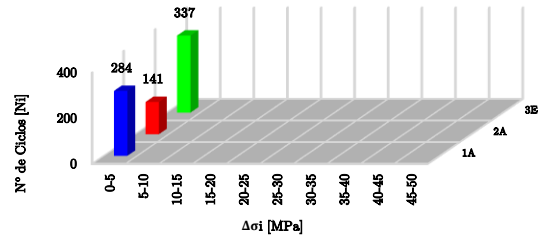
Detalhe 4



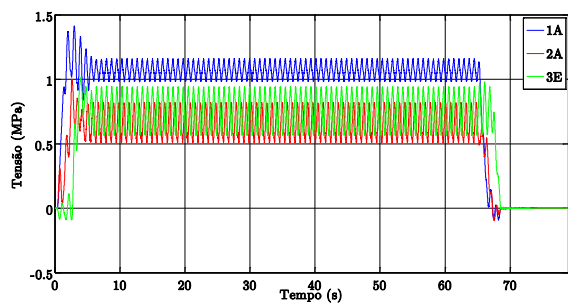
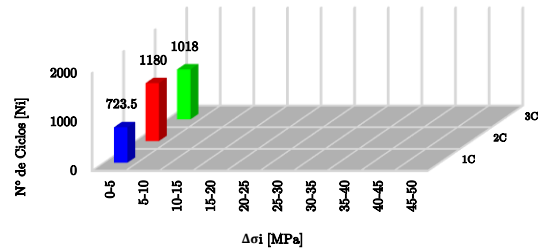
Detalhe 5a



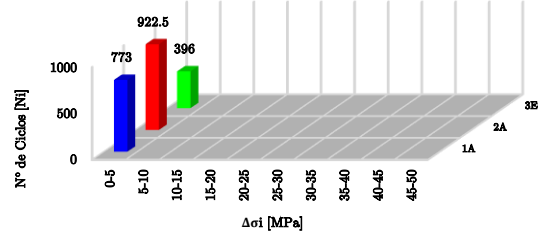
Detalhe 5b



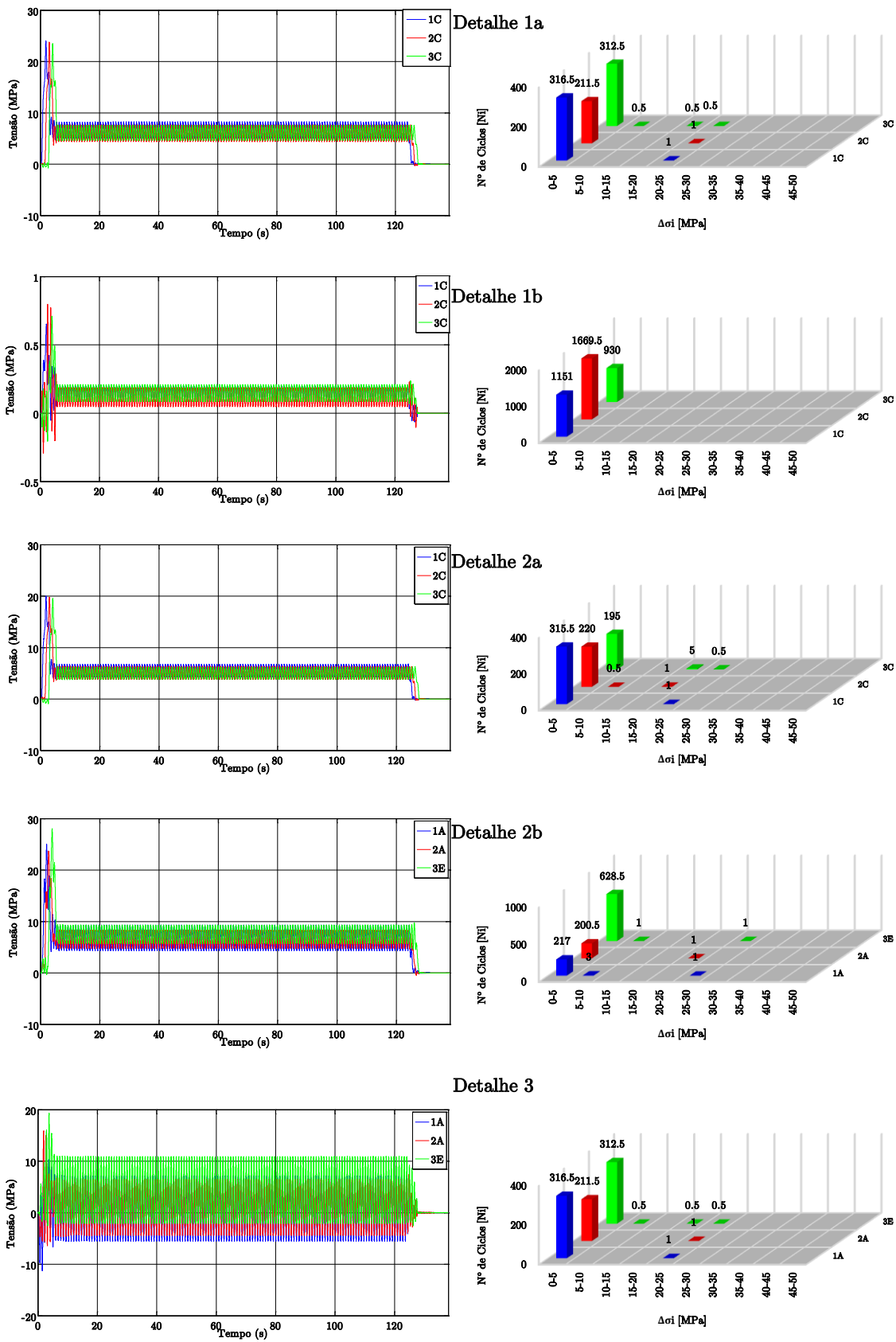
Detalhe 6



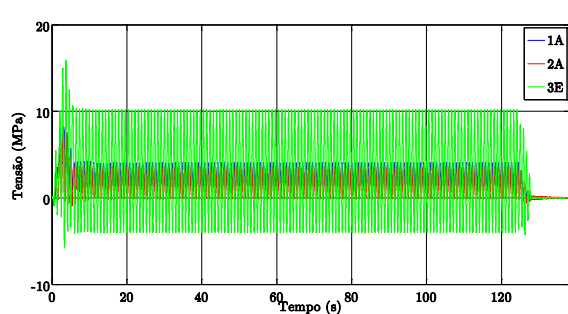
Detalhe 7



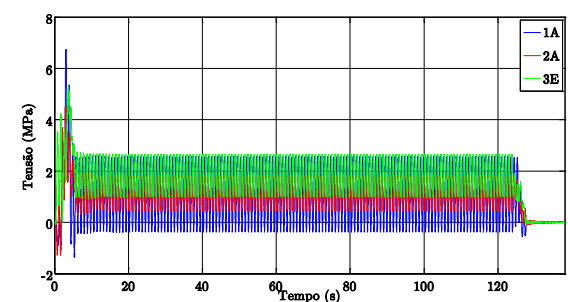
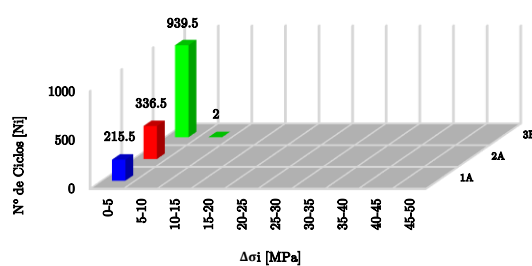
I. 5 – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio CRC\_4C à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



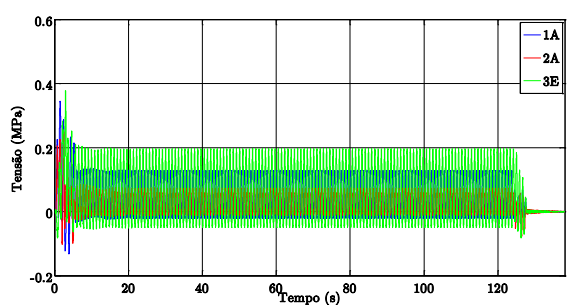
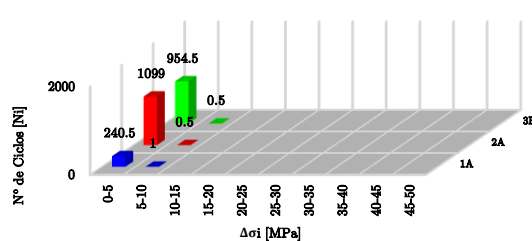
I.5 (cont.) – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio  
CRC\_4C à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



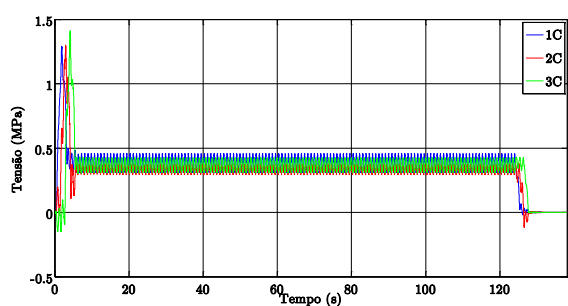
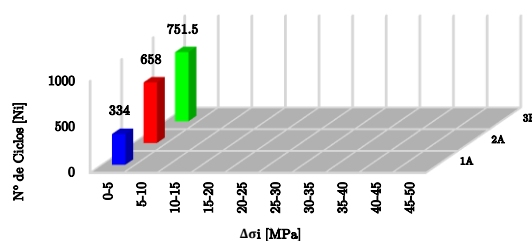
Detalhe 4



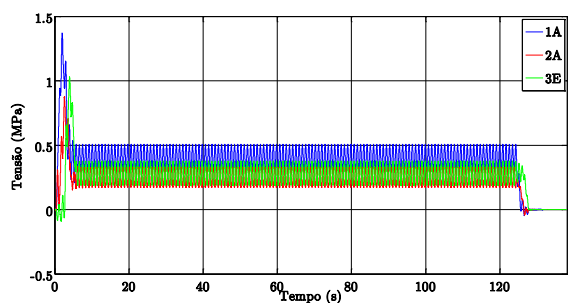
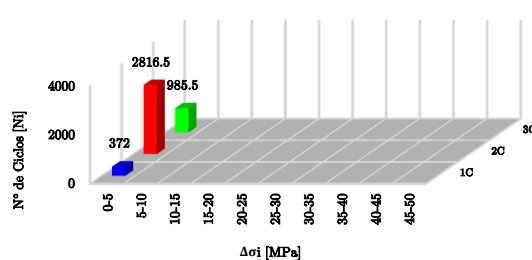
Detalhe 5a



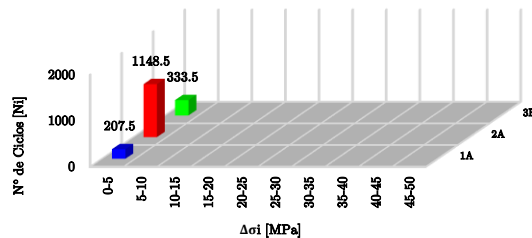
Detalhe 5b



Detalhe 6

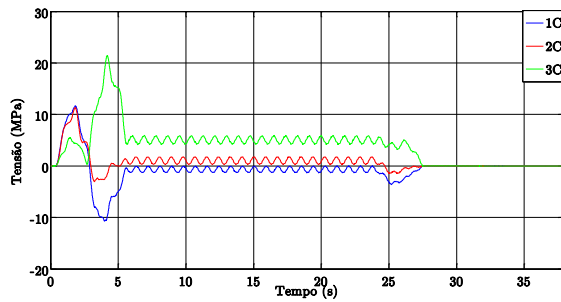


Detalhe 7

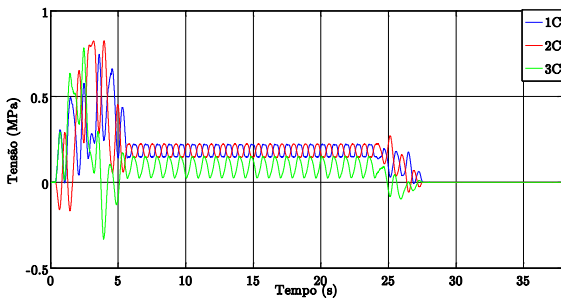
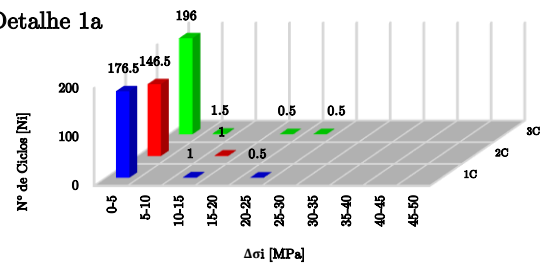




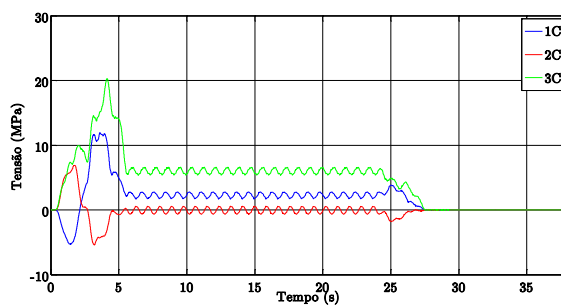
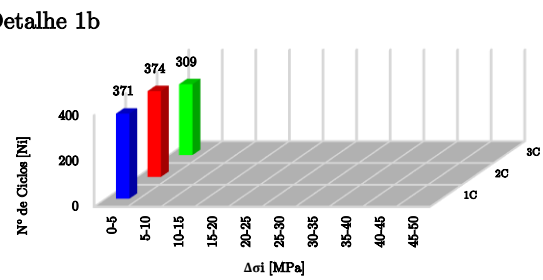
I. 6 – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio CRP à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



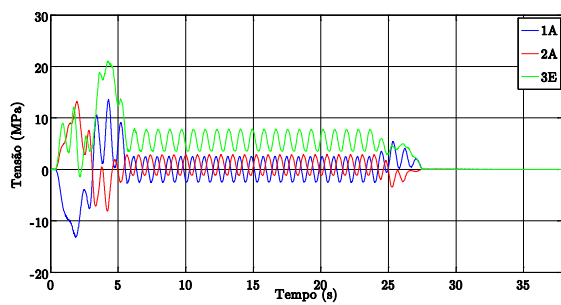
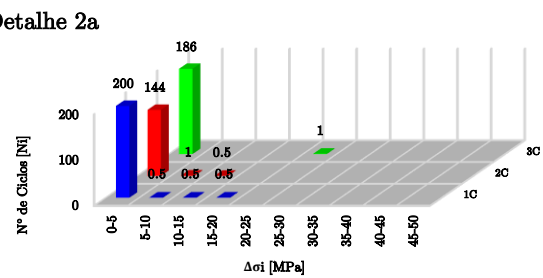
Detalhe 1a



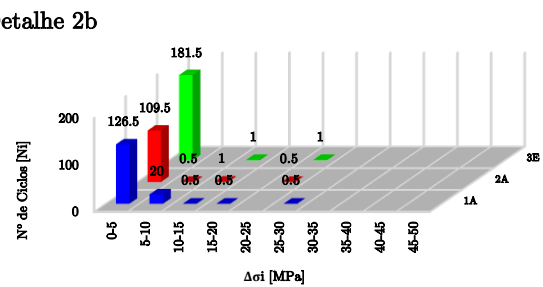
Detalhe 1b



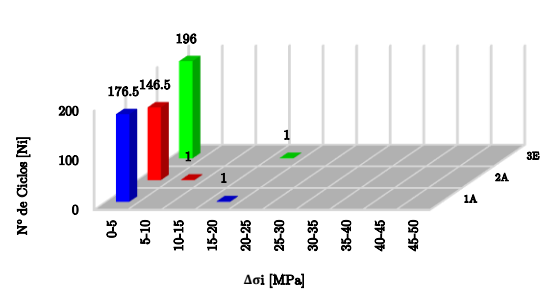
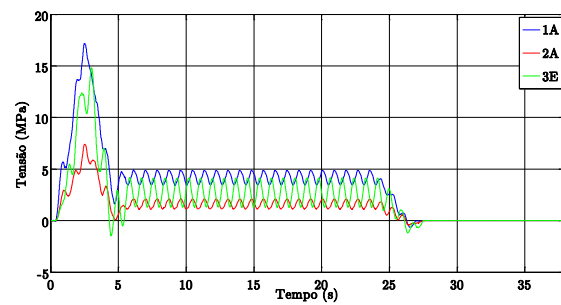
Detalhe 2a



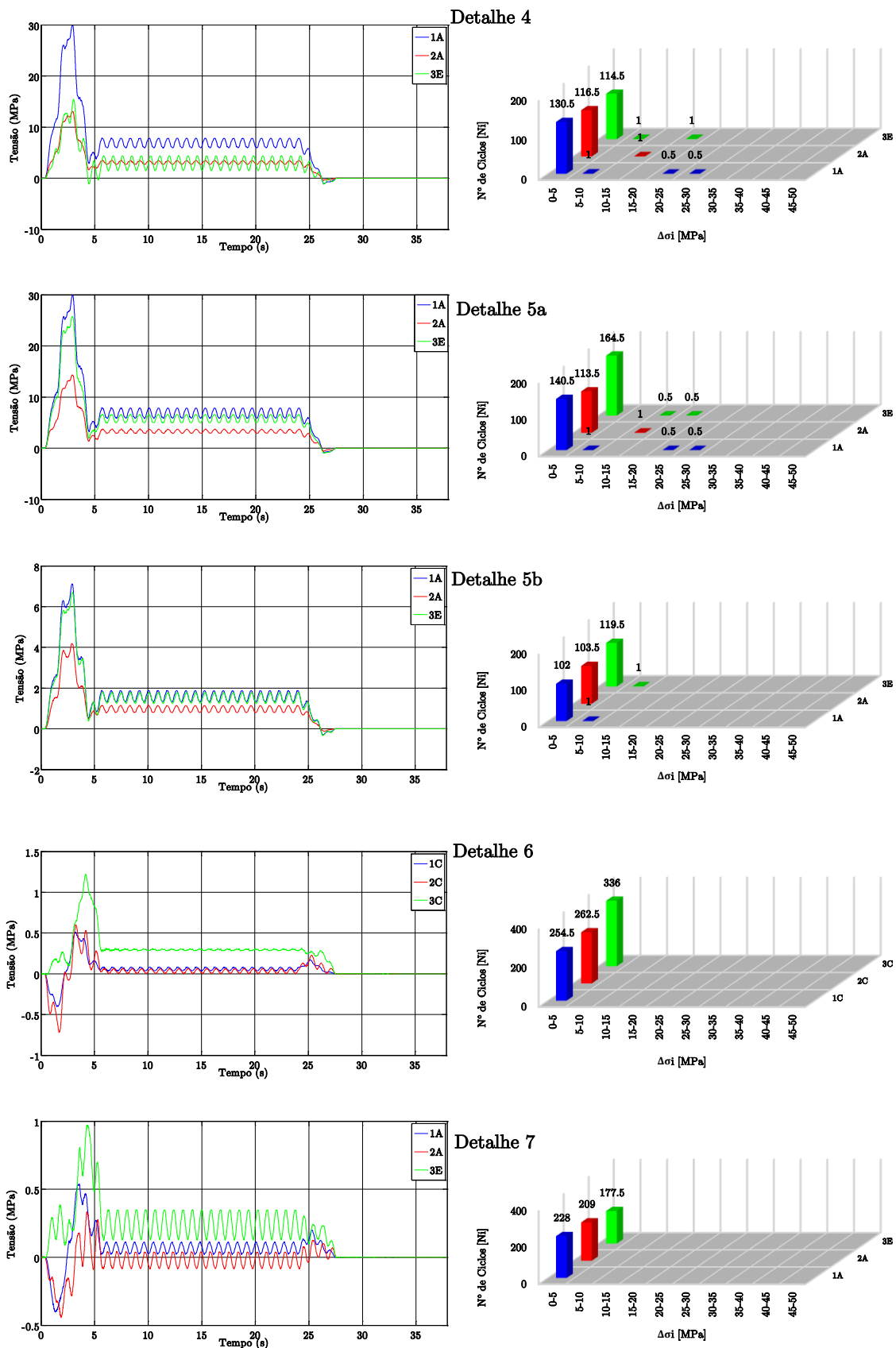
Detalhe 2b



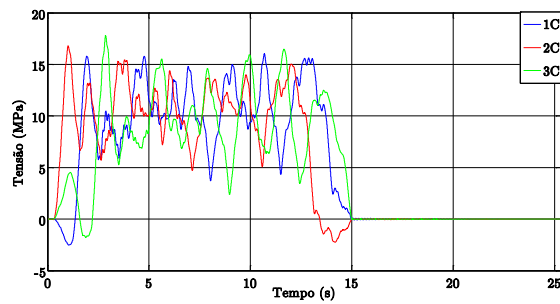
Detalhe 3



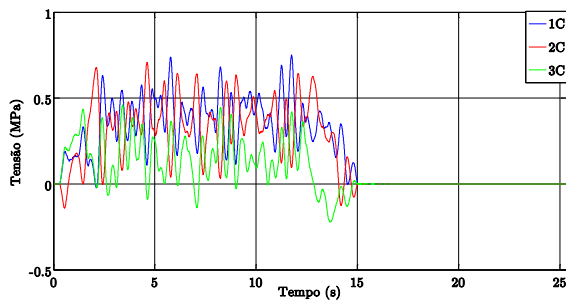
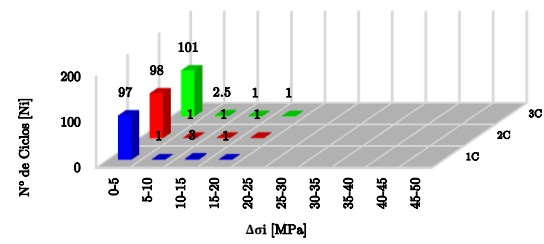
I.6 (cont.) – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio  
CRP à velocidade de 80 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



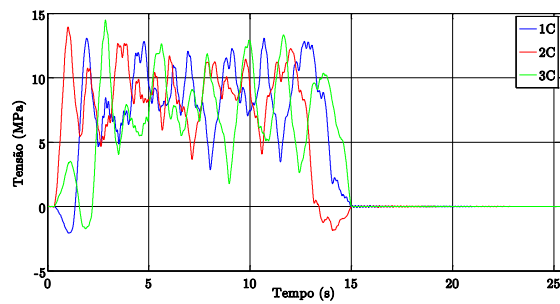
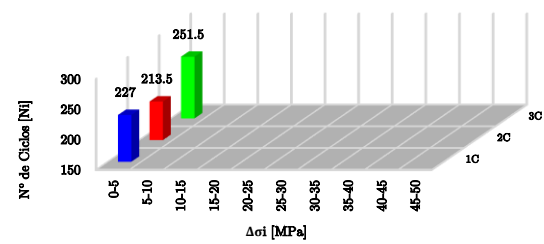
I. 7 – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio CF6 à velocidade de 100 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



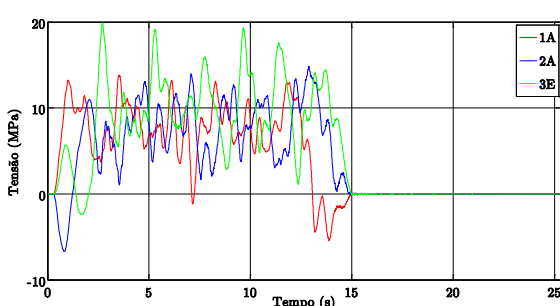
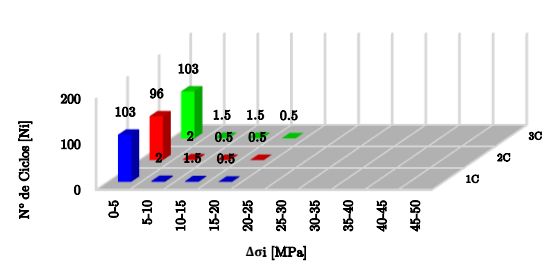
Detalhe 1a



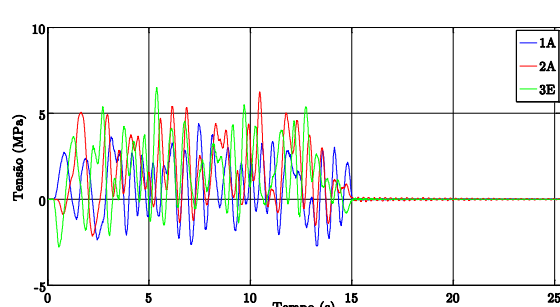
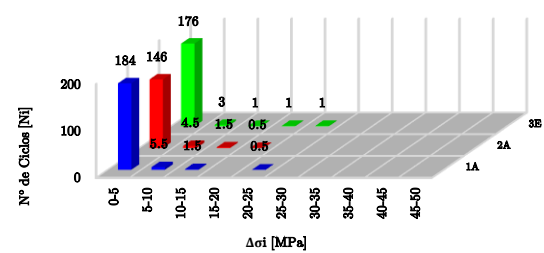
Detalhe 1b



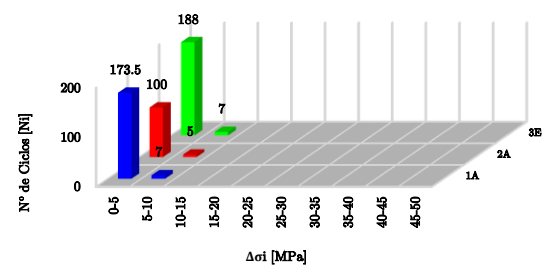
Detalhe 2a



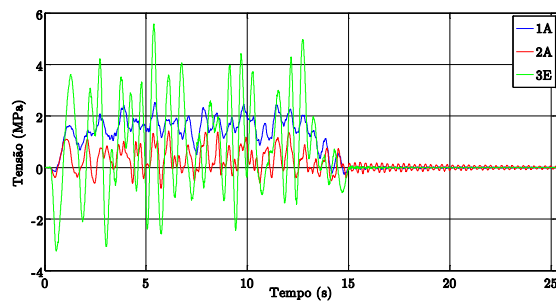
Detalhe 2b



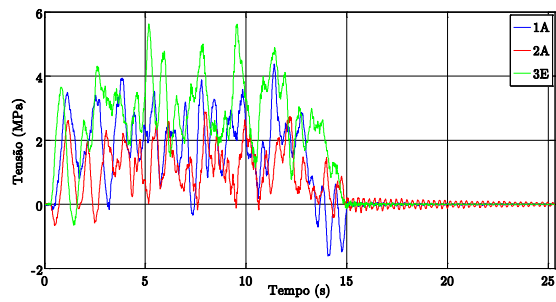
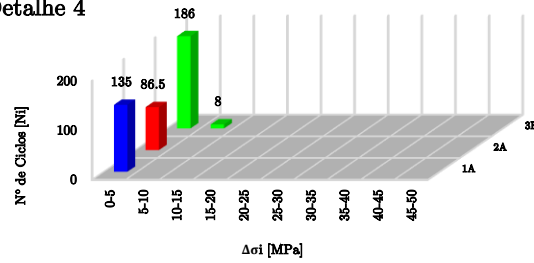
Detalhe 3



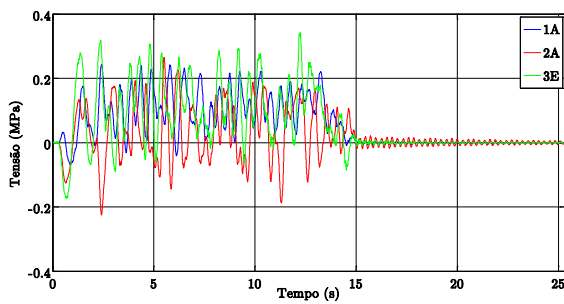
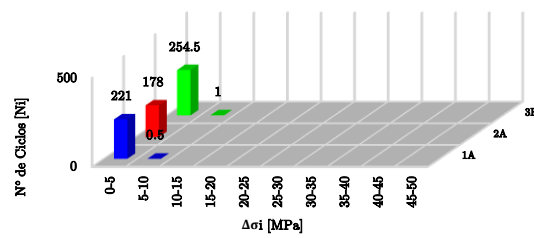
I.7 (cont.) – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio CF6 à velocidade de 100 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



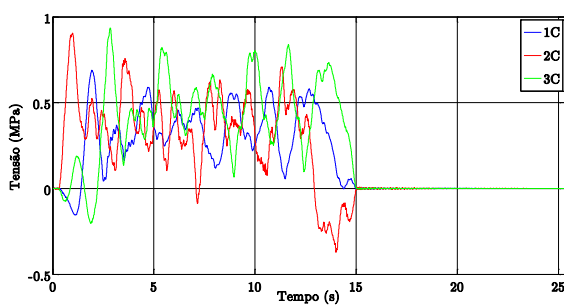
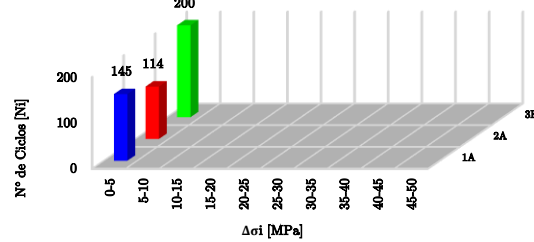
Detalhe 4



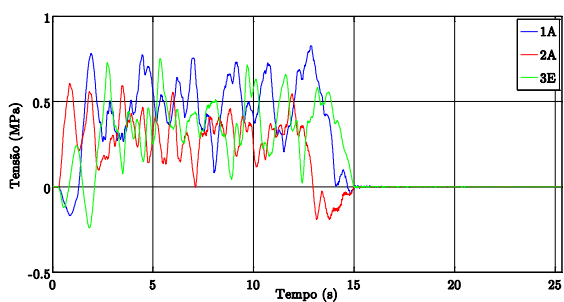
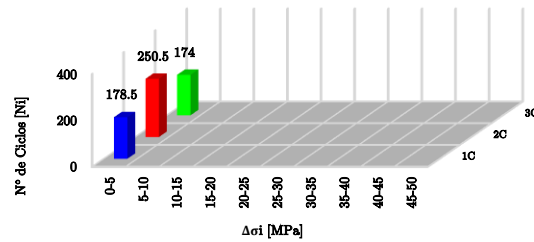
Detalhe 5a



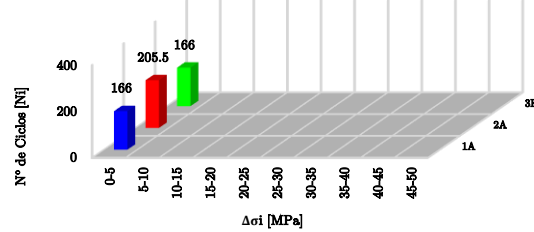
Detalhe 5b



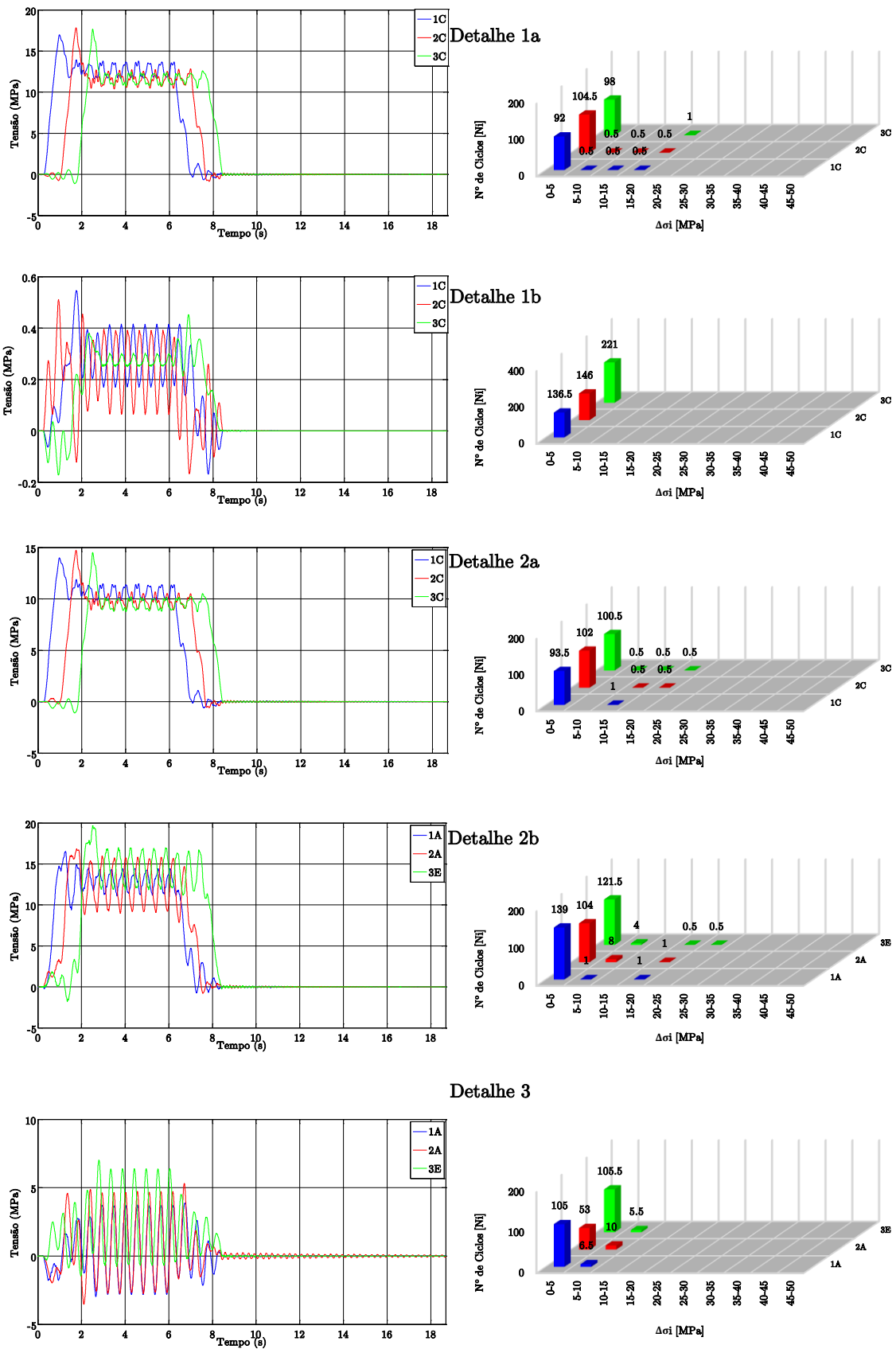
Detalhe 6



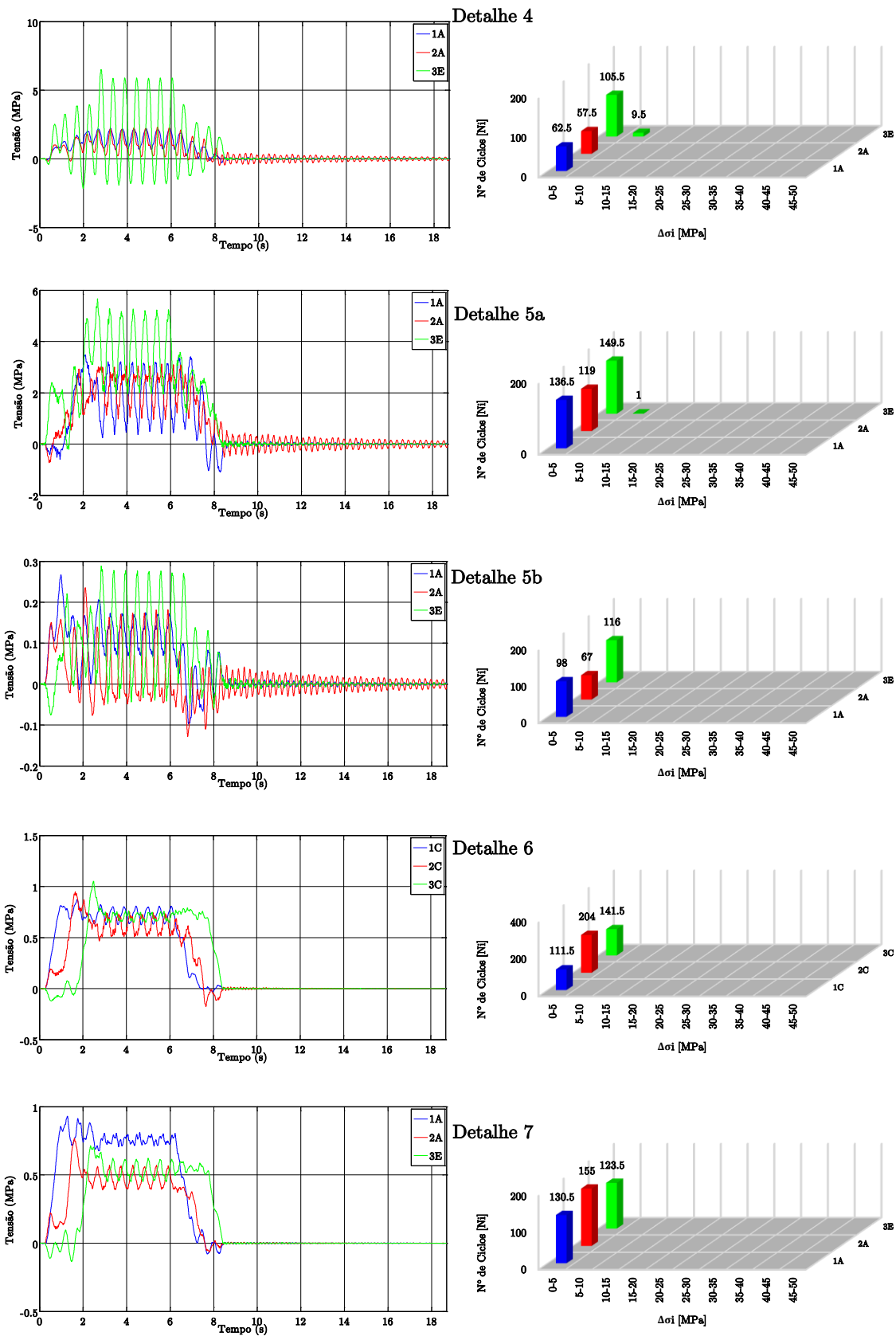
Detalhe 7



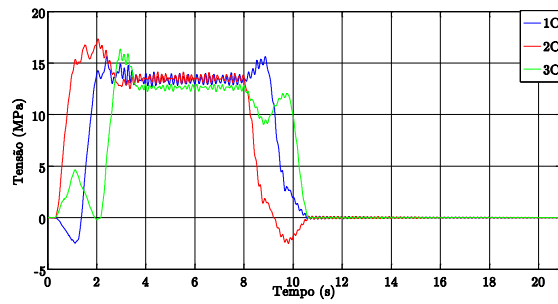
I. 8 – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio CF11 à velocidade de 120 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



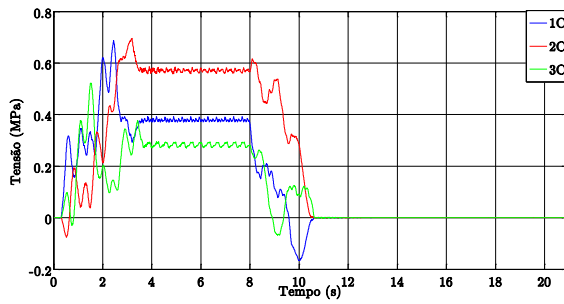
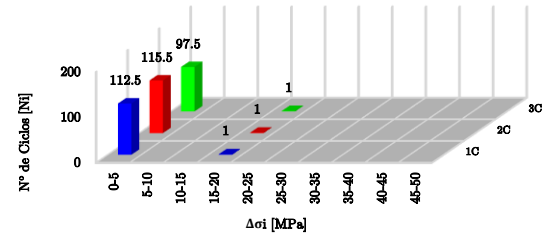
I.8 (cont.) – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio CF11 à velocidade de 120 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



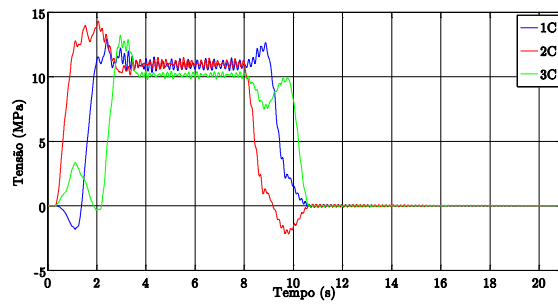
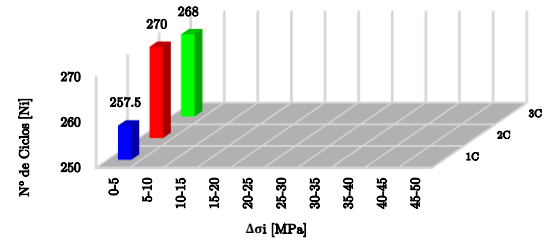
I. 9 – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio CF12 à velocidade de 100 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



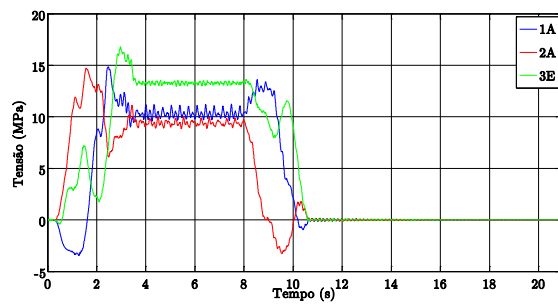
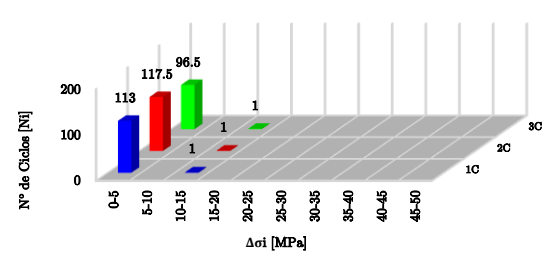
Detalhe 1a



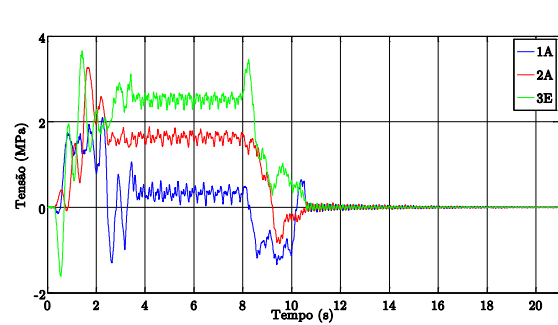
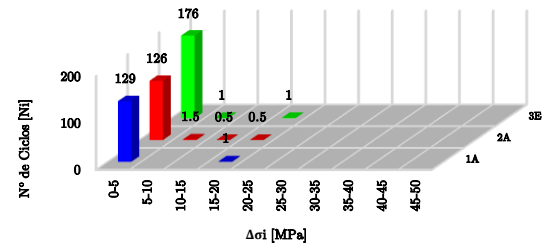
Detalhe 1b



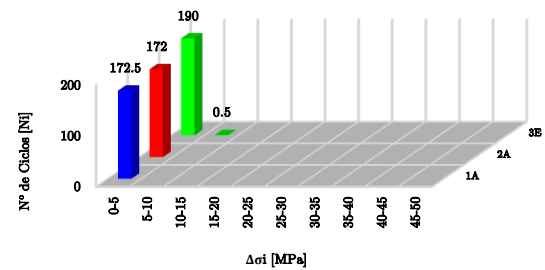
Detalhe 2a



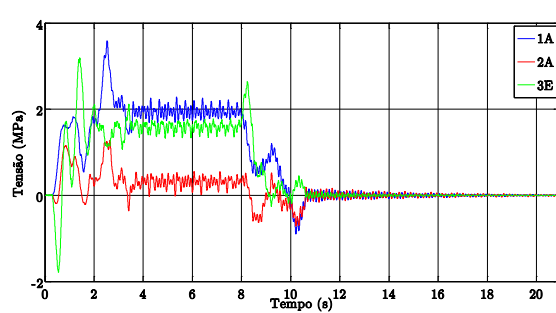
Detalhe 2b



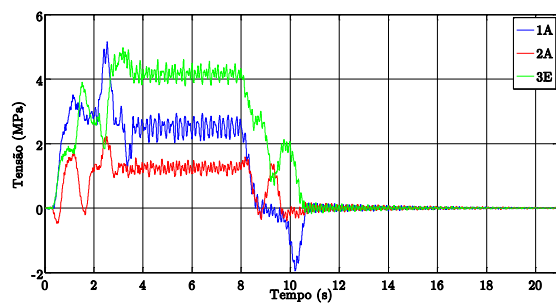
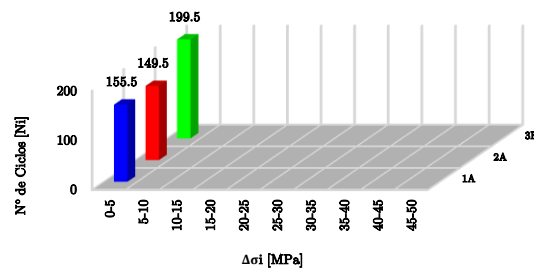
Detalhe 3



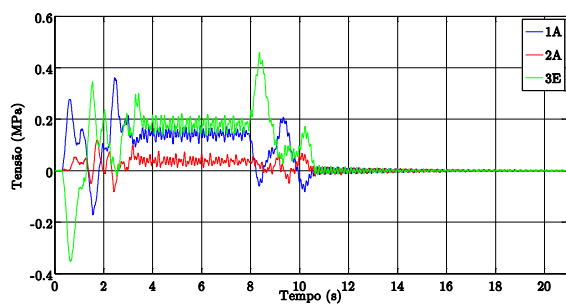
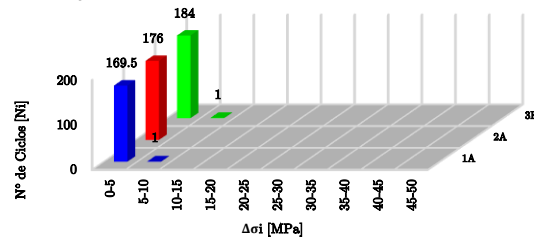
I.9 (cont.) – Registo de tensões e correspondentes espectros de tensão para a passagem do comboio CF12 à velocidade de 100 km/h nos diferentes detalhes estruturais.



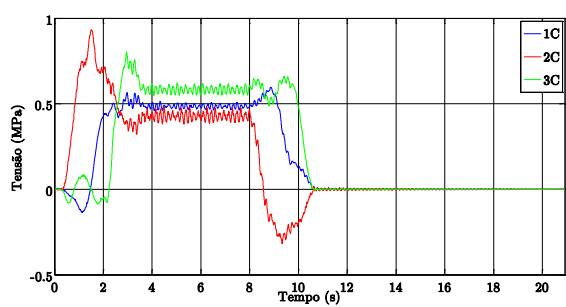
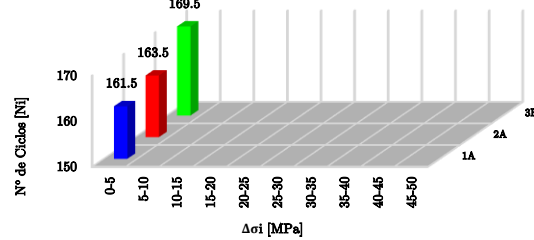
Detalhe 4



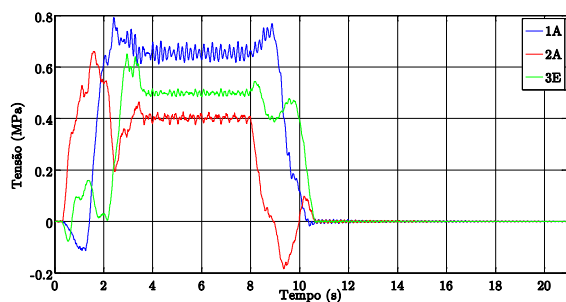
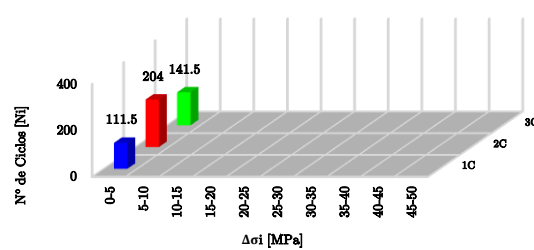
Detalhe 5a



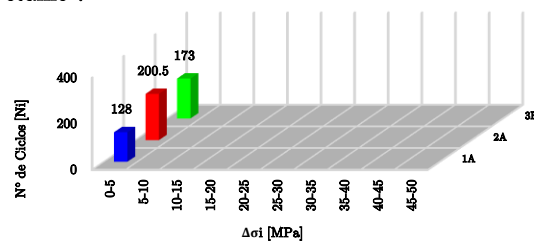
Detalhe 5b



Detalhe 6



Detalhe 7

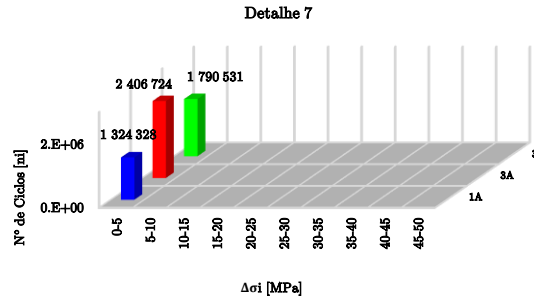
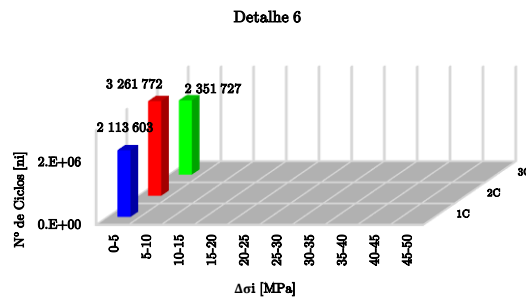
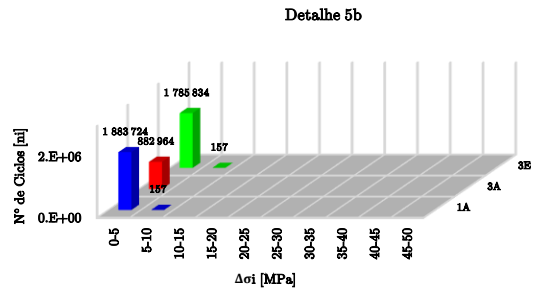
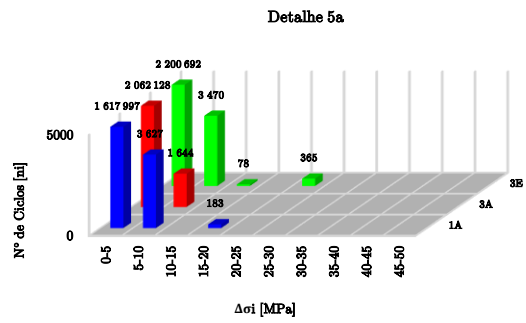
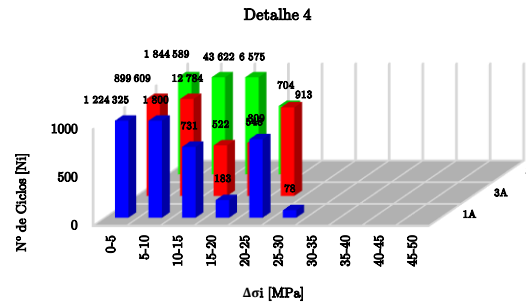
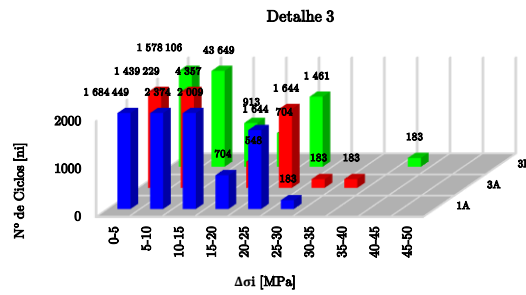
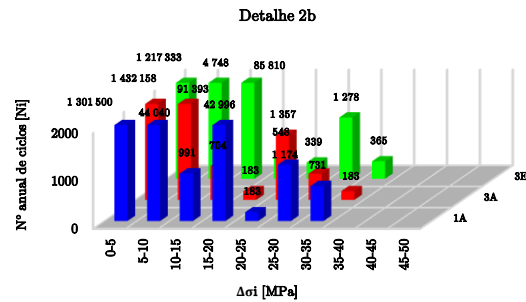
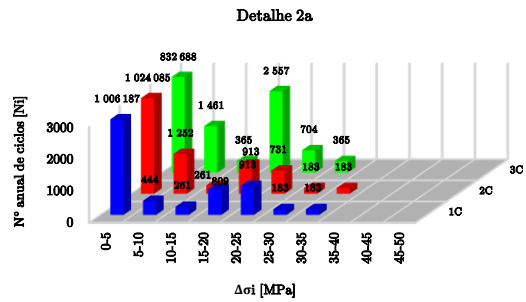
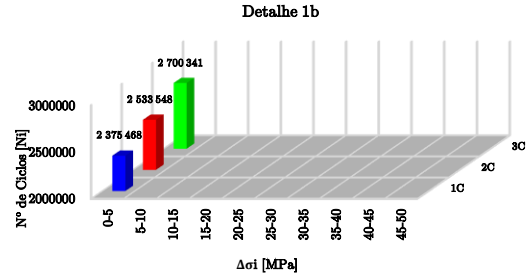
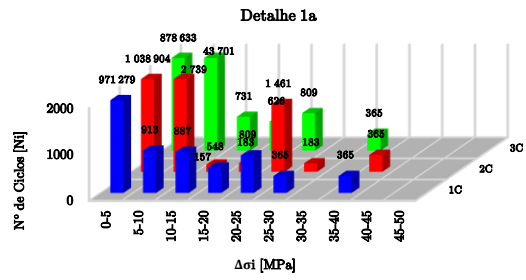




## ANEXO II



## II. 1 – Espectros de tensão anual para o cenário de tráfego real 2 nos diferentes detalhes estruturais



## II. 2 – Espectros de tensão anual para o cenário de tráfego real 2 nos diferentes detalhes estruturais

