

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA DE PEQUENO VÃO PARA TRÁFEGO DE ALTA VELOCIDADE

CRISTIANA BONIFÁCIO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

Coorientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

JUNHO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

AGRADECIMENTOS

Ao concluir este trabalho, queria deixar os meus sinceros agradecimentos a todos aqueles que contribuíram direta ou indiretamente para a sua concretização e que conviveram comigo durante estes últimos meses.

- Ao Professor Doutor Raimundo Delgado, por ter proporcionado a oportunidade de elaborar esta dissertação e pelos ensinamentos e experiências transmitidos durante este período, bem como pelo acompanhamento e apoio prestados;
- Ao Professor Doutor Rui Bártolo Calçada, por toda a dedicação e compreensão que demonstrou nesta jornada, pelo incentivo, apoio e confiança que me proporcionou e por todos os conhecimentos e ensinamentos que transmitiu. Agradeço a total disponibilidade, mesmo em ocasiões que estava extremamente ocupado e toda a paciência e energia que evidenciou neste meses;
- Ao Professor Doutor Xavier Romão, que apesar de não estar diretamente relacionado com este trabalho, me auxiliou sempre que necessitei nas questões computacionais, demonstrando toda a disponibilidade e empenho;
- Ao Mestre Diogo Ribeiro, pelas sugestões e ajudas dadas neste trabalho, pela partilha de experiências e pela cedência de algumas das ferramentas que permitiram o desenvolvimento deste estudo, entra as quais o TBI, programa do qual é autor;
- Ao grupo de investigação de alta velocidade da FEUP, especialmente ao João Francisco Rocha pelo acompanhamento e auxílio incessante em questões relacionadas com o programa ANSYS, ao João Rocha por todo o conhecimento e dados que me forneceu sobre a ponte em estudo, bem como pela ajuda que me prestou na análise da mesma, ao Joel Malveiro pelas informações tão úteis acerca do ANSYS e ao Pedro Montenegro e ao Sérgio Neves por terem cedido as suas ferramentas de cálculo durante tanto tempo, prejudicando o próprio trabalho, e pelos conselhos dados nesta fase de trabalho;
- À Andreia Meixedo por todo o companheirismo, ajuda constante, dedicação incansável, partilha de experiências e conhecimentos e por ter tornado todos os momentos de trabalho conjunto muito mais agradáveis;
- Ao Tiago Ramos, por toda a persistência e apoio, bem como pelo auxílio com os programas de Matlab que tornaram algumas tarefas muito mais simplificadas;
- Aos meus amigos e futuros engenheiros de estruturas que me ajudaram a ultrapassar este ano tão agitado e complexo para todos;
- A todos os meus amigos que me acompanharam ao longo destes cinco anos, em todos os momentos inesquecíveis, mas também nos menos agradáveis, incentivando e apoiando em todas as alturas que necessitei, com quem passei inúmeras experiências que me tornaram na pessoa que hoje sou;
- Ao Paulo, por toda a companhia, paciência, carinho, dedicação e apoio constante ao longo de todo o curso, em especial neste último ano, e pela confiança que sempre demonstrou;
- À minha família, em especial aos meus pais e à minha Madrinha, por estarem sempre ao meu lado e me apoiarem incondicionalmente, por todo o carinho, dedicação, atenção, preocupação e paciência que tiveram em momentos mais críticos, dando sempre todo o incentivo e confiança.

RESUMO

O principal objetivo deste trabalho consistiu no estudo do comportamento dinâmico de uma ponte existente, a ponte ferroviária de Canelas, sob a ação de tráfego ferroviário de alta velocidade e de dois comboios modelados tridimensionalmente, o Alfa Pendular e o TGV-Duplo. A ponte situa-se na Linha do Norte, próximo de Aveiro, sendo composta por duas vias de circulação suportadas por dois tabuleiros independentes. Trata-se de uma estrutura mista de pequeno vão do tipo filler beam, constituída por seis tramos simplesmente apoiados de 12m de vão.

As pontes ferroviárias de pequeno vão para o tráfego de alta velocidade são particularmente interessantes devido aos fenómenos de ressonância a que estão sujeitas e que causam elevados níveis de vibração. Este tipo de estruturas proporcionou o desenvolvimento de novas exigências no que diz respeito à verificação da segurança estrutural, da estabilidade da via e do conforto dos passageiros, ao mesmo tempo que despertou o interesse para a investigação de métodos de análise mais rigorosos e inovadores, que permitam obter resultados mais próximos da realidade, uma vez que os regulamentos mostram-se, em determinadas situações, demasiados conservativos no que toca ao dimensionamento estrutural.

Inicialmente, o estudo envolveu uma pesquisa de outros trabalhos sobre pontes de pequeno vão, de forma a compreender as suas particularidades, e uma análise detalhada à regulamentação em vigor para o dimensionamento de pontes ferroviárias de alta velocidade (normas EN1991-2 e EN1990-AnnexA2). Foram abordadas as principais metodologias de análise dinâmica, com ênfase nas metodologias numéricas de cargas móveis e de interação entre o veículo e a estrutura, uma vez que são as aplicadas no caso em estudo, sendo descrita a forma de implementação de ambas na combinação dos programas ANSYS-Matlab.

Descreve-se o modelo calibrado da ponte em estudo, bem como os ensaios experimentais realizados no âmbito da campanha experimental levada a cabo com o intuito de possibilitar essa mesma calibração. Aborda-se, também, a modelação de um modelo tridimensional de corpos flexíveis de uma carruagem do Alfa-Pendular utilizado nas análises de interação entre a ponte em estudo e o veículo. Desenvolveu-se um modelo numérico tridimensional de corpos rígidos, constituído por elementos de vigas rígidas em articulação com molas e amortecedores que simulam as suspensões, com cargas concentradas em correspondência com as massas reais do veículo no programa comercial ANSYS, a partir dos dados geométricos e mecânicos fornecidos no ERRI D214/RP9.

Por último, realizaram-se análises dinâmicas com modelos de cargas móveis e com interação, para a circulação dos comboios Alfa-Pendular e TGV-Duplo, em termos de deslocamentos e acelerações verticais, registando estas grandezas em diversos pontos da ponte e dos comboios, comparando os resultados com algumas das verificações preconizadas nas normas europeias. Foi, também, possível confrontar os registos obtidos através dos dois modelos e comentar as diferenças de comportamento dinâmico observadas na ponte e nos dois comboios, com especial atenção para as velocidades de ressonância, verificando o interesse da interação entre as estruturas e as particularidades associadas às pontes e à geometria dos veículos.

PALAVRAS-CHAVE: Alta velocidade, análise dinâmica, ponte de pequeno vão, modelação, cargas móveis, interação comboio-ponte

ABSTRACT

The main goal of this work was to study the dynamic behaviour of an existing bridge, the railway bridge of Canelas, under the action of high speed rail and two three-dimensionally modelled trains, the Alfa Pendular and the Double-TGV. The bridge is located on the railroad that connects Lisbon and Porto, near Aveiro, and consists on two tracks in two independent decks. This is a composite filler beam type bridge, with six 12 m simply supported spans.

The short span railway bridges for high speed traffic are particularly interesting, because of their resonance issues, which cause high vibration levels. This kind of structure led to the development of new requirements for the verification of structural safety, track stability and passenger comfort, as well as the investigation of newer and more accurate methodologies of analysis. These methods lead to results that are closer to reality, since the regulations result too conservative in many structural design situations.

Initially, this study consisted on a research of other papers on short span bridges, as a way to understand its singularities, and a detailed analysis of the regulation on the dimensioning of high speed railway bridges (Standards EN1991-2 and EN1990-AnnexA2). The approach considered the leading dynamic analysis methodologies, with an emphasis on moving loads numerical methodologies and vehicle-structure dynamic interaction, since those are applied in the case in study, describing the implementation of both in the combination of two software applications, ANSYS and Matlab.

The setup of the calibrated model of the bridge, as well as the experimental tests that allowed that calibration, were described. A flexible body three-dimensional model of an Alfa-Pendular car, used in the vehicle-structure interaction analysis was presented. A stiff body three-dimensional numeric model, formed by rigid beam elements articulated with springs and dampers that simulate the suspensions, with concentrated loads in correspondence with the real vehicle masses in ANSYS, based on the geometrical and mechanical data from ERRI D214/RP9 was developed.

Finally, dynamic analysis were performed, using the moving loads and interaction methods, for the circulation of Alfa-Pendular and Double-TVG, in terms of displacements and vertical accelerations. These were measured in different locations of both bridge and trains, and compared with the European standards verifications. It was also possible to compare the results obtained with both methodologies, and comment on the differences of the dynamic behaviour of the bridge and both trains, especially for resonant speeds.

KEYWORDS: High speed, dynamic analysis, short span bridge, modelling, moving loads, vehicle-structure dynamic interaction

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO.....	I
ABSTRACT.....	III
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS.....	4
1.3. ORGANIZAÇÃO	5
2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	7
2.1. INTRODUÇÃO	7
2.2. PONTES DE PEQUENO VÃO	7
2.3. METODOLOGIAS NUMÉRICAS DE ANÁLISE DINÂMICA.....	8
2.3.1. ANÁLISE DINÂMICA COM CARGAS MÓVEIS	9
2.3.2. ANÁLISE DINÂMICA COM INTERAÇÃO	12
2.3.2.1 Metodologia iterativa	13
2.4. PROGRAMA DE CÁLCULO TBI.....	14
3 ASPETOS REGULAMENTARES.....	17
3.1. ASPETOS REGULAMENTARES DA ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS	17
3.1.1. ANÁLISE ESTÁTICA	17
3.1.1.1 Modelos de carga LM71	17
3.1.1.2 Modelos de cargas SW/0 e SW/2	18
3.1.1.3 Modelo de comboio sem carga – “unloaded train”	19
3.1.1.4 Efeitos dinâmicos	19
i. Fator de amplificação dinâmica ($1 + \varphi$).....	19
ii. Fator dinâmico ϕ	20
3.1.2. ANÁLISE DINÂMICA.....	21
3.1.2.1 Determinação da necessidade de realização de uma análise dinâmica	21
3.1.2.2 Modelos de carga.....	23
3.1.2.3 Parâmetros de cálculo.....	25
i. Velocidade a considerar na análise dinâmica.....	25
ii. Amortecimento da ponte	25
iii. Massa da ponte	27
iv. Rigidez da ponte.....	27
3.1.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA REGULAMENTARES NAS PONTES FERROVIÁRIAS	28
3.1.3.1 Segurança Estrutural.....	28
3.1.3.2 Segurança da Via.....	29
3.1.3.3 Conforto dos passageiros	30

4 MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DE CANELAS	31
4.1. INTRODUÇÃO	31
4.2. PONTE DE CANELAS	31
4.3. INVESTIGAÇÕES ANTERIORES	34
4.3.1. LNEC [7].....	34
4.3.2. PIMENTEL [19]	34
4.3.3. SILVA [8].....	34
4.3.4. CARVALHO [9].....	35
4.3.5. ROCHA [20-22]	35
4.4. MODELO NUMÉRICO DE ELEMENTOS FINITOS	36
4.4.1. ELEMENTOS USADOS E SUAS PROPRIEDADES	37
4.4.1.1 Tipo de Elementos utilizados.....	37
4.4.1.2 Propriedades atribuídas aos elementos (<i>Real Constants</i>).....	38
4.4.1.3 Materiais considerados na modelação	43
4.4.2. CONSTRUÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	47
4.5. ENSAIO EXPERIMENTAL DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL	50
4.6. ANÁLISE MODAL DA PONTE DE CANELAS	53
5 MODELAÇÃO DOS COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE.....	55
5.1. INTRODUÇÃO	55
5.2. COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE	56
5.2.1. COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE DA REDE EUROPEIA.....	56
5.2.1.1 Comboios articulados	56
5.2.1.2 Comboios Convencionais	57
5.2.1.3 Comboios Regulares	58
5.2.2. COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE NA ÁSIA.....	58
5.3. MODELOS DE VEÍCULOS FERROVIÁRIOS COM INTERAÇÃO VEÍCULO ESTRUTURA.....	58
5.4. MODELAÇÃO DO TGV	60
5.4.1. ESQUEMA DE CARGAS DO TGV.....	60
5.4.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E MECÂNICAS DO COMBOIO	60
5.4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA BIDIMENSIONAL	62
5.4.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL	64
5.4.5. ANÁLISE MODAL.....	66
5.5. MODELAÇÃO DO ALFA PENDULAR.....	74
5.5.1. ESQUEMA DE CARGAS DO ALFA PENDULAR	74
5.5.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E DINÂMICAS DO COMBOIO.....	75
5.5.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA.....	78
5.5.4. ANÁLISE MODAL DO ALFA PENDULAR	80
5.6. CONCEITO DE ASSINATURA DE UM COMBOIO	82
5.6.1. ASSINATURAS DOS COMBOIOS ALFA-PENDULAR E TGV	84
6 ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE CANELAS	87
6.1. INTRODUÇÃO	87
6.2. ESTUDO PRÉVIO	87
6.2.1. SISTEMATIZAÇÃO DOS DADOS RELATIVOS À PONTE DE CANELAS	88
6.2.2. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO DA PONTE	89
6.2.3. INCREMENTO DE TEMPO	91
6.2.4. INFLUÊNCIA DO AMORTECIMENTO DA PONTE	92

6.3. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DEVIDO À CIRCULAÇÃO DO TGV-DUPLO	96
6.3.1. ESTIMATIVA DAS VELOCIDADES RESSONANTES PARA O TGV-DUPLO	97
6.3.2. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DAS ANÁLISES COM E SEM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO	97
6.3.3. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE	102
6.3.4. INTERAÇÃO ENTRE TABULEIROS DEVIDO À CONTINUIDADE DA CAMADA DE BALASTRO	105
6.4. COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE CANELAS	106
6.5. COMPORTAMENTO DINÂMICO DO TGV	109
6.5.1. VERIFICAÇÃO DO CONFORTO DOS PASSAGEIROS	113
6.5.2. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS IRREGULARIDADES DA VIA	120
6.6. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DEVIDO À CIRCULAÇÃO DO ALFA PENDULAR	126
 7 CONCLUSÕES	 133
7.1. CONCLUSÕES GERAIS	133
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	138
 BIBLIOGRAFIA	 140
 ESQUEMAS DE CARGAS DOS COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE	 1
ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE PARA TODOS OS LUGARES DA CAIXA COM POSICIONAMENTO DO PASSAGEIRO	3

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Rede de alta velocidade no mundo [3]; a) 2009; b) 2025	2
Figura 1.2 – Rede de alta velocidade na Europa prevista para 2020	2
Figura 1.3 – Rede de transportes ferroviários prevista para a Península Ibérica [6]	3
Figura 1.4 – Ponte de Canelas [7]	4
Figura 2.1 – Possíveis origens das diferenças entre as medições experimentais e os cálculos numéricos [9]	8
Figura 2.2 - Representação da função de forma para a aplicação das cargas da roda no nó k do carril	10
Figura 2.3 - Modelo geral de comboio usado na metodologia de interação comboio-ponte [14]	12
Figura 2.4 - Definição dos blocos para um comboio do tipo: a)convencional; b)articulado [16]	15
Figura 3.1 - Modelo de cargas LM71	18
Figura 3.2 - Esquema dos modelos de carga SW/0 e SW/2.....	18
Figura 3.3 – Limites para a frequência natural da estrutura n_0 [17]	20
Figura 3.4 - Fluxograma de determinação da necessidade de uma análise dinâmica (adaptado de [17])	22
Figura 3.5 – Modelo de cargas HSLM-A (esquema de cargas) [17]	23
Figura 3.6 – Modelo de cargas HSLM-B (esquema de cargas)	24
Figura 3.7 – Relação dos parâmetros d e N com L no modelo de cargas HSLM-B	24
Figura 3.8 – Valores do coeficiente de amortecimento em função do vão do tabuleiro [18]	26
Figura 3.9 - Amortecimento adicional $\Delta\zeta(\%)$ em função do vão $L(m)$ [17]	27
Figura 3.10 – Deslocamento vertical máximo δ para pontes com 3 ou mais vãos simplesmente apoiados e aceleração máxima no interior da carruagem $bv = 1,00 \text{ m/s}^2$, em função da velocidade V (Km/h) [17]	30
Figura 4.1 – Ponte de Canelas: a) Diversos tramos – vista Norte-Sul [7], b) Vista aérea (adaptado do Google)	32
Figura 4.2 – Alçado longitudinal da Ponte de Canelas [7]	32
Figura 4.3 – Corte transversal da Ponte de Canelas [7]	33
Figura 4.4 – Modelo numérico: vista global	37
Figura 4.5 - Perfil transversal da ponte	39
Figura 4.6 – Perfil transversal do modelo numérico da ponte: pormenor do banzo inferior dos perfis metálicos	39
Figura 4.7 – Observação do desnível entre carris da mesma via devido à curvatura em planta	40
Figura 4.8 – Corte transversal do modelo numérico da ponte (variação da cota dos carris)	41
Figura 4.9 – Vista em perspetiva da variação da cota dos carris.....	41
Figura 4.10 – Observação da variação da altura da camada de balastro	44
Figura 4.11 – Perfil transversal da ponte, pormenor das localizações das densidades de balastro	45
Figura 4.12 – Modelo com a indicação dos elementos em que foi considerada a degradação do balastro.....	46
Figura 4.13 – Modelo com a indicação do fim dos elementos com degradação do balastro na transição para o aterro	46
Figura 4.14 - Posicionamento dos acelerómetros para os diversos setups em planta [9].....	51
Figura 4.15 – Colocação dos acelerómetros à face inferior das vigas metálicas	51

Figura 4.16 - Deformadas dos modos de vibração até à frequência de 30,54Hz	54
Figura 5.1 - Esquema do sistema de apoios de um comboio articulado	56
Figura 5.2 – Comboio TGV.....	57
Figura 5.3 - Esquema do sistema de apoios de um comboio convencional	57
Figura 5.4 - Comboio Alfa-Pendular	57
Figura 5.5 - Esquema do sistema de apoios de um comboio regular	58
Figura 5.6 - Modelo de massa móvel na estrutura [29]	59
Figura 5.7 - Modelo simplificado de um veículo de massas rolantes (sistema massa-mola-amortecedor) [29]	59
Figura 5.8 - Modelo mais completo do veículo [29]	59
Figura 5.9 - Esquema de cargas de um comboio do TGV-Duplo	60
Figura 5.10 - TGV-Duplo: a) Comboio real; b) Modelo dinâmico; c) Modelo numérico cotado; d) Modelo numérico em ANSYS	62
Figura 5.11 – Pormenor de um bogie articulado	64
Figura 5.12 – Pormenor em perspetiva dos bogies das carruagens articuladas e da locomotiva	65
Figura 5.13 – Vista em perspetiva 3D de uma carruagem articulada e uma carruagem de transição	66
Figura 5.14 – Modos de vibração da zona articulada	68
Figura 5.15 – Modos de vibração da locomotiva	69
Figura 5.16 – Modos de vibração dos passageiros.....	70
Figura 5.17 – Modos de vibração dos bogies	73
Figura 5.18 - Comboio Alfa Pendular com identificação da localização das carruagens	74
Figura 5.19 - Esquema de cargas do comboio Alfa Pendular	74
Figura 5.20 - Carruagem BBN: a) perspetiva; b) planta interior.....	75
Figura 5.21 - Modelo numérico da carruagem BBN: a) perspetiva; b) alçado; c) vista de topo	78
Figura 5.22 - Modelo numérico do bogie.....	79
Figura 5.23 - Modos de vibração da caixa calibrados	81
Figura 5.24 - Modos de vibração dos bogies calibrados	81
Figura 5.25 - Assinatura dos comboios reais em circulação na rede europeia [18]	82
Figura 5.26 - Assinatura dos modelos HSLM-A presentes nas normas europeias.....	83
Figura 5.27 - Assinatura do comboio TGV na versão dupla ou simples	84
Figura 5.28 - Assinatura do comboio Alfa-Pendular na versão dupla ou simples.....	85
Figura 6.1 - Posicionamento dos nós da ponte onde foram efectuados registos: a) planta; b) corte transversal; c) corte longitudinal	89
Figura 6.2 - Acelerações máximas em função da velocidade e do número de modos devido ao TGV: a) 1/3 vão e b) 1/2 vão	90
Figura 6.3 - Deslocamentos máximos a meio vão em função da velocidade e do número de modos devido ao comboio TGV	91
Figura 6.4 - Valores máximos da aceleração a meio vão para o comboio TGV: a) 1/2 vão e b) 1/3 vão.....	94
Figura 6.5 - Valores máximos da aceleração a meio vão para o comboio Alfa: a) 1/2 vão e b) 1/3 vão.....	95
Figura 6.6 - Aceleração máxima absoluta em função da velocidade pelo método de interação e de cargas móveis no cenário C: a) 1/2 vão: b) 1/3 vão	98
Figura 6.7 - Aceleração máxima absoluta em função da velocidade pelo método com interação e com cargas móveis no cenário E: a) 1/2 vão: b) 1/3 vão	99

Figura 6.8 - Deslocamentos máximos absolutos em função da velocidade: a)1/2 vão e b)1/3 vão ...	101
Figura 6.9 - Registos das acelerações e deslocamentos máximos absolutos em função da velocidade para as várias posições longitudinais do tramo carregado (E-encontro; P-tramo adjacente)	103
Figura 6.10 – Verificação regulamentar da segurança estrutural da ponte	104
Figura 6.11 – Acelerações e deslocamentos máximos a meio vão do tramo carregado e do tramo descarregado	105
Figura 6.12 - Envolve das acelerações máximas à velocidade de 435 km/h para o TGV, no tramo carregado.....	106
Figura 6.13 – Acelerações máximas a meio vão para as diferentes posições transversais do tramo carregado.....	107
Figura 6.14 - Deslocamentos máximos no tramo carregado para o TGV à velocidade de 435 km/h .	108
Figura 6.15 - Deslocamentos máximos a meio vão para diferentes posições transversais do tramo carregado para o TGV à velocidade de 435 km/h	108
Figura 6.16 – Esquema das carruagens do TGV	109
Figura 6.17 – Comparação da aceleração máxima em dois lugares da mesma carruagem.....	110
Figura 6.18 - Comparação da aceleração máxima no 1º e 2º comboio	111
Figura 6.19 - Acelerações máximas absolutas em função da velocidade para todos os lugares de passageiro.....	112
Figura 6.20 – Acelerações máximas registadas na ponte e no TGV em função da velocidade.....	114
Figura 6.21 - Registos temporais das acelerações para diversas velocidades nas carruagens de transição	115
Figura 6.22 – Registos temporais das acelerações para diversas velocidades nas carruagens articuladas	116
Figura 6.23 - Registo das acelerações em função do tempo para diversas velocidades nas carruagens articuladas, R4, e carruagens de transição frontais, R1(F)	117
Figura 6.24 - Resposta dinâmica das acelerações a meio vão do tabuleiro para as velocidades de 290 e 435 km/h: a) Registos temporais; b) Assinatura dinâmica TGV; c) Auto-espectro	118
Figura 6.25 - Registo das acelerações em função do tempo a meio vão do tabuleiro para a velocidade de 435km/h, no caso da análise com cargas móveis e com interação	119
Figura 6.26 – Irregularidades da via	120
Figura 6.27 - Acelerações máximas absolutas com cargas móveis e com interação sem irregularidades em função da velocidade a meio vão do tramo carregado	121
Figura 6.28 - Acelerações máximas absolutas com interação com ou sem irregularidades em função da velocidade a meio vão do tramo carregado	121
Figura 6.29 - Registos temporais das acelerações com interação com ou sem irregularidades a meio vão	122
Figura 6.30 – Acelerações máximas em função da velocidade para várias posições de passageiros com e sem irregularidades da via.....	124
Figura 6.31 - Registo temporal das acelerações em várias posições de passageiros a 435 km/h	126
Figura 6.32 - Aceleração máxima absoluta em função da velocidade para os comboios TGV e Alfa, com o método das cargas móveis e cenário de amortecimento C, a meio vão do tramo carregado	127
Figura 6.33 - Deslocamento máximo absoluto em função da velocidade para os comboios TGV e Alfa, com o método das cargas móveis e cenário de amortecimento C, a meio vão do tramo carregado	128

Figura 6.34 - Acelerações máximas absolutas no tramo carregado para a velocidade de 230 km/h, no tramo carregado.....	128
Figura 6.35 - Comparação do registo temporal entre o método de cargas móveis e o de interação com registo filtrado a 30 Hz a meio vão da ponte: a) 200 km/h; b) 305 km/h.....	129
Figura 6.36 – Registo temporal das acelerações dos passageiros a 200 km/h	131

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Esquema da metodologia numérica de interação ponte-comboio	14
Quadro 3.1 - Valores característicos para as cargas verticais dos modelos de carga SW/0 e SW/2	18
Quadro 3.2 – Características do modelo HSLM-A.....	23
Quadro 3.3 - Valores de amortecimento (ζ).....	27
Quadro 4.1 – Tipo de elementos usados	38
Quadro 4.2 – Características atribuídas ao elemento SHELL63	40
Quadro 4.3 - Características atribuídas ao elemento BEAM44.....	41
Quadro 4.4 – Características atribuídas aos apoios	42
Quadro 4.5 - Materiais considerados na modelação	44
Quadro 4.6 – Características atribuídas às Propriedades dos Materiais	47
Quadro 4.7 - Alinhamentos longitudinais do modelo	48
Quadro 4.8 - Alinhamentos transversais do modelo	49
Quadro 4.9 - Posicionamento dos acelerómetros para os diversos setups [9]	50
Quadro 4.10 - Comparação da forma dos modos identificados experimentalmente e numéricos	52
Quadro 5.1 - Propriedades dos elementos do comboio modelado.....	61
Quadro 5.2 - Distribuição de Massas do veículo BBN [16].....	76
Quadro 5.3 - Caracterização dos principais parâmetros do modelo numérico da caixa [16].....	76
Quadro 5.4 - Caracterização dos principais parâmetros do modelo numérico do bogie [16].....	77
Quadro 5.5 - Frequências naturais relativas aos modos da caixa e dos bogies obtidos após calibração do modelo numérico	80
Quadro 5.6 - Características dos comboios europeus de alta velocidade [18].....	83
Quadro 6.1 - Modos de vibração, frequências naturais e amortecimentos medidos	92
Quadro 6.2 – Amortecimentos atribuídos aos modos de vibração para cada cenário de análise	93
Quadro 6.3 – Estimativa das velocidades ressonantes para o TGV	97
Quadro 6.4 - Estimativa das velocidades ressonantes para o Alfa	127

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Num mundo em constante evolução, a mobilidade assume um papel cada vez mais relevante. Associado ao progresso tecnológico, científico e económico, todos os meios de transporte apresentam um desenvolvimento acelerado de forma a colmatar as necessidades decorrentes do processo de globalização, para o qual o tempo despendido em cada atividade é um fator crucial, sendo por isso de extrema importância tornar todos os tempos de transporte, custos e benefícios a este associados, mais competitivos a uma escala mundial.

Desta forma, o transporte ferroviário assumiu, desde a sua génese nos séculos XVIII e XIX, uma grande importância na economia e na sociedade, revolucionando os transportes terrestres [1].

Mais recentemente, surgiu uma das derivações do transporte ferroviário, a alta velocidade, decorrente da necessidade de encurtar tempos de viagem, de uma forma eficiente, cómoda e económica, entre aglomerados urbanos, tendo importantes benefícios relativamente ao transporte rodoviário ou aéreo, em determinadas circunstâncias.

Verifica-se que a alta velocidade é muito competitiva numa gama de distâncias entre as cidades interligadas de trezentos a mil quilómetros [2]. No que diz respeito ao transporte rodoviário, não é possível atingir velocidades da mesma ordem, é menos confortável e não permite transportar um elevado número de passageiros no mesmo veículo, embora seja o único que pode ser usado individualmente, complementando a mobilidade na chegada ao destino. Quanto ao transporte aéreo, o tempo despendido no acesso aos aeroportos e nos procedimentos de embarque, torna a alta velocidade vantajosa no intervalo referido. Este transporte tem, comparativamente, associado um menor custo de transporte e menor consumo de energia, sendo mais sustentável, embora o investimento inicial, nas infraestruturas necessárias, seja avultado e substancialmente superior às alternativas abordadas.

As vantagens referidas, conjugadas com uma política de investimento e sucesso na utilização e procura deste meio de transporte, traduzem-se no crescimento da alta velocidade a nível mundial, com especial incidência em países desenvolvidos ou em desenvolvimento acentuado com altas densidades populacionais (Figura 1.1), perspetivando-se, num futuro próximo, o aumento significativo do número de quilómetros em operação por todo o mundo.



Figura 1.1 - Rede de alta velocidade no mundo [3]; a) 2009; b) 2025

Não obstante ter sido efetuada a primeira ligação de alta velocidade no Japão, unindo Tóquio a Osaka, em 1964, o grande sucesso alcançado impulsionou o crescimento acentuado neste país e nos países da Europa central ocidental. Atualmente a rede europeia de alta velocidade tem uma vasta extensão de linhas de alta velocidade [2], cerca de 3000 Km na Europa, num total de 5000 Km em todo mundo. Contudo, estima-se que em 2020 (Figura 1.2), a rede de alta velocidade totalize 15000 Km, considerando os projetos em curso, outros em planeamento e acordos entre diversos países, sendo que para a União Europeia a Rede Transeuropeia de Transporte é uma prioridade [4].



Figura 1.2 – Rede de alta velocidade na Europa prevista para 2020

Em Portugal, a rede de alta velocidade foi acordada com Espanha, durante a XIX Cimeira Luso-Espanhola, definindo as ligações a serem executadas (Lisboa – Madrid; Porto – Vigo; Aveiro – Salamanca; Évora – Faro – Huelva) e as suas características. Em meados de 2010, reforçou-se a importância das ligações previstas para a interação entre a Península Ibérica e a Europa Central, através de um Memorando de Entendimento entre Portugal, Espanha e França.

A concretização da rede ferroviária de alta velocidade em Portugal irá permitir a integração deste país no espaço Ibérico e Europeu, a modernização e a sustentabilidade do sistema de transportes, o desenvolvimento económico e tecnológico e impulsionará a competitividade e a interação comercial dos sistemas portuário, aeroportuário, ferroviário, convencional e logístico [5], melhorando de forma substancial o modo de vida de todo o país. Na Figura 1.3 pode observar-se a rede de transportes ferroviários planeada para a península ibérica e a sua ligação à Europa, tanto a nível de mercadorias como transporte de passageiros.

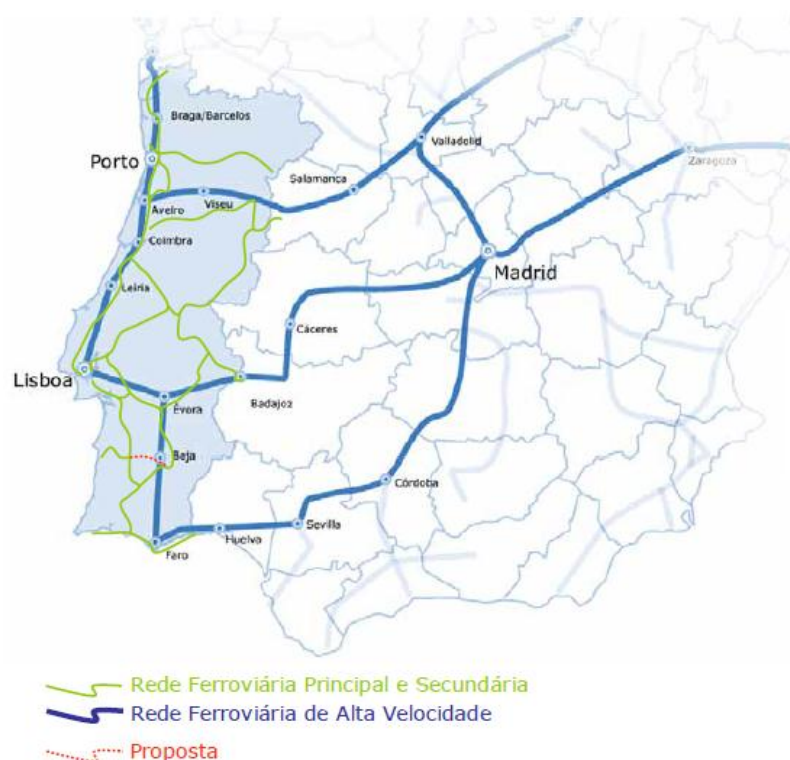


Figura 1.3 – Rede de transportes ferroviários prevista para a Península Ibérica [6]

Associados ao aparecimento e progresso da alta velocidade, novos desafios foram surgindo ao nível do comportamento dinâmico das estruturas integradas nas respetivas vias, sujeitas a determinadas ações distintas das verificadas nas linhas convencionais. Constatou-se que, em diversas situações, a passagem de veículos a velocidades significativamente superiores na mesma estrutura, suscitavam efeitos dinâmicos distintos dos anteriormente conhecidos, com grande relevância para os efeitos ressonantes.

Surgiu, assim, a necessidade de estudar os fenómenos associados aos comportamentos nunca antes experimentados e através das suas conclusões, implementar normas europeias com procedimentos e verificações que abranjam os fenómenos recentes, de forma a serem consideradas no dimensionamento estrutural das novas pontes, ou no reforço das estruturas existentes.

No que concerne à rede prevista para Portugal, haverá a possibilidade de aproveitar alguns troços já existentes e remodelados recentemente, implicando a realização de vários estudos relacionados com o comportamento dinâmico das estruturas e a sua capacidade relativamente a um aumento significativo da velocidade dos comboios e à passagem de veículos com características diferentes. Contudo, devido às exigências de geometria de traçado inerentes a um projeto desta dimensão, existirá a necessidade de construir inúmeras obras de arte, em grande parte devido ao relevo muito acidentado do país.

Não obstante da situação económica e política do país, e do consequente adiamento do projeto de alta velocidade ferroviária, continua a ter extrema importância a realização de investigações das pontes ferroviárias nacionais, possibilitando a compreensão do seu comportamento perante as atuais e as eventuais solicitações das estruturas. No âmbito deste trabalho, estuda-se uma ponte em particular, situada na Linha do Norte, sujeita ao intenso fluxo de tráfego ferroviário, com várias composições de veículos que circulam a velocidades distintas, a ponte de Canelas. Esta ponte, sendo do tipo *filler-beam*, possui especial interesse, já que é uma solução estrutural bastante comum na rede ferroviária em Portugal e na Europa, permitindo averiguar alguns aspetos característicos deste tipo de estruturas. Assim, com o recurso aos modelos numéricos conjugados com informação obtida experimentalmente e articulados com os programas desenvolvidos para interagir com esses modelos, é possível desenvolver um estudo cada vez mais avançado e complexo sobre a ponte em concreto, e obter informações passíveis de serem usadas em estudos ou regulamentos futuros.

1.2. OBJETIVOS

Inserido no âmbito de um projeto mais abrangente e complexo levado a cabo pelo Grupo de Investigação de Alta Velocidade¹, este trabalho tem como propósito dar continuidade aos estudos realizados sobre a ponte de Canelas, por autores anteriores, desenvolvendo aspetos nunca abordados e inovadores nesta estrutura, como a análise dinâmica da interação ponte-comboio, completando o conhecimento obtido anteriormente e deixando o caminho preparado para futuros progressos.

Sendo a ponte de Canelas (Figura 1.4), do tipo *filler beam*, constituída por 6 tramos simplesmente apoiados com 12m de vão cada, é uma estrutura propícia à ocorrência de fenómenos de ressonância para determinadas velocidades associadas à passagem de certos comboios, devido ao reduzido vão.



Figura 1.4 – Ponte de Canelas [7]

¹ Grupo de Investigação de Alta Velocidade da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Inicialmente, Silva [8] executou três modelos de elementos finitos da estrutura com diferentes níveis de complexidade com o intuito de analisar o comportamento dinâmico da ponte quando sujeita à passagem de diversos cenários de tráfego de alta velocidade. Com recurso aos resultados de campanhas experimentais anteriores, foi possível calibrar o modelo numérico em relação a quatro propriedades que se revelaram sensíveis e relevantes do ponto de vista dinâmico. No entanto, a informação experimental era escassa e limitada em alguns parâmetros essenciais, e não permitiu calibrar o modelo de forma eficiente. Assim, no seu seguimento, Carvalho [9] calibrou o modelo de forma mais robusta através de algoritmos matemáticos que permitem analisar mais parâmetros sensíveis da estrutura, e obter os seus resultados otimizados, atingindo uma solução mais fiável e representativa do comportamento real da estrutura.

Concluída a calibração do modelo da ponte, e analisado o seu comportamento dinâmico através de metodologias estáticas ou dinâmicas de implementação mais elementar, optou-se por comparar os resultados obtidos pelas referidas análises e os processos regulamentares com os efeitos provenientes de uma análise dinâmica mais sofisticada e realista, através da modelação dos veículos circulantes. Assim, pelo facto de se introduzir no problema mais informação real correspondente à estrutura do veículo e interagindo as duas estruturas, é possível produzir resultados mais fiáveis e próximos dos alcançados experimentalmente, com os seguintes objetivos:

- Analisar a influência da modelação e interação do veículo com a estrutura no comportamento dinâmico, aferindo as eventuais discrepâncias entre os valores obtidos de forma experimental, pela metodologia estática ou pela metodologia dinâmica de cargas móveis;
- Observar se os métodos abrangidos pelos regulamentos são demasiado conservativos, e em que situações concretas apresentam maiores divergências;
- Identificar as situações em que a análise mais complexa é vantajosa, abordando as particularidades da ponte e características dos comboios;
- Simular a passagem de dois tipos de comboios numa ampla gama de velocidades, verificando os limites regulamentares impostos;
- Estudar a influência das irregularidades da via na metodologia de interação;
- Confrontar os registos obtidos na análise dinâmica da ponte sob a ação de dois comboios distintos e constatar a importância da geometria, das distâncias entre eixos, do comprimento total do comboio e do tipo do sistema de apoios;
- Comparar os resultados obtidos pelo método iterativo num modelo de corpos rígidos e num modelo de corpos flexíveis de forma a verificar se a complexidade associada a um dos modelos face ao outro tem relevância nos registos e se é competitiva em termos de tempo de cálculo.

1.3. ORGANIZAÇÃO

A dissertação é organizada em sete capítulos que serão sucintamente descritos nos parágrafos seguintes.

No presente capítulo é apresentado o enquadramento do tema do trabalho, descrevendo a importância do tema a nível mundial, e são descritos os objetivos estipulados para este estudo.

No segundo capítulo são abordados os aspetos específicos relacionados com as pontes de pequeno vão sujeitas ao tráfego de alta velocidade, nomeadamente no que diz respeito aos fatores que contribuem para as diferenças geralmente constatadas entre os resultados experimentais e os cálculos efetuados,

bem como as diversas metodologias de análise dinâmica existentes, com ênfase nas metodologias numéricas de cargas móveis e de interação ponte-comboio visto terem sido as utilizadas neste trabalho. De seguida, é explicado o modo de funcionamento do programa TBI “*Train-Bridge-Interaction*” utilizado na realização das análises dinâmicas com interação e com cargas móveis, que envolve a interligação entre os programas de cálculo ANSYS e Matlab.

No terceiro capítulo são abordados os aspetos regulamentares preconizados nas normas EN1991-2 e EN1990-AnnexA2 para dimensionamento de pontes ferroviárias de alta velocidade, nomeadamente a verificação aos estados limites de segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros. Referem-se os parâmetros mais relevantes nas análises dinâmicas como a gama de velocidades, o amortecimento da ponte, em especial o acréscimo de amortecimento para pontes de pequeno vão, a massa e a rigidez da ponte.

No quarto capítulo faz-se uma apresentação da ponte que serve de base a este estudo, a ponte de Canelas. Posteriormente, é descrito o modelo numérico da ponte realizado através do programa ANSYS, sendo realçados todos os parâmetros que foram calibrados e otimizados com base em ensaios experimentais de vibração ambiental e no algoritmo genético do programa OptiSlang. Por último, faz-se uma descrição do ensaio de vibração ambiental e dos resultados obtidos e uma análise modal da ponte com as frequências modais calibradas.

No quinto capítulo apresentam-se os comboios de alta velocidade que atualmente circulam na rede ferroviária europeia e nas redes mais evoluídas do mundo, em particular na Ásia. Abordam-se os modelos de veículos ferroviários que são utilizados nas análises com metodologias de interação, entre os quais os modelos mais simples como o de massa móvel ou de massa-mola-amortecedor, que não têm em consideração o efeito de ligação dos diferentes eixos pela carruagem, e os modelos mais complexos como o de corpos rígidos ou o de corpos flexíveis que se distinguem pelo último considerar a flexibilidade dos elementos da caixa. De seguida, descreve-se o processo de modelação do comboio TGV-Duplo como um modelo de corpos rígidos, referindo-se o seu esquema de cargas, as suas propriedades dinâmicas geométricas e mecânicas e as etapas de modelação em 2D e 3D, com destaque para a modelação da parte articulada das carruagens intermédias. É, ainda, realizada uma análise modal ao comboio TGV. Apresenta-se resumidamente o modelo de corpos flexíveis do comboio Alfa Pendular utilizado nas análises dinâmicas, destacando-se a complexidade da modelação tanto ao nível da caixa do veículo como do bogie, e verificando na sua análise modal o comportamento flexível da caixa. Por fim, introduz-se o conceito de assinatura dinâmica de um comboio e analisam-se as assinaturas dos comboios em análise.

O sexto capítulo tem como propósito realizar-se a análise dinâmica da ponte de Canelas considerando as duas modelações, interação comboio-ponte e cargas móveis, para os dois comboios analisados. Faz-se um estudo sobre a influência do amortecimento modal, através da análise de vários cenários, comparam-se as respostas obtidas para as duas modelações de análise, verifica-se o efeito provocado pelo modelo com interação nas velocidades ressonantes e analisam-se os registos relativos às acelerações dos passageiros. É analisada a influência das irregularidades da via no registo das acelerações para o modelo com interação, comparam-se o comportamento dinâmico da ponte sob a ação distinta dos comboios e faz-se uma verificação regulamentar da segurança da estrutura, da via e do conforto dos passageiros.

Por último, no sétimo capítulo, são apresentadas as conclusões gerais do trabalho bem como as perspetivas de desenvolvimentos futuros.

2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são abordados alguns aspetos característicos do comportamento dinâmico de pontes de pequeno vão que proporcionam, segundo se constata em estudos da ERRI² e experiências de estruturas semelhantes em linhas estrangeiras, fenómenos de ressonância passíveis de criar níveis de vibração excessivos. São referidas as propriedades mais relevantes para o comportamento deste tipo de pontes, de forma a clarificar o interesse da realização da análise com interação e as alternativas implementadas no regulamento para ter em consideração estes aspetos, bem como destacar a importância da calibração do modelo, previamente efetuada nos trabalhos anteriores.

Faz-se também referência aos dois modelos de análise numérica empregues no âmbito deste trabalho, explicitando os aspetos mais importantes associados ao processo de cálculo adotado para cada uma delas, bem como os métodos de resolução numérica utilizados.

2.2. PONTES DE PEQUENO VÃO

O comportamento dinâmico das pontes de pequeno vão é bastante suscetível a indefinições relativas à rigidez dos apoios, aos efeitos da interação da ponte e do encontro, à continuidade da via férrea sobre os apoios da ponte e ao comportamento do balastro na ligação transversal das vias, factos perceptíveis na análise dos resultados de várias investigações levadas a cabo pela ERRI.

Outros estudos publicados por Dieleman e Fournol [10] demonstram que os resultados experimentais e os calculados em modelos numéricos tendem a convergir quando se ajustam as propriedades mais sensíveis e com maior incerteza na determinação do seu valor, como a rigidez, a massa e o amortecimento. Contudo, ter em apenas em consideração as propriedades referidas pode não ser satisfatório para o grau de aproximação pretendido, havendo necessidade de contemplar os aspetos realçados na Figura 2.1, que podem ter um grau de dificuldade acrescido devido:

- Às definições do vão sem ter em conta as dimensões e comportamento dos apoios;
- Ao contributo provocado pela continuidade da via (balastro e carris) entre a estrutura e o aterro, com impacto significativo nas condições de distribuição do carregamento;

² European Rail Research Institute

- Ao facto dos encontros imporem maior rigidez no apoio à estrutura do que os apoios dos pilares intermédios, o que impede a rotação livre da laje;
- À inclusão das propriedades realistas do comboio no comportamento da estrutura, sendo relevante os efeitos de inércia da sua massa e as suas propriedades de amortecimento e rigidez no comportamento da estrutura;
- Ao amortecimento devido à energia transmitida pelas condições de apoio não apresentar valores desprezáveis;
- Às irregularidades inerentes à via e aos apoios dos veículos.

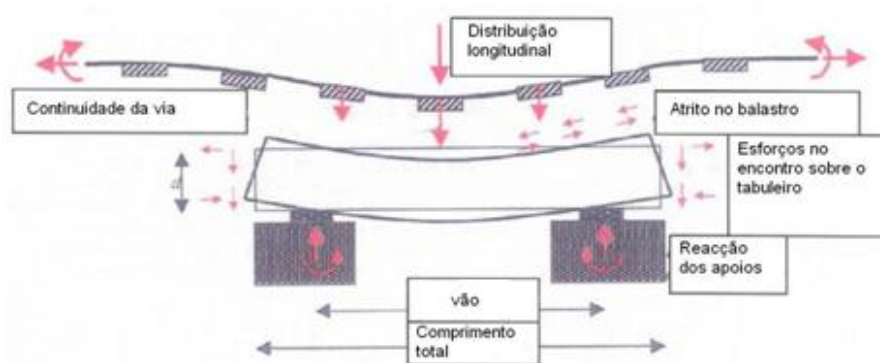


Figura 2.1 – Possíveis origens das diferenças entre as medições experimentais e os cálculos numéricos [9]

Outros estudos, como o de Museros et al. [11], demonstram que em pontes de pequeno vão a utilização de modelos com a metodologia de interação comboio e ponte, relativamente aos modelos de cargas móveis, diminui em cerca de 25% os valores dos deslocamentos e acelerações para as velocidades ressonantes, muito embora para as velocidades em que não se verifica a ressonância os resultados obtidos pelos dois métodos sejam praticamente coincidentes.

2.3. METODOLOGIAS NUMÉRICAS DE ANÁLISE DINÂMICA

No que concerne às metodologias de análise para pontes, é de realçar que existem várias alternativas como as analíticas, simplificadas e empíricas. Contudo, de entre as várias metodologias passíveis de serem usadas na análise da resposta dinâmica de uma ponte, as mais usuais são as metodologias numéricas uma vez que permitem análises dinâmicas de estruturas mais complexas, embora exijam maior tempo de cálculo. Este facto é atenuado devido aos avanços tecnológicos e à crescente capacidade dos computadores e, se o modelo for otimizado, o tempo despendido na análise pode ser consideravelmente diminuído. As metodologias analíticas e simplificadas são limitadas a estruturas simples, como vigas simplesmente apoiadas, o que abrange poucos casos, e as empíricas são aplicáveis a pontes semelhantes, sujeitas ao mesmo regime de cargas, resultando de um tratamento estatístico dos resultados experimentais.

As metodologias numéricas podem ser divididas consoante a forma de aplicação das cargas na estrutura, uma vez que ser usado o modelo de cargas móveis ou os modelos com interação entre a ponte e o comboio, nos quais o comboio também é modelado.

No âmbito deste trabalho são utilizadas as duas metodologias numéricas, com o intuito de comparar resultados obtidos segundo os dois métodos. O método das cargas móveis, embora seja mais simples de implementar e analisar, exigindo menor tempo de cálculo, é conservativo no que toca aos efeitos dinâmicos máximos, tornando menos aliciante do ponto de vista económico e de eficiência de engenharia. Para além disto, os modelos com interação possibilitam a obtenção dos valores das acelerações no interior das carruagens, avaliando o nível do conforto dos passageiros com mais rigor.

2.3.1. ANÁLISE DINÂMICA COM CARGAS MÓVEIS

Nesta metodologia os comboios são considerados como um conjunto de cargas móveis, em que cada eixo do comboio corresponde a uma das cargas que percorre a ponte a uma determinada velocidade simulando a circulação do comboio. Esta metodologia evita a modelação do comboio, sendo bastante mais simplificada e exigindo tempos de cálculo muito inferiores, contudo os resultados obtidos não correspondem exatamente à realidade já que a massa do comboio não é considerada e pode ter alguma influência na alteração das frequências naturais do sistema, podendo também contribuir para um acréscimo do amortecimento inicial.

Uma análise deste tipo envolve diversas etapas que são implementadas num programa de cálculo, sendo importante abordar estes procedimentos para compreender todo o processo de análise. De seguida são descritos os procedimentos adotados para esta metodologia.

Qualquer problema de análise dinâmica inicia-se com a formulação da equação de equilíbrio dinâmico associado a cada grau de liberdade da estrutura em que para cada nó e para cada instante de tempo tem de se verificar o equilíbrio entre as forças exteriores $F(t)$ e o somatório das todas as forças internas, sendo estas as forças de inércia $F_i(t)$, as forças de amortecimento $F_a(t)$ e as forças elásticas $F_e(t)$, como se observa na equação (2.1).

$$F_i(t) + F_a(t) + F_e(t) = F(t) \quad (2.1)$$

Dado que as forças de inércia resultam da multiplicação entre a matriz de massa global M e o vector de acelerações $\ddot{u}$, as forças de amortecimento provêm do resultado da matriz de amortecimento C multiplicada pelo vector de velocidades $\dot{u}$ e que as forças elásticas são obtidas através da multiplicação da matriz de rigidez global K pelo vector de deslocamentos u , a equação (2.1) transforma-se na expressão seguinte:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \quad (2.2)$$

Com base nesta formulação, foram usados dois programas comerciais para a análise dinâmica da ponte de Canelas com recurso ao método das cargas móveis, ANSYS e MATLAB, que complementam as potencialidades de cada um.

Assim, inicialmente desenvolve-se o modelo de elementos finitos e executa-se a análise modal da estrutura no programa ANSYS, extraindo-se os valores das massas modais M_n e das frequências modais ω_n . Estes parâmetros permitem calcular a rigidez modal K_n e o amortecimento modal C_n , segundo as equações (2.3) e (3.16).

$$K_n = \omega_n^2 M_n \quad (2.3)$$

$$C_n = 2\xi_n M_n \omega_n \quad (2.4)$$

Para o cálculo das forças modais F_n , é necessário extrair as informações relativas à via férrea, como as coordenadas UY_n , correspondentes aos deslocamentos verticais da via, das várias configurações modais $\phi_{k,n}$, para os k nós da via e para os n modos de vibração. Se os modelos de elementos finitos não sofrerem alterações, o procedimento anterior é realizado uma única vez.

Assim, para cada instante de tempo, são aplicadas cargas pontuais em cada nó do carril, correspondentes aos eixos do comboio P_r . Estas cargas são convertidas em forças nodais $f_k(t)$, para cada instante, através da expressão (2.5), em que $N_{r,k}(t)$ é a função de forma que retrata a variação da força nodal no nó k devido à passagem da carga do eixo P_r .

$$f_k(t) = \sum_{r=1}^{n^{\circ} \text{ de rodas}} N_{r,k}(t) P_r \quad (2.5)$$

$$N_{r,k}(t) = \begin{cases} \frac{x_r - x_{k-1}}{x_k - x_{k-1}}, & \text{para } x_{k-1} \leq x_r(t) \leq x_k \\ 1 - \frac{x_r - x_k}{x_{k+1} - x_k}, & \text{para } x_k \leq x_r(t) \leq x_{k+1} \\ 0, & \text{para } x_r(t) \notin [x_{k-1}, x_{k+1}] \end{cases} \quad (2.6)$$

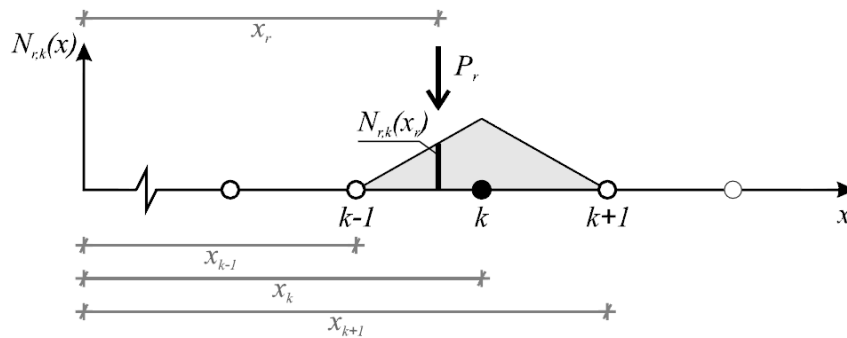


Figura 2.2 - Representação da função de forma para a aplicação das cargas da roda no nó k do carril

Calculadas as forças nodais $f_k(t)$, é possível obter as forças modais $F_n(t)$ através da expressão (2.7).

$$F_n(t) = \sum_{k=1}^{n^{\circ} \text{ nós do carril}} \phi_{k,n}^T f_k(t) \quad (2.7)$$

Com recurso ao método de Newmark e conhecidas as forças modais, podem determinar-se os deslocamentos modais $y_n(t)$, velocidades modais $\dot{y}_n(t)$ ou acelerações modais $\ddot{y}_n(t)$, resolvendo a equação de equilíbrio dinâmico (2.8).

$$M_n \ddot{y}_n(t) + C_n \dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = F_n(t) \quad (2.8)$$

em que M_n é a massa modal, C_n o amortecimento modal e K_n a rigidez modal, definidas nas expressões seguintes:

$$M_n = \phi_n^T M \phi_n \quad (2.9)$$

$$C_n = \phi_n^T C \phi_n \quad (2.10)$$

$$K_n = \phi_n^T K \phi_n \quad (2.11)$$

Para resolver a equação de equilíbrio dinâmico pelo método de Newmark com a precisão adequada, é necessário definir um incremento de tempo Δt , que está limitado aos critérios definidos nas equações (2.17) e (2.13), [12], em que f_{max} é a frequência de vibração máxima considerada na análise, n é o número máximo de modos de vibração, L é o comprimento do vão em estudo e v_{max} é a velocidade máxima de circulação do comboio.

$$\Delta t = \frac{1}{8f_{max}} \quad (2.12)$$

$$\Delta t = \frac{1}{4nv_{max}} \quad (2.13)$$

Um terceiro critério, mais restritivo que os restantes, foi sugerido por Ribeiro [13] para o caso das acelerações, após realizar as análises de sensibilidade a este fator, que resulta na equação (2.14).

$$\Delta t = \frac{1}{20f_{max}} \quad (2.14)$$

Extraídos os valores modais das grandezas que se pretendem avaliar na análise dinâmica e usando o programa MATLAB, recorre-se ao método da sobreposição modal para os vários modos de vibração, determinando a evolução da grandeza ao longo do tempo num determinado ponto k da estrutura, multiplicando os valores modais G_n pela coordenada modal $y_n(t)$, como se indica na expressão (2.15).

$$G_n(t) = \sum_{n=1}^N G_{n,k} y_n(t) \quad (2.15)$$

2.3.2. ANÁLISE DINÂMICA COM INTERAÇÃO

Uma análise com interação ponte-comboio exige não só a modelação da ponte como estrutura de suporte, mas também a modelação do comboio como subestrutura que se move relativamente à ponte. Desta forma, o comboio deixa de ser simulado por um conjunto de cargas de valor correspondente à carga por eixo, para ser modelado por uma associação de elementos com características correspondentes ao comboio, como as massas e inércias das caixas (M_c e I_c) e dos bogies (M_b e I_b), rigidez e amortecimento associados às molas e amortecedores que constituem as suspensões primárias (k_p e C_p) e secundárias (k_s e C_s), e massas concentradas que representam as rodas (M_r). A Figura 2.3 permite visualizar os diversos elementos de um modelo de comboio geral usado numa interação comboio-ponte.

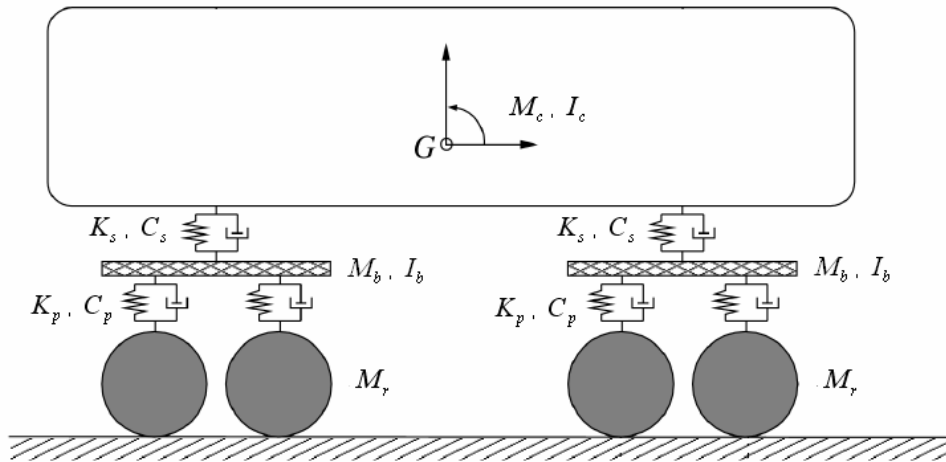


Figura 2.3 - Modelo geral de comboio usado na metodologia de interação comboio-ponte [14]

Para resolução do cálculo da resposta dinâmica com interação existem várias metodologias, entre as quais as desenvolvidas por Calçada [14] que consiste no cálculo iterativo do sistema constituído pelas duas subestruturas e um método não iterativo [15], baseado no método Hilber-Hughes-Taylor (HHT), que possibilita a análise dinâmica de uma forma mais rápida e com resultados aproximados. De seguida faz-se uma breve descrição relativa à metodologia iterativa que foi alvo de estudo neste trabalho. A metodologia não iterativa pode ser consultada na bibliografia [15], na qual se aborda uma aplicação prática deste método.

2.3.2.1 Metodologia iterativa

Esta metodologia considera dois subsistemas modelados de forma independente, sendo o seu cálculo efetuado simultaneamente de forma a compatibilizar os dois subsistemas em termos de forças dinâmicas de interação e de deslocamentos da ponte sob a ação das cargas móveis com o pressuposto que as rodas mantêm permanentemente o contacto com a via [13]. As equações de equilíbrio dinâmico são separadas consoante se refiram à estrutura do comboio (c) ou à estrutura da ponte (p):

$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_p \\ \ddot{u}_c \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_p & 0 \\ 0 & c_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_p \\ \dot{u}_c \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p & 0 \\ 0 & K_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_p \\ u_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_p \\ F_c \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

O processo iterativo tenta compatibilizar os dois subsistemas em cada instante de tempo da análise através de uma série de etapas descritas seguidamente [14]:

Inicialmente são aplicadas na ponte as cargas móveis correspondentes aos eixos do veículo, com uma componente estática constante no tempo (F_{sta}) que representa o valor da carga por eixo e uma componente dinâmica que resulta da interação entre as duas subestruturas ($F_{dyn}^{i-1}(t)$) relativa à interação anterior, que no primeiro instante assume o valor nulo. Da resolução das equações de equilíbrio dinâmico relativas à ponte extraem-se os valores dos deslocamentos nodais desta estrutura ($u_p^i(t)$);

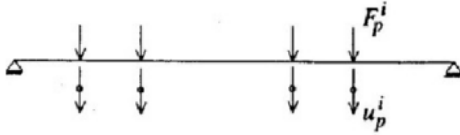
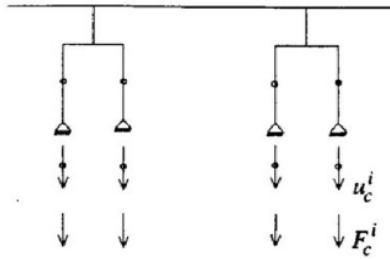
Simultaneamente são aplicados ao comboio assentamentos de apoio ($u_c^i(t)$) correspondentes aos deslocamentos registados na ponte na interação anterior ($u_p^{i-1}(t)$) resolvendo-se as equações de equilíbrio relativas ao comboio, das quais se retiram os valores das forças de reação em cada eixo ($F_c^i(t)$) que entram como componente dinâmica das forças a actuar na ponte na interação seguinte ($F_{dyn}^i(t)$);

De forma a verificar se o resultado obtido já é suficientemente preciso, utiliza-se um critério de convergência definido caso a caso definido pela expressão seguinte:

$$\frac{F_{dyn}^i(t) - F_{dyn}^{i-1}(t)}{F_{dyn}^{i-1}(t)} \quad (2.17)$$

O processo correspondente a cada instante de tempo t termina quando o valor resultante do critério anterior for inferior à tolerância imposta pelo utilizador, repetindo-se o processo descrito para todos os instantes de tempo. O Quadro 2.1 resume simplificadamente a análise abordada.

Quadro 2.1 – Esquema da metodologia numérica de interação ponte-comboio

	Ponte	Comboio
Esquema Estrutural		
Ação	$F_p^i(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{i-1}(t)$	$u_c^i(t) = u_p^{i-1}(t)$
Resultado	$u^i(t) = u_p^i(t)$	$F_{dyn}^i(t) = F_c^i(t)$
Critério de convergência	$CC = \frac{F_{dyn}^i(t) - F_{dyn}^{i-1}(t)}{F_{dyn}^{i-1}(t)}$	Se $CC < \text{tolerância}$ - Novo incremento de tempo Se $CC > \text{tolerância}$ - nova iteração ($i + 1$)

2.4. PROGRAMA DE CÁLCULO TBI

Nas análises da resposta dinâmica da ponte com metodologias numéricas de interação comboio-ponte e cargas móveis utilizou-se uma aplicação computacional designada TBI “*Train-Bridge Interaction*” desenvolvida por Ribeiro [16] em Matlab. Para o caso da metodologia de interação, o programa considera dois subsistemas estruturais, a ponte e o comboio, sendo que ambos são modelados de forma independente recorrendo-se a uma metodologia iterativa para realizar a ligação dos subsistemas. Em seguida, descreve-se sucintamente o processo de cálculo do TBI.

Este programa faz a interligação entre o programa ANSYS, no qual são desenvolvidos os modelos numéricos da ponte e do comboio, em modo ‘*batch*’ que permite extrair de forma eficaz as informações relevantes e necessárias para os cálculos das rotinas em Matlab dos modelos numéricos, como a geometria e nós pertencentes ao caminho de cargas na ponte e os respetivos nós de contacto do comboio, as matrizes de rigidez e massa e o amortecimento de cada um dos subsistemas.

Um dos aspetos mais relevantes neste programa, está relacionado com o método de resolução da equação de equilíbrio dinâmico em cada um dos subsistemas. De facto, na resolução do subsistema ponte é utilizado o método da sobreposição modal que, como foi mencionado, consiste na resolução de um conjunto de equações de equilíbrio dinâmico desligadas associadas a cada modo de vibração da estrutura, considerando apenas a informação modal dos nós do caminho de cargas nos quais são aplicados forças.

Relativamente ao subsistema comboio, o seu cálculo é realizado através de um método de integração direta, o método de Newmark, uma vez que existem amortecedores localizados nos veículos o que impede o desacoplamento das equações de equilíbrio dinâmico referentes a esta estrutura. Analisando o tempo de cálculo, verifica-se que o método da sobreposição modal é mais eficiente a nível computacional. Contudo, como a resolução do sistema de equações no método de Newmark recorre à factorização de Cholesky, o processo tornou-se mais eficiente.

O programa contempla também a possibilidade de se subdividir o sistema dinâmico do comboio em subsistemas mais pequenos e autónomos, designados blocos, que correspondem às carruagens ou conjunto de carruagens do comboio, o que permite atingir uma melhoria no tempo de cálculo da aplicação. Os blocos são definidos tendo em consideração as propriedades geométricas e mecânicas dos veículos, sendo criado um novo bloco sempre que estas se alteram, desde que estruturalmente, os veículos sejam independentes. A Figura 2.4 permite observar a definição dos blocos para dois tipos de comboios, convencional e articulado.

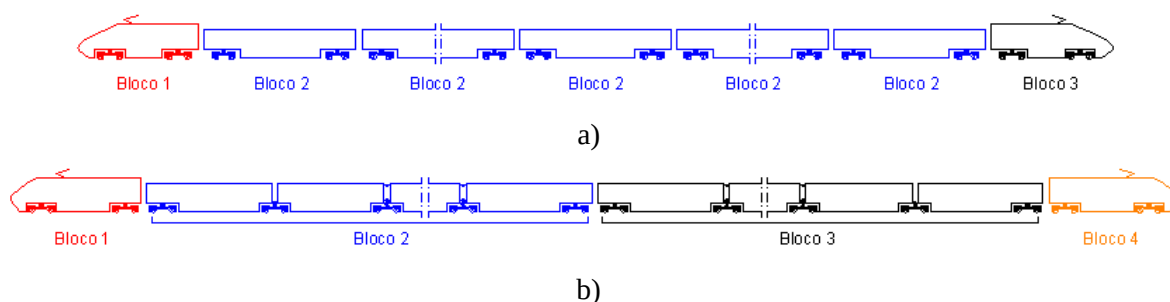


Figura 2.4 - Definição dos blocos para um comboio do tipo: a)convencional; b)articulado [16]

Constata-se que nos comboios articulados as carruagens articuladas pertencem ao mesmo bloco, uma vez que as suas ligações não permitem a definição de blocos individuais. No caso de um comboio ser constituído por inúmeras carruagens desligadas idênticas, é possível analisar-se um modelo constituído por diversos blocos individuais iguais, em que cada um corresponde a uma carruagem. Outra opção consiste na definição de um único bloco que inclua todas as carruagens de um comboio, mesmo que estas sejam distintas. De facto, esta característica definida no programa permite reduzir a dimensão das matrizes associadas ao subsistema comboio reduzindo algumas das operações matriciais realizadas no processo de cálculo [16].

Ao nível do funcionamento do TBI, este é composto por quatro rotinas. A primeira está relacionada com a introdução de dados e definição dos parâmetros necessários para o decorrer do programa, tais como, o incremento de tempo, o número máximo de iterações, a tolerância do critério de convergência e os parâmetros de Newmark. Deve ser indicado o número de modos de vibração do subsistema ponte e o amortecimento modal associado a cada um deles, o caminho de cargas associado ao projeto com a adaptação a uma análise plana ou tridimensional, a velocidade de circulação do comboio e o eixo correspondente à direção de interação de acordo com o referencial do ANSYS. No caso de se pretender incluir as irregularidades da via na análise, estas devem ser introduzidas nesta rotina.

A segunda rotina consiste na importação dos dados do programa ANSYS relativos a ambos os subsistemas, como as matrizes de massa, rigidez e amortecimento, organizando-os num ficheiro de mapeamento de graus-de-liberdade de cada sistema, com correspondência ao número do nó de cada estrutura.

A terceira rotina permite a realização da análise modal da ponte, sendo efetuado o cálculo do problema dos valores e vetores próprios, obtendo-se as frequências naturais (ω_n) e dos modos de vibração (ϕ_n), que são normalizados relativamente à matriz de massa. São, ainda, construídos vetores baseados nos originais dos modos de vibração, que contêm apenas a informação modal dos nós associados ao caminho de cargas e aos graus-de-liberdade definidos como a direção de interação e rotação no plano de interação.

A quarta rotina envolve um conjunto de sub-rotinas relacionadas com o método iterativo como o posicionamento do comboio, o cálculo das ordenadas modais incluindo as irregularidades sob os pontos de contacto do caminho de cargas, o cálculo das forças modais e da resposta da ponte e o cálculo da resposta e das forças de interação do comboio.

Os resultados são facilmente obtidos de acordo com a grandeza que se pretende (deslocamento ou aceleração), o subsistema a analisar, o nó de acordo com a numeração definida no ANSYS, o bloco em estudo e a componente relevante correspondente ao sistema de eixos do programa de modelação.

Dada a complexidade inerente ao TBI, sugere-se um estudo da bibliografia [16] para uma melhor compreensão sobre os diversos aspetos de funcionamento do programa.

3

ASPETOS REGULAMENTARES

3.1. ASPETOS REGULAMENTARES DA ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

3.1.1. ANÁLISE ESTÁTICA

Através desta metodologia de cálculo, aplicada a determinadas pontes de tráfego ferroviário, é possível obter a resposta de uma estrutura a partir da aplicação de cargas verticais estáticas, que simulam a passagem de inúmeros comboios com diferentes características e velocidades, posteriormente conjugada com coeficientes de amplificação corretivos.

Contudo, na realidade, a circulação dos comboios com determinada velocidade provoca reações na estrutura distintas das originadas por simples cargas estáticas representativas dos comboios em causa. Os coeficientes de amplificação dos resultados das cargas estáticas conseguem colmatar algumas das variações de resultados, mas não abrangem os possíveis efeitos de ressonância, nem traduzem fielmente o comportamento da estrutura, implicando em diversos casos a necessidade de se recorrer a uma análise dinâmica, detalhada na secção 3.1.2.

A norma EN1991-2 (2003) define os modelos de carga a serem usados na análise estática, que retratam os efeitos provocados pelo tráfego ferroviário de serviço corrente, mas não representam as cargas reais exercidas pelos vários tipos de comboio. Existem, assim, quatro modelos: o modelo LM71, os modelos SW/0 e SW/2 e o modelo unloaded train.

De seguida são definidas as especificações de cada um dos modelos, tal como os seus campos de aplicação.

3.1.1.1 Modelos de carga LM71

Este modelo pretende simular os efeitos estáticos associados ao tráfego ferroviário normal em circulação numa ponte, resultante de um carregamento vertical representativo de diversos comboios reais, facilitando o processo de cálculo.

Tal como mostra o esquema da Figura 3.1, o modelo é constituído por quatro cargas pontuais centrais de 250 kN e por cargas uniformemente distribuídas nas extremidades de 80 kN/m.

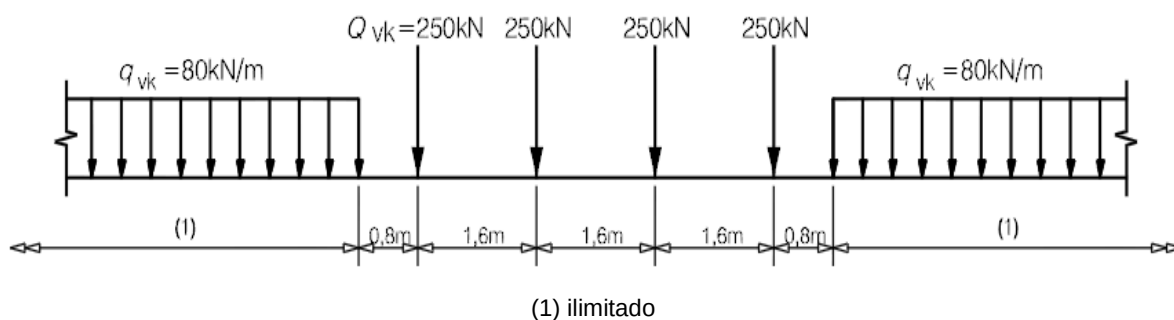


Figura 3.1 - Modelo de cargas LM71

Os valores característicos das cargas referidos devem ser afetados de um fator α que tem em consideração o tipo de carregamento a que a linha está sujeita, designando-se de cargas classificadas, após a afetação. O fator α tomará os valores de 0,75; 0,83 e 0,91 no caso do carregamento ser mais leve que o normal, ou 1,10; 1,21; 1,33; e 1,46, se mais pesado.

3.1.1.2 Modelos de cargas SW/0 e SW/2

O modelo de carga SW/0 combinado com o modelo LM71, representa os efeitos estáticos provocados pelas cargas verticais do tráfego ferroviário normal nas pontes em que os tramos são contínuos.

O modelo SW/2 é usado para caracterizar os efeitos estáticos que surgem devido ao tráfego pesado.

Estes modelos apresentam esquemas de carregamento similares Figura 3.2, contudo os valores característicos são distintos como se observa no Quadro 3.1. Para o modelo de carga SW/0 deve aplicar-se o descrito no ponto 3.1.1.1, no que diz respeito ao fator α , consoante o tipo de carregamento que solicita a estrutura.

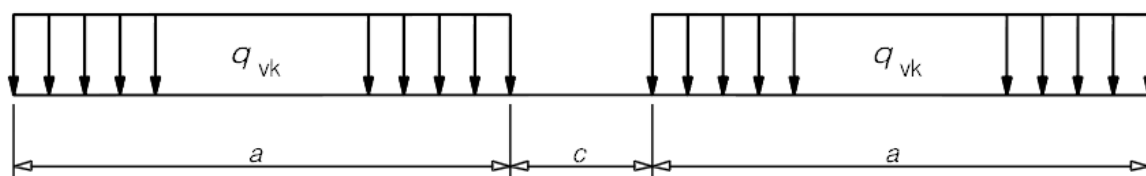


Figura 3.2 - Esquema dos modelos de carga SW/0 e SW/2

Quadro 3.1 - Valores característicos para as cargas verticais dos modelos de carga SW/0 e SW/2

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

3.1.1.3 Modelo de comboio sem carga – “unloaded train”

Este modelo é usado em verificações específicas da estabilidade lateral das pontes, tais como as ações laterais resultantes da passagem do comboio sob a ação do vento, sendo definido por uma carga uniformemente distribuída com valor característico de 10 kN/m.

3.1.1.4 Efeitos dinâmicos

Dado que os resultados obtidos a partir de uma análise estática não contemplam possíveis efeitos resultantes da velocidade com que os comboios circulam e consequentes agravamentos, é necessário introduzir coeficientes de majoração para atender aos efeitos dinâmicos implícitos mas não considerados nesta análise.

Assim, e excluindo os casos em que é esperada a ocorrência de fenómenos de ressonância, são definidos, de acordo com a EN1991-2, fatores corretivos a usar na análise de comboios reais e de modelos de carga estáticos, ϕ e φ respetivamente.

i. Fator de amplificação dinâmica ($1 + \varphi$)

Este fator ($1 + \varphi$), usado no caso de serem consideradas as características dos comboios reais na análise estática, tem em consideração os efeitos dinâmicos provocados pela passagem dos veículos e é definido pela equação (3.1).

$$1 + \varphi = \begin{cases} 1 + \varphi' + \varphi'' & \text{para vias com manutenção corrente} \\ 1 + \varphi' + \frac{\varphi''}{2} & \text{para vias com manutenção cuidada} \end{cases} \quad (3.1)$$

O coeficiente φ' é obtido através da expressão (3.2), em que K definido em (3.3) depende da velocidade de circulação do veículo v (m/s), da frequência natural do 1º modo de flexão vertical da estrutura n_0 , e do comprimento determinante L_ϕ .

$$\varphi' = \begin{cases} \frac{K}{1 - K + K^4} & \text{para } K < 0,76 \\ 1,325 & \text{para } K \geq 0,76 \end{cases} \quad (3.2)$$

$$K = \frac{v}{2L_\phi n_0} \quad (3.3)$$

O fator corretivo φ'' traduz as irregularidades da via e das rodas e é definido pela equação (3.4), em que α é o coeficiente que depende da velocidade do comboio (3.5).

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_\phi n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right] \geq 0 \quad (3.4)$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22} & \text{se } v \leq 22 \text{ m/s} \\ 1 & \text{se } v > 22 \text{ m/s} \end{cases} \quad (3.5)$$

As expressões anteriores podem ser usadas mediante determinados limites, de acordo com as frequências naturais da estrutura e do vão da mesma, definidos analiticamente pelas equações (3.6) e (3.7), e demonstrados graficamente na Figura 3.3. No caso de os limites não serem verificados e a velocidade de circulação ultrapassar os 200 km/h, deve recorrer-se a uma análise dinâmica.

$$(1) \quad n_0 = 94,76 L^{-0,748} \quad (3.6)$$

$$(2) \quad n_0 = \begin{cases} \frac{80}{L} & \text{para } 4m \leq L \leq 20m \\ 23,58 L^{-0,592} & \text{para } 20m < L \leq 100m \end{cases} \quad (3.7)$$

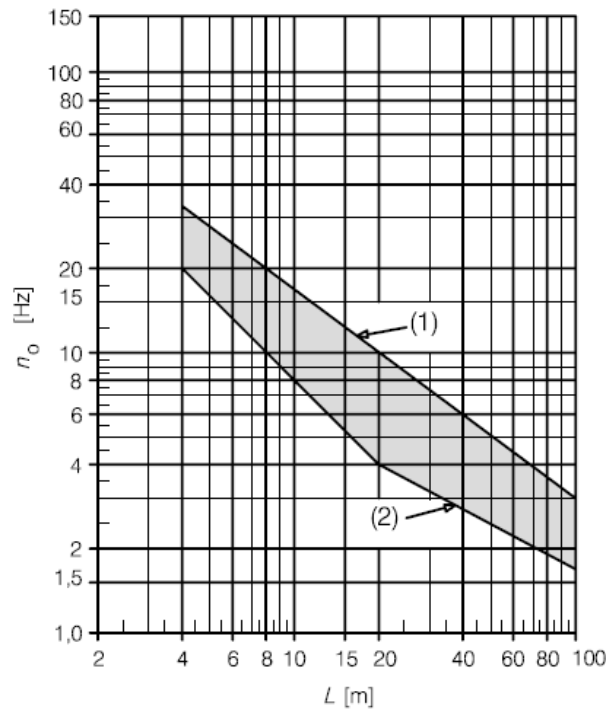


Figura 3.3 – Limites para a frequência natural da estrutura n_0 [17]

ii. Fator dinâmico ϕ

O fator dinâmico ϕ associado aos resultados dos modelos de cargas LM71, SW/0 e SW/2, permite majorar os efeitos estáticos de forma a considerar os efeitos dinâmicos consequentes da passagem dos veículos ferroviários. Contudo, este fator não abrange a possibilidade de ocorrência de fenómenos ressonantes, sendo imprescindível uma análise dinâmica sempre que se haja risco de ressonância, vibrações, esforços e deformações excessivos.

Este fator pode assumir diferentes valores, de acordo com a qualidade de manutenção da via, sendo que ϕ_2 deverá ser aplicado em situações em que a via está sujeita a uma manutenção cuidada, enquanto que ϕ_3 diz respeito a vias com manutenção corrente e L_ϕ é o comprimento determinante do elemento estrutural em questão.

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \text{ em que } 1,00 \leq \phi_2 \leq 1,67 \quad (3.8)$$

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \text{ em que } 1,00 \leq \phi_3 \leq 2,00 \quad (3.9)$$

O fator dinâmico não deve ser aplicado em modelos de carga dos comboios reais nem no modelo *Unloaded Train*.

3.1.2. ANÁLISE DINÂMICA

As ações induzidas numa determinada estrutura, resultantes da circulação do tráfego ferroviário animado de velocidade, provocam uma resposta da estrutura distinta da resultante de um carregamento estático, o que se traduz numa alteração dos esforços, deslocamentos e acelerações, por vezes significativos e que podem pôr em causa a segurança da estrutura, da via e o conforto dos passageiros.

Os fenómenos dinâmicos decorrem de características singulares do carregamento, como a rápida variação do nível de carga, imposto pela velocidade de circulação do comboio, a passagem de cargas de forma contínua e com um espaçamento, aproximadamente, uniforme, que em determinadas circunstâncias gera uma resposta ressonante da estrutura e, ainda, a variação dos valores de carregamento resultantes das imperfeições e irregularidades da via ou do veículo.

Embora este tipo de análise exija recurso a meios mais avançados, a um maior esforço computacional e seja mais complexa e exigente, permite avaliar os fenómenos de ressonância, que ocorrem quando a frequência da excitação iguala frequências naturais da estrutura, ou múltiplos de ambas, impercetíveis na análise estática.

Os efeitos mencionados são bastante suscetíveis a alguns fatores que influenciam o comportamento dinâmico de uma ponte, e que devem ser considerados numa análise dinâmica da estrutura. A velocidade do tráfego, o vão da estrutura, a sua massa e o seu amortecimento, a frequência natural da mesma e os seus modos de vibração, o número, espaçamento e carregamento por eixo e todas as características dos elementos da via (balastro, travessas, carris, etc.), podem tornar-se relevantes no estudo da resposta de uma ponte a determinadas ações.

3.1.2.1 Determinação da necessidade de realização de uma análise dinâmica

O desenvolvimento do meio de transporte ferroviário impulsionou um aumento da velocidade de circulação e das dimensões dos veículos, ultrapassando o limite dos 200 km/h. Este facto suscitou novos problemas ao nível do comportamento e das respostas dinâmicas da estrutura, com relevância para os efeitos de ressonância.

Como solução a estes novos desafios, tiveram de ser implementados novos critérios de dimensionamento de pontes ferroviárias, com base em estudos efetuados por uma comissão especialmente criada para o efeito, a ERRI D214, e cujos resultados foram transpostos para as normas EN1991-2 e EN1990-Annex 2.

O fluxograma da Figura 3.4 permite aferir a necessidade de se proceder à análise dinâmica de uma estrutura, adicionalmente à análise estática, baseando-se em inúmeros critérios, entre os quais a velocidade máxima de circulação V , o vão L e as primeiras frequências naturais de flexão e torção da

ponte, respetivamente n_0 e n_T . Os limites v_{lim}/n_0 e $(v/n_0)_{lim}$, são especificados no anexo F da mesma norma.

Observando o fluxograma é possível aferir que as verificações dinâmicas são dispensáveis no caso de estruturas simples, com vão superior a 40m e cuja frequência natural de flexão se encontre dentro dos limites da Figura 3.3, ou ainda, sempre que a estrutura seja simples, não ocorra sobreposição dos modos de flexão e de torção ($n_T > 1,2 n_0$) e sejam verificados os limites de v_{lim}/n_0 [18]. Todas as outras situações impõem a realização de uma análise dinâmica.

Os limites superior (1) e inferior (2) do parâmetro n_0 indicados no fluxograma, são definidos pelas equações (3.6) e (3.7).

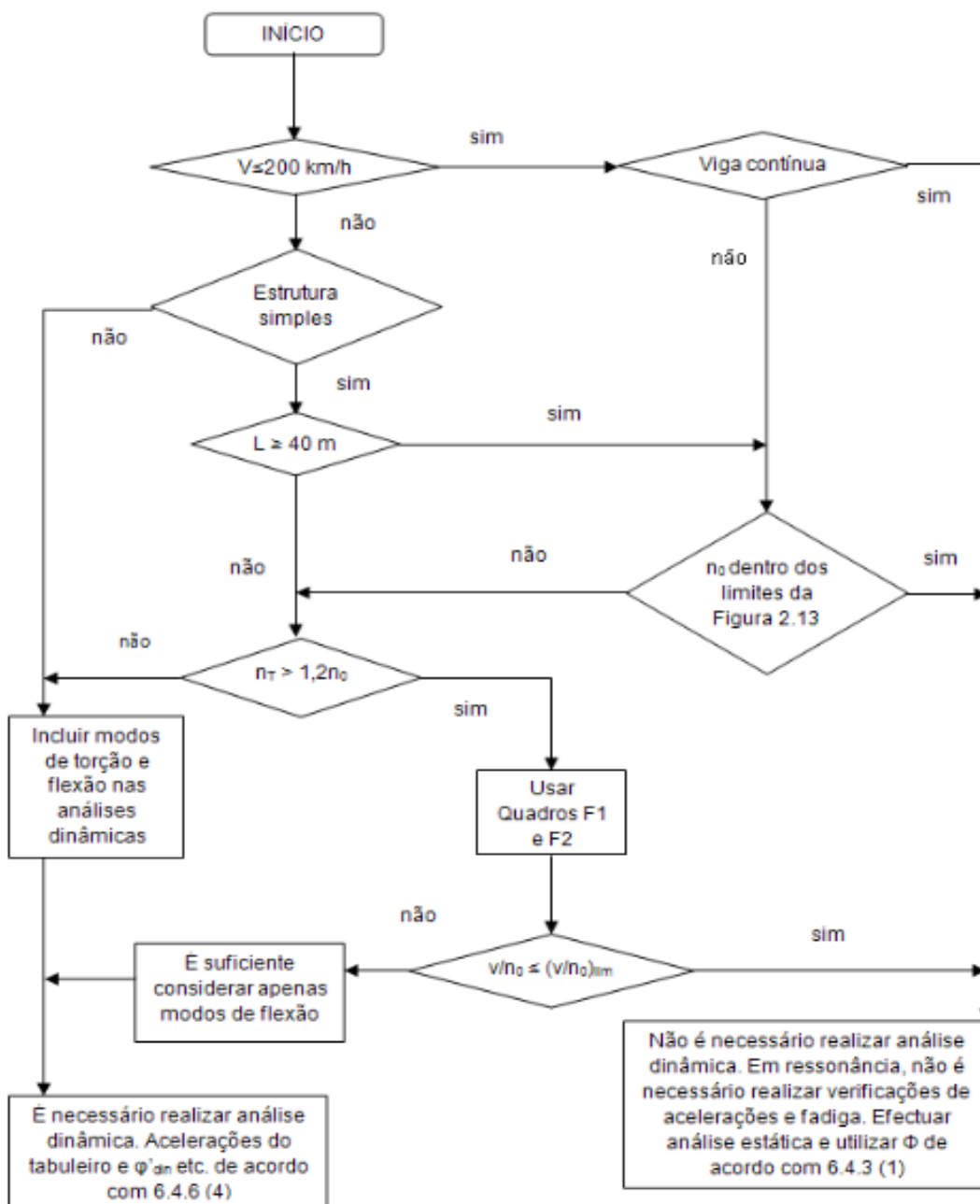


Figura 3.4 - Fluxograma de determinação da necessidade de uma análise dinâmica (adaptado de [17])

3.1.2.2 Modelos de carga

Numa análise dinâmica devem ser usadas os valores característicos de carregamento dos comboios reais, suscetíveis de circular em na estrutura em estudo acima dos 200 km/h. Adicionalmente, e considerando a possibilidade de interoperabilidade para as linhas internacionais europeias de alta velocidade, deve usar-se um modelo de carga HSLM na análise dinâmica.

O modelo de carga HSLM compreende os modelos HSLM-A e o HSLM-B, que em conjunto representam os efeitos do carregamento dinâmico das várias tipologias de comboios de alta velocidade (articulados, regulares e convencionais).

O modelo HSLM-A, engloba um conjunto de 10 comboios com características distintas e indicadas no Quadro 3.2, em concordância com a Figura 3.5, em que N é o número de carruagens intermédias, D é o comprimento das carruagens intermédias e das penúltimas carruagens, d representa a distância entre eixos do mesmo bogie e P é a carga por eixo.

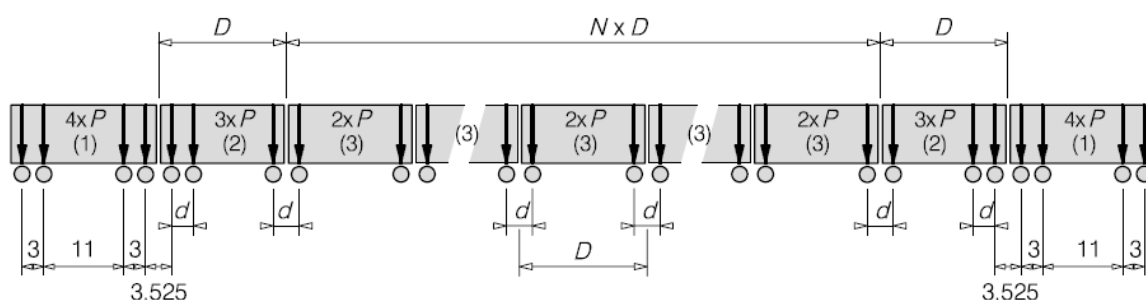


Figura 3.5 – Modelo de cargas HSLM-A (esquema de cargas) [17]

Quadro 3.2 – Características do modelo HSLM-A

Comboio Universal	Nº de carruagens intermédias N	Comprimento das carruagens D (m)	Distância entre eixos do bogie d (m)	Carga por eixo P (kN)
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Contudo, este modelo apresenta algumas limitações na caracterização de pontes com vãos simplesmente apoiados de pequena extensão ($L < 7\text{m}$), uma vez que o afastamento entre eixos dos bogies d assume grande influência no comportamento da estrutura e têm a particularidade do comprimento de onda condicionante ser a distância entre os bogies, ao contrário das restantes pontes que são condicionadas pelo comprimento das carruagens [18].

Para colmatar esta restrição, foi implementado um novo modelo de cargas HSLM-B, a ser utilizado especificamente no âmbito das pontes cujas características foram anteriormente mencionadas.

O modelo HSLM-B apresenta uma distribuição uniforme de cargas, tal como se observa na Figura 3.6, em que N é o número de cargas e d o espaçamento entre estas, ambos definidos de acordo com o vão, de acordo com a Figura 3.7.

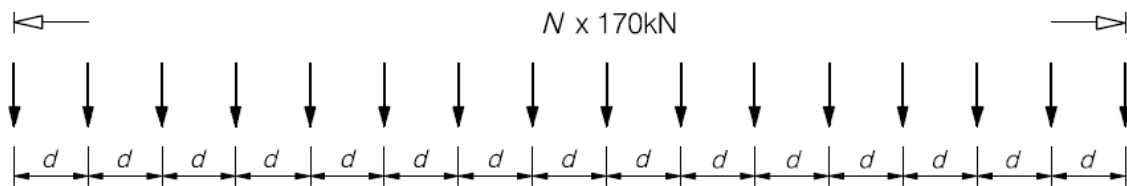


Figura 3.6 – Modelo de cargas HSLM-B (esquema de cargas)

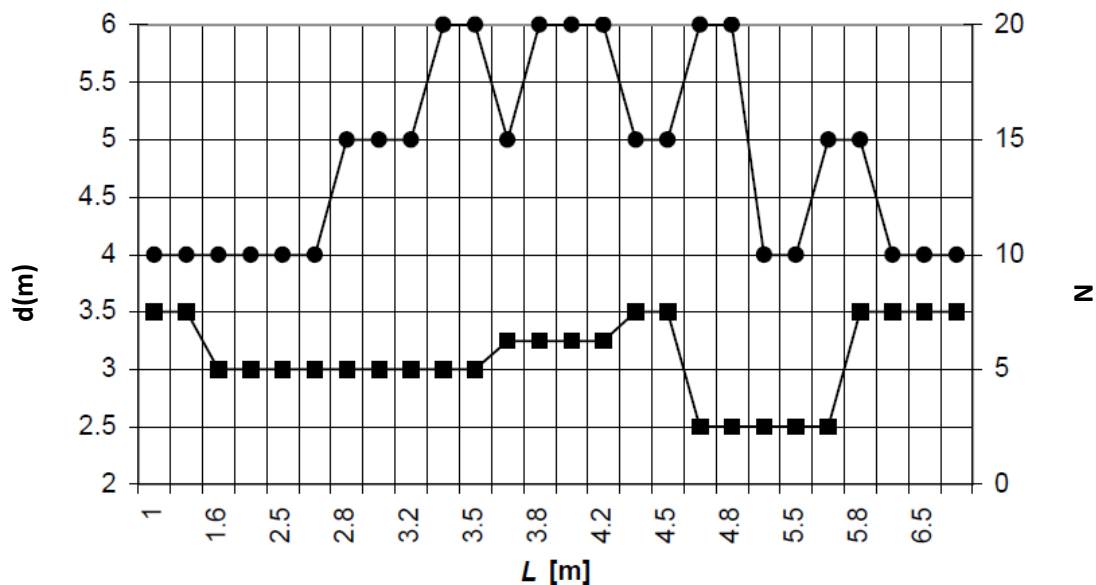


Figura 3.7 – Relação dos parâmetros d e N com L no modelo de cargas HSLM-B

3.1.2.3 Parâmetros de cálculo

No cálculo dinâmico, o valor dos esforços, deformações ou acelerações, pode ter de ser corrigido de forma a considerar as possíveis imperfeições do veículo e do carril, através de um coeficiente de majoração que depende da qualidade de manutenção da via idêntico ao coeficiente aplicado na análise estática com o mesmo propósito, apresentado em 3.1.1.4.ii, e definido pelas equações (3.8) e (3.9) para o caso da manutenção cuidada e da corrente, respetivamente.

i. Velocidade a considerar na análise dinâmica

Sendo detalhado no projeto o limite máximo de velocidade do tráfego a que a ponte será submetida, devem ser analisados, para cada comboio real e para o modelo HSLM, um conjunto de velocidades a oscilar entre 40m/s (144 km/h) e a máxima velocidade de cálculo, geralmente considerada 1,2 vezes superior à velocidade máxima de circulação.

O intervalo de velocidades deve ser percorrido em pequenos incrementos, de forma a caracterizar com mais precisão e rigor os possíveis efeitos ressonantes.

No caso de pontes com tabuleiro simplesmente apoiado e cujo modelo se assemelhe a uma viga, é possível estimar as velocidades ressonantes recorrendo à equação (3.10), em que v_i é a velocidade ressonante, n_0 é a primeira frequência natural da estrutura sem carregamento, λ_i é o principal comprimento de onda da excitação, definido em (3.11), e d o espaçamento entre eixos.

$$v_i = n_0 \lambda_i \text{ com } 40\text{m/s} \leq v_i \leq \text{Velocidade máxima de cálculo} \quad (3.10)$$

$$\lambda_i = \frac{d}{i} \text{ com } i = 1, 2, 3, 4, \dots, n \quad (3.11)$$

ii. Amortecimento da ponte

O amortecimento de uma estrutura, que resulta da capacidade de dissipação de energia da mesma, é um parâmetro muito impreciso já que depende do comportamento de diversos elementos, estruturais e não estruturais, pertencentes à ponte. Os materiais, e a configuração estrutural estabelecida por estes, as condições de apoio, o tipo de ponte e as suas dimensões são condicionantes no amortecimento da ponte. Elementos não estruturais, tais como o balastro, os carris, as travessas, entre outros, desempenham também um papel significativo no amortecimento das vibrações da estrutura.

Dada a dificuldade de definição deste parâmetro, é necessário adotar valores conservativos na análise dinâmica. Estudos da comissão ERRI D214 demonstram que a aceleração máxima, atingida para a velocidade ressonante, sofre significativos aumentos quando os valores de amortecimento diminuem e, por esta razão, é necessário definir limites inferiores para o amortecimento da estrutura.

Estes estudos também revelaram que existe elevada correlação entre o tipo de estrutura, o seu vão e o respetivo amortecimento, sendo este parâmetro significativamente mais elevado para vãos mais reduzidos, como se observa na Figura 3.8. A norma EN1991-2 especifica os valores a serem usados, indicados no Quadro 3.3.

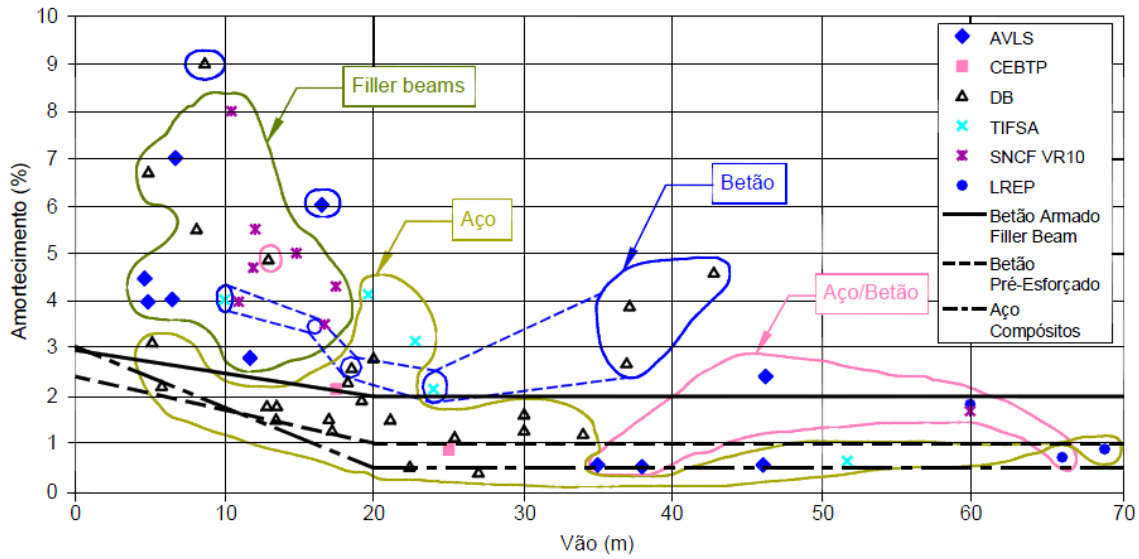


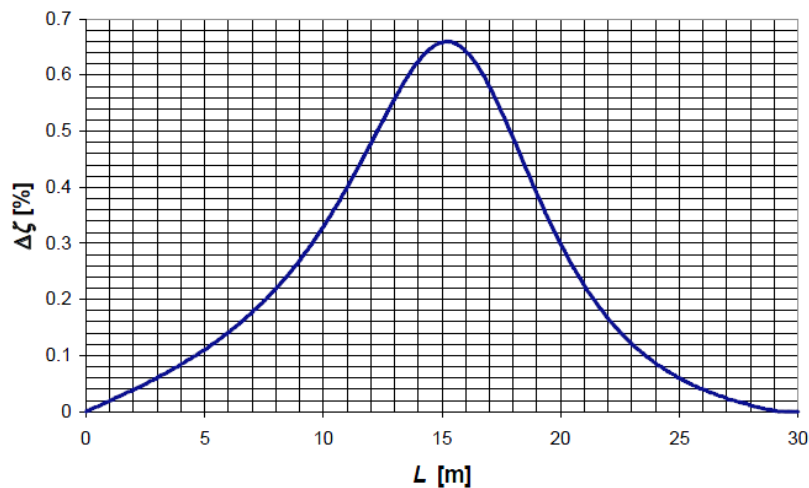
Figura 3.8 – Valores do coeficiente de amortecimento em função do vão do tabuleiro [18]

No caso de se realizar uma análise dinâmica sem interação veículo-ponte em estruturas com vãos inferiores a 30m, deve ajustar-se o amortecimento da estrutura, usando um amortecimento adicional ($\Delta\zeta$). Este parâmetro é representativo da energia transferida da estrutura para o veículo, sendo que em vãos de cerca de 5 m a energia transferida não é muito significativa e em vãos maiores a energia transferida para o veículo volta a ser transmitida á estrutura devido à alteração do sentido dos movimentos da suspensão primária. Em vãos intermédios verifica-se que a energia transferida para os veículos não é retransmitida para a estrutura, uma vez que esta inversão dos movimentos das suspensões primárias dá-se já fora da estrutura, obtendo-se valores de $\Delta\zeta$ superiores.

Assim, na análise dinâmica sem interação o valor final de amortecimento deve ser ζ_{TOTAL} , em que ζ é o limite inferior do amortecimento crítico (%), e $\Delta\zeta$ é função de L (comprimento do vão):

$$\zeta_{TOTAL} = \zeta + \Delta\zeta \quad (3.12)$$

$$\Delta\zeta = \frac{0,0187L - 0,00064L^2}{1 - 0,0441L - 0,0044L^2 + 0,000255L^3} (\%) \quad (3.13)$$

Figura 3.9 - Amortecimento adicional $\Delta\zeta$ (%) em função do vão L (m) [17]Quadro 3.3 - Valores de amortecimento (ζ)

Tipo de ponte	ζ Limite inferior de percentagem do amortecimento crítico (%)	
	Vão $L < 20$ m	Vão $L \geq 20$ m
Aço ou composta	$\zeta = 0,5 + 0,125 (20 - L)$	$\zeta = 0,5$
Betão pré-esforçado	$\zeta = 1,0 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,0$
Filler-beam e betão armado	$\zeta = 1,5 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,5$

iii. Massa da ponte

Os fenómenos ressonantes surgem devido à igualdade entre múltiplos da frequência de excitação e da frequência natural da ponte. Dado que a frequência natural da ponte está relacionada com a massa da estrutura, este parâmetro assume especial importância na análise dinâmica.

Investigações da ERRI D214 constataam que a frequência natural da estrutura diminui à medida que a massa da estrutura aumenta, o que implica que se a massa for subestimada, a frequência natural da estrutura aumenta, gerando uma velocidade ressonante superior.

Verifica-se, ainda, que nos picos de ressonância, a aceleração máxima é inversamente proporcional à massa da estrutura.

Para garantir a segurança em ambas as situações, isto é, assegurar que são analisados os picos ressonantes a velocidades inferiores e que, simultaneamente, se verificam as acelerações máximas, é necessário definir limites superiores e inferiores de massa, respetivamente.

iv. Rigidez da ponte

Tal como descrito para o parâmetro massa, a rigidez também afeta a frequência natural da estrutura, mas ao contrário do que acontece para a massa, estes fatores são diretamente proporcionais. Desta

forma, se a rigidez for sobrestimada a frequência natural da ponte aumenta, tornando as velocidades ressonantes superiores.

Conclui-se nos estudos da ERRI D214 que a rigidez tem especial relevância nos picos de ressonância. De forma a não comprometer a segurança, é preciso delimitar inferiormente a rigidez, garantindo que são analisados os picos ressonantes de velocidades inferiores.

3.1.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA REGULAMENTARES NAS PONTES FERROVIÁRIAS

De acordo com as normas EN1991-2 (2003) e EN1990-AnnexA2 (2005), as pontes ferroviárias estão sujeitas a critérios de verificação de segurança muito específicos que dizem respeito à segurança estrutural, à segurança da via e ao conforto dos passageiros, descritos em seguida.

3.1.3.1 Segurança Estrutural

As estruturas de suporte de linhas ferroviárias são afetadas por ações particulares, caracterizadas por cargas elevadas espaçadas de forma regular que em conjunto com ações induzidas pela velocidade do veículo, podem produzir picos de amplificação dinâmica e fadiga, não experimentados noutro tipo de estruturas.

Para o dimensionamento estrutural, de acordo com a verificação ao Estado Limite Último (ELU), os valores a considerar devem ser os correspondentes à situação mais desfavorável entre a análise estática e a análise dinâmica, caso esta não seja dispensável.

Assim, devem ser utilizados os valores mais gravosos obtidos dos seguintes cálculos:

i. Cálculo estático para os modelos de carregamento LM71 e SW/0 (no caso de pontes contínuas), afetado pelo respetivo fator dinâmico ϕ , definido no ponto 3.1.1.4.

$$\phi \times (LM71 + SW/0) \quad (3.14)$$

ii. Cálculo dinâmico com os comboios reais de alta velocidade (RT) ou modelos de carga HSLM, afetado da respetiva parcela corretiva, em que ϕ'_{dyn} representa o fator de amplificação dinâmica, obtido pela expressão (3.16), na qual y_{dyn} é o valor máximo da resposta dinâmica e y_{stat} o máximo da resposta estática.

$$\left(1 + \phi'_{dyn} + \frac{\phi''}{2}\right) \times \begin{pmatrix} HSLM \\ ou \\ RT \end{pmatrix} \quad (3.15)$$

$$\phi'_{dyn} = \max \left| \frac{y_{dyn}}{y_{stat}} \right| - 1 \quad (3.16)$$

O parâmetro ϕ'' traduz o aumento da resposta dinâmica provocado pelas irregularidades da via e das rodas do veículo, definido pela equação (3.4).

3.1.3.2 Segurança da Via

A estabilidade da via é uma condição essencial para a segurança da circulação do tráfego ferroviário, sendo necessário um conjunto de verificações para a garantir, especificadas nas normas EN1991-2 e EN1990-AnnexA2.

Em vias de alta velocidade, deformações e vibrações excessivas podem culminar no descarrilamento dos comboios devido à instabilidade do balastro, alterações significativas no traçado da via ou imperfeições no carril e consequente contacto com as rodas.

No âmbito deste trabalho não serão abordadas todas as verificações existentes nas normas supracitadas, contudo a aceleração e a deformação vertical do tabuleiro assumem especial relevância, sendo detalhadas seguidamente.

i. Aceleração vertical do tabuleiro

Este parâmetro influencia o comportamento do balastro, tornando-o instável para acelerações elevadas, provocando a perda da resistência lateral conferida à via pelo mesmo e, no caso da via não balastrada, pode reduzir as forças de contacto entre a roda e o carril, causando, por vezes, a perda de contacto entre estes.

Para evitar estes efeitos indesejáveis, e com base em ensaios e estudos levados a cabo pela ERRI, definiram-se limites superiores para os valores de acelerações do tabuleiro, tendo em conta o tipo de via, sendo:

- $3,5 \text{ m/s}^2$ para via balastrada
- $5,0 \text{ m/s}^2$ para via fixa diretamente ao tabuleiro (via não balastrada)

Comparando os valores limites regulamentares aos registados nos ensaios que os baseiam, constata-se que os primeiros são bastante conservativos, uma vez que têm um coeficiente de segurança de 2 e que são já superiores aos reais devido aos valores conservativos adotados para o amortecimento da estrutura numa análise numérica.

De acordo com as normas, os valores das acelerações devem ser obtidos a partir da análise dos comboios reais e do modelo HSLM aplicável, considerando apenas uma via carregada, e até uma frequência correspondente ao máximo de:

- 30 Hz;
- 1,5 vezes a frequência do primeiro modo de vibração do elemento estrutural;
- A frequência do terceiro modo de vibração.

Estudos recentes defendem a redução do fator de segurança para 1,3, com base na avaliação da perda de resistência lateral da via em função da aceleração vertical. Assim, os valores devem ser obtidos incluindo na análise frequências de resposta até aos 60 Hz, limitando as acelerações a $5,5 \text{ m/s}^2$ e $7,5 \text{ m/s}^2$, em vias balastradas e não balastradas, respetivamente.

ii. Deformação vertical do tabuleiro

De forma a assegurar que a curvatura do tabuleiro permita uma adequada circulação do veículo, o deslocamento vertical máximo em qualquer ponto da via, provocado pelo modelo de carregamento estático adequado, não deve exceder o limite de $L/600$, em que L corresponde ao vão da ponte.

Geralmente, este critério não é condicionante na solução final, já que as restrições impostas para assegurar os níveis de conforto exigidos neste tipo de vias, apresentam valores de deformações menores.

3.1.3.3 Conforto dos passageiros

O conforto dos passageiros depende das acelerações a que o interior da carruagem está sujeito aquando da passagem do veículo na ponte. Para assegurar o conforto dos passageiros, a norma EN1990-AnnexA2 define valores limites de acelerações máximas b_v (m/s^2) a que uma carruagem pode estar sujeita, 1,0, 1,3 e 2,0 de acordo com três níveis de conforto muito bom, bom ou aceitável, respetivamente.

Dado que a determinação das acelerações nas carruagens exige a utilização de modelos de interação entre o comboio e a ponte, as normas permitem o recurso a métodos simplificados quando estas análises não são efetuadas.

Esta metodologia é aplicável a pontes com vãos simplesmente apoiados ou com continuidade, desde que não apresentem grande variação de rigidez e de vão e que o vão não ultrapasse os 120 m.

O processo consiste em limitar o deslocamento vertical do tabuleiro δ , consoante a relação L/δ , tendo em consideração o vão da estrutura L e a velocidade de circulação do veículo v , através da Figura 3.10.

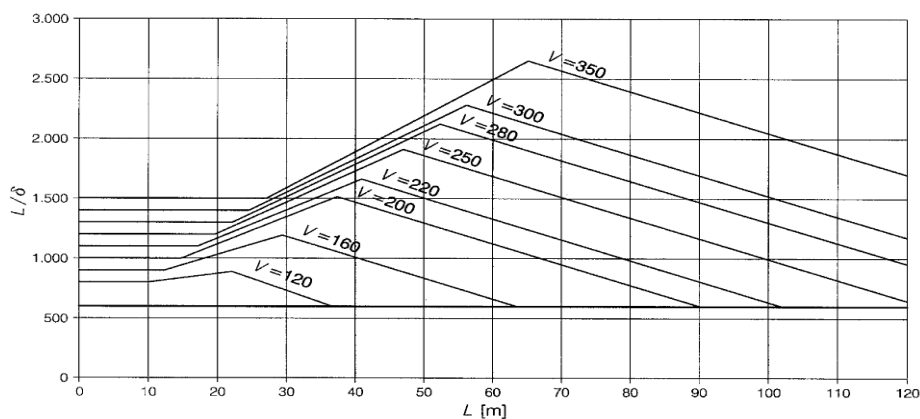


Figura 3.10 – Deslocamento vertical máximo δ para pontes com 3 ou mais vãos simplesmente apoiados e aceleração máxima no interior da carruagem $b_v = 1,00 \text{ m/s}^2$, em função da velocidade V (Km/h) [17]

O deslocamento δ deve ser obtido sob a acção do modelo estático aplicável, majorado pelo respetivo coeficiente dinâmico ϕ e com o fator de classificação α igual á unidade. Como o gráfico foi construído para pontes constituídas pela sucessão de três ou mais tramos simplesmente apoiados e para o nível de conforto ‘Muito Bom’ ($b_v = 1,00 \text{ m/s}^2$), é necessário corrigir os valores de L/δ nas restantes situações. Assim, para os outros níveis de conforto os valores limite de L/δ são divididos pela correspondente aceleração máxima (b_v), enquanto que para o caso de tabuleiros com menor número de vãos ou contínuos, os valores devem ser multiplicados por 0,7 ou 0,9, respetivamente.

4

MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DE CANELAS

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo descreve-se a ponte de Canelas, estrutura alvo de estudo nesta dissertação. Inicialmente faz-se um breve enquadramento geográfico, seguido da sua constituição, esquema e comportamento estrutural e condições de apoio e utilização da ponte.

Posteriormente, são relatadas as investigações anteriores relativas à ponte de Canelas, e que servem de apoio ao presente trabalho. Duas dessas investigações, a de Silva [8] e de Carvalho [9], são a base deste estudo, uma vez que são usados os seus modelos numéricos da ponte, já devidamente otimizados, nas análises a efetuar com interação com a nova estrutura, o comboio, modelada no decorrer do atual trabalho. Os dados experimentais e algumas informações obtidas nessas referências, são também aproveitados para melhor compreensão dos fenómenos dinâmicos associados à estrutura, bem como, para as decisões sobre as alternativas de modelação que melhor retratam o comportamento da estrutura e da via perante as ações a que estão sujeitas.

Por fim, são enumerados todos os parâmetros atribuídos na modelação da estrutura, as opções que permitiram melhorar o modelo relativamente aos anteriores existentes, tanto no que diz respeito às opções do programa utilizado como no que concerne às características da própria ponte. São, ainda, referidos, os valores otimizados dos parâmetros em que a ponte apresentava maior sensibilidade, obtidos no trabalho de Carvalho [9], havendo uma breve explicação acerca do método utilizado e da razoabilidade dos valores, comparativamente aos utilizados no primeiro modelo de elementos finitos.

4.2. PONTE DE CANELAS

A ponte de Canelas é uma estrutura ferroviária inserida na Linha do Norte, entre Estarreja e Aveiro, próximo do apeadeiro de Canelas, entre o km 282,904 e o km 282,976, com um desenvolvimento total de 72m (Figura 4.1). Inaugurada em 1996, a ponte foi construída para modernizar a linha ferroviária, permitindo o atravessamento de um dos vários afluentes da ria de Aveiro e a passagem de um caminho agrícola, numa zona com pouco relevo. A velocidade de projeto é de 175 km/h para comboios basculantes ativos e de 150 km/h para comboios convencionais.

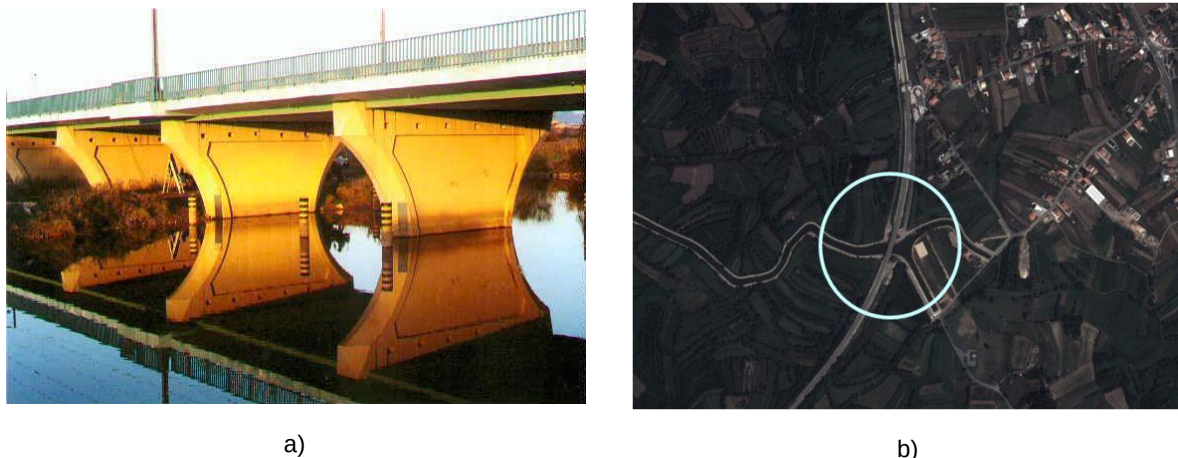


Figura 4.1 – Ponte de Canelas: a) Diversos tramos – vista Norte-Sul [7], b) Vista aérea (adaptado do Google)

Relativamente à geometria do traçado em planta, a diretriz da via ascendente (via A) apresenta um raio de 892m e a via descendente (via D) um raio de 896m. Em perfil longitudinal, a ponte está em patamar.

Esta obra de arte suporta duas vias férreas com tabuleiros independentes constituídos por seis tramos de 12 m de vão, simplesmente apoiados em pilares do tipo laminar nos apoios intermédios e em encontros do tipo aparente em cofre nos apoios extremos (Figura 4.2). Todos os tramos do tabuleiro são fixos num dos lados (lado para onde o comboio se desloca) e móveis nos lados opostos.

A ponte é do tipo *filler beam*, sendo que cada meio tabuleiro tem 6,2m de largura total, constituído por uma laje maciça com 4,5m de largura e 0,7m de espessura, e por uma consola lateral de 1,7m de largura com altura variável entre os 0,5m, na zona adjacente à laje, e os 0,3m. As consolas laterais são pontualmente alargadas para 0,6m, mantendo uma espessura constante de 0,5m durante 2m de comprimento, de forma a dar apoio aos postes de catenária. A laje maciça é composta por uma estrutura mista aço-betão, com 9 perfis metálicos HE500B embebidos, com afastamento de 0,475m (Figura 4.3). Estes perfis metálicos são solidarizados entre si por intermédio de quatro perfis HE120B, em cada tramo, soldados às almas superiores e colocados nas zonas dos apoios e a terços do vão.

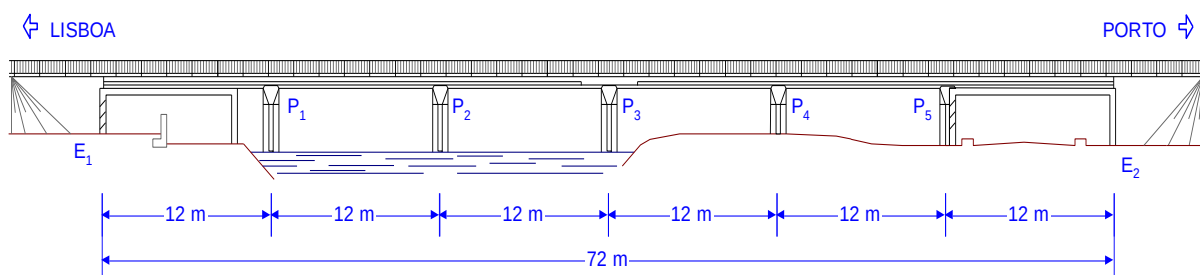


Figura 4.2 – Alçado longitudinal da Ponte de Canelas [7]

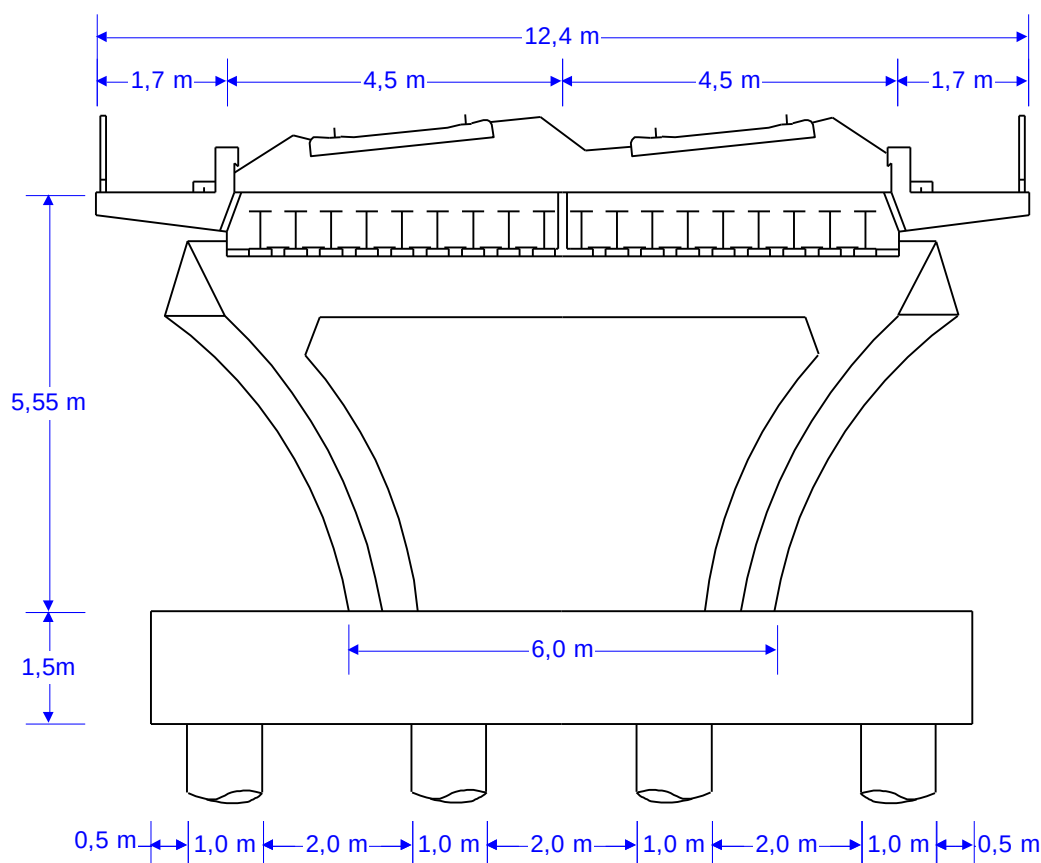


Figura 4.3 – Corte transversal da Ponte de Canelas [7]

Localizado entre a laje maciça e a consola lateral encontra-se um guarda balastro formado por uma viga monolítica com a laje e com 0,6m de altura e 0,3m de largura, que contribui simultaneamente para o aumento de rigidez da estrutura. Na extremidade da consola encontra-se o guarda corpos metálico com 1m de altura.

No que diz respeito às condições de apoio, os apoios móveis são compostos por nove aparelhos de apoio de secção retangular com 150mm x 250mm x 50mm, situados por baixo dos perfis HE500B e formados por duas camadas extremas de 4mm e quatro camadas intermédias de 8mm de neoprene, envolvendo 5 chapas de 2mm de aço inoxidável. Os apoios fixos são semelhantes aos móveis, acrescentando-se ferrolhos com 32mm de aço inoxidável, nos intervalos entre perfis. Transversalmente, do lado exterior, todos os tramos são travados através do uso de batentes na extremidade lateral dos encontros e dos pilares, constituídos por um dente de betão e aparelho de neoprene intercalado entre chapas de aço.

Quanto à via, esta é formada pelos carris do tipo UIC 60 com uma escala máxima de 179mm, assente em palmilhas e travessas do tipo monobloco de betão, espaçadas de 0,6m. O balastro está localizado entre muretes dos dois tabuleiros, apresentando uma altura média de projeto de 0,6m em relação à face superior da laje. Contudo, observando a altura real do balastro, percebe-se que em algumas zonas o balastro atinge uma altura de 1m. A via é de bitola ibérica, isto é, 1668mm, existindo uma entrevia de 4,30m.

4.3. INVESTIGAÇÕES ANTERIORES

A ponte de Canelas foi sujeita, ao longo dos últimos anos, a inúmeros estudos experimentais e numéricos por parte de diversas entidades, avaliando propriedades dinâmicas da estrutura, efeitos e amplificações dinâmicas do tráfego ferroviário e analisando diversos modelos de carregamento para testar os diferentes cenários de tráfego dos comboios de alta velocidade europeus com base nos aspetos de segurança estrutural, segurança da circulação dos comboios e conforto dos passageiros. De seguida são detalhados os objetivos e conclusões dos estudos referentes a esta ponte.

4.3.1. LNEC [7]

O estudo levado a cabo pelo LNEC em 2001 incide no comportamento dinâmico da ponte ferroviária de Canelas e tem como objetivo avaliar a adequabilidade da estrutura para o aumento da velocidade máxima de circulação dos comboios alfa-pendulares de 140 km/h para 220 km/h.

Com recurso a ensaios *in-situ* avaliaram-se as características dinâmicas da estrutura e os efeitos dinâmicos do tráfego associado. Analisando os aspetos regulamentares supra citados através de uma simulação analítica com base nos resultados experimentais conclui-se que a estrutura era adequada para a circulação dos comboios alfa-pendulares a velocidades de 220 km/h, uma vez que os valores máximos dos momentos fletores e esforços transversos no tabuleiro são inferiores os de projeto, validando a segurança estrutural, os deslocamentos e acelerações verticais são inferiores aos limites das normas UIC, no que concerne à segurança de circulação, e os deslocamentos verticais equivalem a situação de conforto muito bom, relativamente ao conforto dos passageiros.

4.3.2. PIMENTEL [19]

Neste estudo efetuado em 2008, obtiveram-se resultados de ensaios experimentais que permitem obter características do tráfego ferroviário que circula na estrutura, identificando as propriedades dinâmicas da mesma, tais como os primeiros modos de flexão e de torção, os fatores de amplificação dinâmica de deformações e deslocamentos e acelerações máximas do tabuleiro.

4.3.3. SILVA [8]

Este estudo, realizado em 2010, teve como objetivo avaliar o comportamento dinâmico da ponte de Canelas, controlando os aspetos regulamentares descritos nas normas. Recorrendo a três modelos numéricos no programa ANSYS com diversos níveis de complexidade e usando o programa Matlab para resolução das equações de equilíbrio dinâmico, aplicaram-se modelos de cargas móveis correspondentes a diversos comboios reais em circulação na Europa e compararam-se os resultados obtidos segundo esta metodologia, com os provenientes da análise estática majorada. Com base nos dados experimentais recolhidos na campanha experimental de Pimentel [19], os modelos numéricos foram calibrados segundo a variabilidade e sensibilidade de quatro parâmetros relevantes: o módulo de elasticidade do betão, o módulo de elasticidade do balastro, a densidade do balastro e a rigidez dos apoios. Verificou-se que os primeiros modos de vibração eram sensíveis às variações do módulo de elasticidade do betão, à densidade do balastro e à rigidez dos apoios, o que obrigou a alterar a densidade do balastro de forma a calibrar os modelos de forma mais realista [8]. De acordo com os aspetos preconizados nas normas, investigou-se para os vários comboios na análise dinâmica, e na análise estática as velocidades que asseguravam, nos três modelos, as verificações de segurança estrutural da via e do conforto dos passageiros. Confrontando os resultados dos modelos, constata-se

que quanto mais complexos estes forem, menos conservativos são os valores obtidos, realçando os pormenores e características que diferenciam a complexidade dos modelos.

4.3.4. CARVALHO [9]

Neste trabalho desenvolveu-se o modelo mais complexo realizado por Silva [8], recorrendo à calibração do modelo numérico com o algoritmo genético de otimização de estruturas, com base na teoria da evolução das espécies. De forma a recolher dados experimentais essenciais para esta calibração, realizou-se uma nova campanha experimental de ensaios de vibração ambiental, obtendo-se frequências de vibração e as características dos modos que possibilitaram uma boa correspondência entre os resultados experimentais e numéricos usando o critério energético de garantia modal. Usando o modelo numérico calibrado procedeu-se à análise de sensibilidade de vários parâmetros como o incremento do tempo utilizado na resolução das equações de equilíbrio dinâmico, o número de modos a ter em conta e os coeficientes de amortecimento modal, validando o modelo numérico com os registos experimentais. Realizou-se, ainda, uma análise dinâmica com este modelo, para a circulação dos vários comboios da rede Europeia e do Alfa-Pendular, comparando os resultados com as normas em vigor [9].

4.3.5. ROCHA [20-22]

Nos últimos anos várias publicações e estudos, abordados em seguida sobre o comportamento dinâmico da ponte de Canelas foram realizados por Rocha [22], de forma a colmatar a escassa informação do comportamento da estrutura em análise dinâmica mais avançadas e complexas como no caso da interação ponte-comboio.

Numa primeira fase do estudo sobre esta ponte analisou-se a influência da variação de inúmeros parâmetros da resposta dinâmica da estrutura recorrendo a dois métodos de simulação, o Hipercubo Latino e o Monte Carlo. Conclui-se que o segundo método enunciado é o mais adequado, uma vez que o tipo de resposta não é normal no caso do método do Hipercubo Latino, colocando em causa a sua aplicabilidade. Também pelo facto de obter resultados com menos simulações tem desvantagens, já que em causa está a análise da segurança da estrutura e a probabilidade de erro é tanto maior quanto menor o número de simulações. Com este estudo demonstrou-se que a inércia da secção, a altura da camada de balastro, o módulo de elasticidade do betão e a rigidez vertical dos apoios são os parâmetros mais sensíveis da estrutura para uma análise dinâmica [21].

No seguimento do estudo anterior e com o objetivo de avaliar a sensibilidade da ponte a fenómenos de ressonância, provocados pela circulação dos comboios a velocidades elevadas, e aos parâmetros variáveis e intrínsecos a um comboio articulado, o autor utilizou metodologias que consideram a interação entre o veículo e a estrutura comparando os resultados obtidos com os que provêm da análise de cargas móveis, analisando a influência das variáveis do comboio. De entre as possíveis variáveis, foram consideradas a rigidez e o amortecimento das suspensões do comboio, concluindo-se que, normalmente, a rigidez assume um papel preponderante na resposta dinâmica das suspensões enquanto que para a ponte a suspensão secundária é a mais importante. No que diz respeito às carruagens, ambas as variáveis são relevantes. Constata-se, também, que a metodologia de interação ponte-comboio reduz significativamente os efeitos ressonantes [20].

No artigo mais recente realizou-se uma análise dos efeitos dinâmicos de ressonância com a interação entre o comboio e a ponte, em que através do estudo da influência das variáveis do veículo se pode concluir que a resposta dinâmica da estrutura só é afetada pela variabilidade da massa da carruagem.

Comparando os resultados obtidos na análise dinâmica com cargas móveis e com a interação ponte-comboio, perspetivam-se diferenças significativas para uma gama de velocidades que provocam efeitos de ressonância na estrutura, comprovando que esta metodologia só é relevante para o estudo de possíveis fenómenos de ressonância. A relevância dos parâmetros estruturais variáveis foi avaliada através de inúmeras simulações do método Monte Carlo, que corroboraram os valores obtidos pelo método determinístico e indicam que as propriedades dinâmicas da estrutura têm também importância no que toca aos resultados dos efeitos dinâmicos com interação [22].

4.4. MODELO NUMÉRICO DE ELEMENTOS FINITOS

No presente estudo recorreu-se ao modelo numérico de elementos finitos otimizado por Carvalho [9], realizado na sequência do modelo mais complexo definido por Silva [8] com o auxílio do programa ANSYS 12.0, que engloba a modelação de dois meios tabuleiros ao longo de dois vãos da ponte (P4-P5 e P5-E2) e o prolongamento da via para além do encontro E2.

Na comparação com o modelo inicial de Silva [8], o mais recente apresenta algumas modificações de forma a tornar o modelo mais fiável e aproximá-lo do comportamento real da estrutura. Para isso, Carvalho [9] usou um processo de optimização robusto, incluiu na análise um maior número de parâmetros variáveis, alterou a dimensão da malha tornando o processo de cálculo mais eficiente e calibrou o modelo com base nos resultados experimentais registados na campanha experimental realizada no âmbito do mesmo trabalho.

No propósito deste trabalho, não é relevante referir as alterações executadas entre os modelos referidos, sendo apenas descrito o modelo utilizado na presente análise. Contudo, para melhor compreensão da sequência do trabalho, da relevância dos parâmetros e do funcionamento do programa de optimização e particularidades inerentes, recomenda-se o estudo do trabalho de Carvalho [9].

No modelo numérico o desenvolvimento longitudinal da ponte corresponde ao sentido negativo do eixo ZZ e o desenvolvimento transversal ao longo do eixo XX, tal como se observa na Figura 4.4. O plano $X=0$ é o plano de simetria transversal da estrutura e o plano $Y=0$ define a cota do eixo médio da laje, sendo que as coordenadas do eixo YY correspondem às cotas da estrutura. A malha de elementos finitos assegura a existência de nós nos alinhamentos transversais e longitudinais relevantes da estrutura, correspondendo ao correto posicionamento dos elementos estruturais e da via.

Por simplificação em relação ao projeto real da ponte, foram ignoradas a curvatura da diretriz e a escala da via, bem como os alargamentos pontuais das consolas nas zonas de suporte dos postes da catenária. Desta forma, o modelo numérico utilizado apresenta um traçado reto em planta e em perfil longitudinal, com altura do balastro constante ao longo de toda a estrutura.

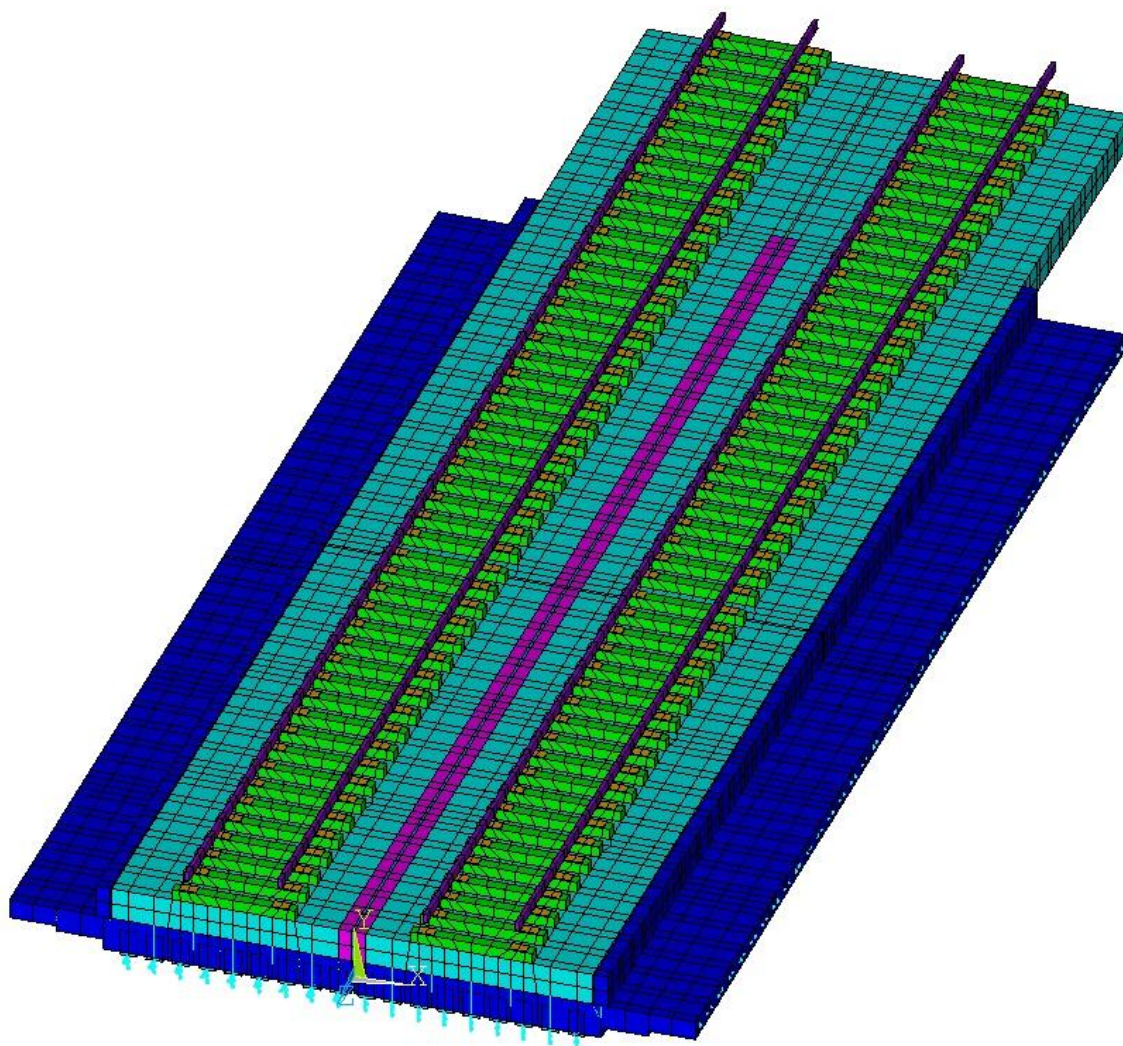


Figura 4.4 – Modelo numérico: vista global

4.4.1. ELEMENTOS USADOS E SUAS PROPRIEDADES

4.4.1.1 Tipo de Elementos utilizados

No modelo numérico da estrutura foram usados diversos elementos disponíveis no ANSYS (*Element Type*), com características mais apropriadas a cada um dos componentes da estrutura. Para simular a laje de betão, a consola e o murete são usados elementos de casca SHELL63, enquanto que para representar os perfis em aço e os carris utilizam-se os elementos de viga BEAM44. Na modelação do balastro das travessas e das palmilhas recorre-se aos elementos de volume SOLID45 e para definir a ligação do balastro ao tabuleiro introduziram-se os elementos de viga rígida MPC184. São ainda incluídos no modelo elementos de massa, MASS21, que retratam os guarda-corpos e elementos de mola, COMBIN14, que simulam os apoios elásticos. No quadro seguinte resume-se os elementos descritos, a sua aplicação e o número a que correspondem no código APDL do ANSYS.

Quadro 4.1 – Tipo de elementos usados

Nº	Designação	Tipo de Elemento	Componentes da estrutura
1	SHELL63	Casca	Laje de Betão, consola e murete
2	BEAM44	Viga	Perfis de aço e carris
3	SOLID45	Volume	Balastro, travessas e palmilhas
4	MPC184	Viga-Rígida	Ligação balastro - tabuleiro
5	MASS21	Massa	Guarda - corpos
6	COMBIN14	Mola	Apoios elásticos

Cada um destes elementos apresenta características relevantes para a modelação da estrutura, que são descritas em seguida:

- SHELL63 – elemento de casca tem rigidez à flexão e rigidez no plano. Cada nó apresenta 6 graus de liberdade, três de translação e três de rotação, sendo composto por um conjunto de quatro nós;
- BEAM44 – elemento de viga que possui rigidez axial, à flexão e à torção. Cada nó apresenta seis graus de liberdade (três de translação e três de rotação) e o eixo do elemento pode ser dotado de excentricidade
- SOLID45 – elemento de volume que possui oito nós, cada um deles com três graus de liberdade;
- MPC184 – este elemento possui vários tipos de ligações, sendo os mais relevantes a *Rigid Link* e a *Rigid Beam*. Através de algumas tentativas, constata-se que a *Rigid Link* permite rotações relativas entre os elementos que liga, enquanto que a *Rigid Beam* impede estes graus de liberdade. Dado que o elemento foi usado para as ligações entre os elementos de casca da laje e da consola e entre os elementos de casca da laje e os de volume do balastro (solucionando o problema da sobreposição de massas, dado que o elemento de casca da laje está posicionado no seu eixo médio), optou-se por usar as propriedades da *Rigid Beam*, compatibilizando os deslocamentos e rotações entre o tabuleiro e o balastro. Uma vez que este elemento admite massa, foi necessário criar um material fictício de massa nula para lhe atribuir;
- MASS21 – elemento que possibilita a inclusão de massas pontuais segundo seis graus de liberdade. No caso dos guarda-corpos, foram impedidas as rotações através de uma opção interna, aplicando-se as massas ao longo dos alinhamentos da extremidade da consola.
- COMBIN14 – elemento composto por dois nós, com três graus de liberdade em cada um, retratando uma mola com rigidez axial ou um amortecedor.

4.4.1.2 Propriedades atribuídas aos elementos (*Real Constants*)

Para conferir propriedades geométricas e mecânicas aos elementos definidos anteriormente, são criadas as *Real Constants* com as características inerentes a cada elemento. Nos Quadros 4.2, Quadro 4.3 e Quadro 4.4 são indicadas as propriedades dos elementos de casca, de viga e de mola, respetivamente.

No que diz respeito aos elementos de betão do tabuleiro, estes são divididos em vários conjuntos de acordo com a sua geometria. A laje central apresenta uma espessura constante de 65 cm, que resulta da subtração de 0,028m, correspondentes à espessura dos banzos inferiores dos perfis HE500B, que se encontram na parte exterior da secção de betão, e de 0,020m da espessura das placas de fibrocimento adjacentes aos banzos inferiores dos perfis, que não contribuem de forma significativa para a rigidez da estrutura, aos 0,7m de espessura total (Figura 4.5). Este aspeto é notório no corte transversal do modelo numérico, no qual se consegue observar na parte inferior do tabuleiro o banzo inferior dos perfis metálicos não embebidos no betão (Figura 4.6).

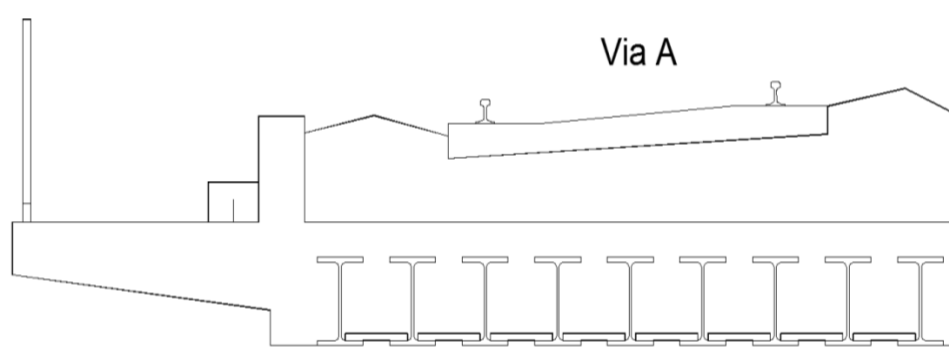


Figura 4.5 - Perfil transversal da ponte

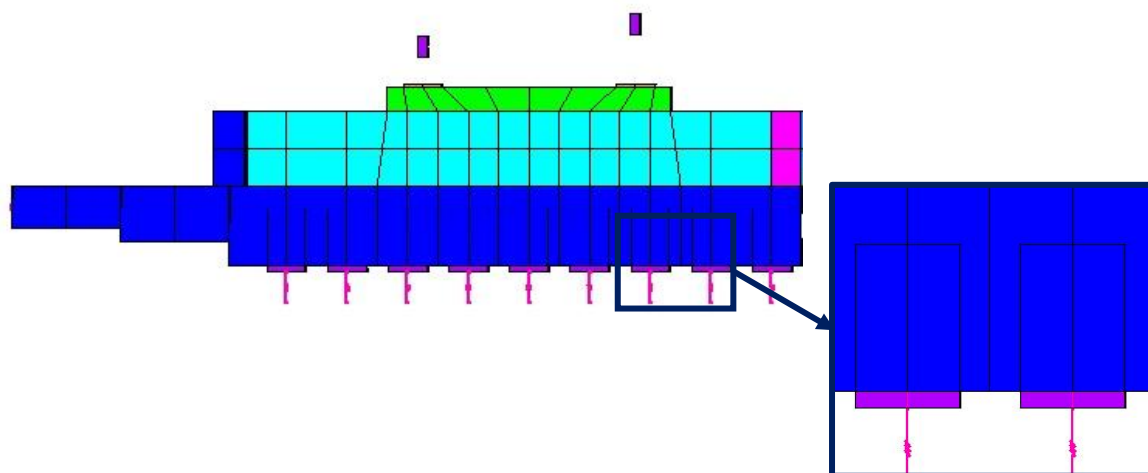


Figura 4.6 – Perfil transversal do modelo numérico da ponte: pormenor do banzo inferior dos perfis metálicos

As consolas laterais têm espessura variável linear entre os 0,5 e os 0,3m. Para ter em consideração este aspeto, consideraram-se duas consolas de igual comprimento e com espessuras distintas, tal como se observa na Figura 4.6, a consola 1 e a consola 2, que representam uma altura média da parte interior e exterior, respetivamente.

Quadro 4.2 – Características atribuídas ao elemento SHELL63

Real Constant	Espessura (m)	Descrição
1	0,65	Laje
2	0,45	Consola 1
3	0,35	Consola 2
4	0,25	Murete

De acordo com os dados consultados nas referências bibliográficas [23] e [24], foram atribuídas as propriedades geométricas e mecânicas aos perfis metálicos e aos carris, respetivamente. De forma a posicionar corretamente os centros de gravidade de cada elemento, foram introduzidos os *offsets* indicados no

Quadro 4.3. Observando os desenhos de pormenor do projeto, constata-se que os perfis HE500B estão 12,5 cm abaixo dos elementos de casca da laje correspondentes ao eixo médio do betão e que os perfis HE120B encontram-se 18,5 cm acima dos elementos de casca, uma vez que estão soldados ao banzo superior dos perfis HE500B.

Quanto aos carris, optou-se por retratar de forma conveniente escala dos dois carris da mesma via, isto porque, como a ponte se situa numa curva, há uma escala transversal de forma a atenuar as forças centrífugas e permitir a circulação a velocidades mais elevadas (Figura 4.7).



Figura 4.7 – Observação do desnível entre carris da mesma via devido à curvatura em planta

O *offset* relativo aos dois carris tem um diferencial de 0,179m, valor da variação da cota entre os dois carris. Ambos são calculados a partir do eixo médio dos elementos de casca do betão e, como abordado posteriormente, tendo em consideração que a altura do balastro é de 0,81m. Os dois carris sofrem, igualmente, uma translação para a sua base coincidir com a face superior da palmilha, elemento em que o carril se encontra apoiado. Este aspeto pode ser observado nas Figura 4.8 e Figura 4.9.

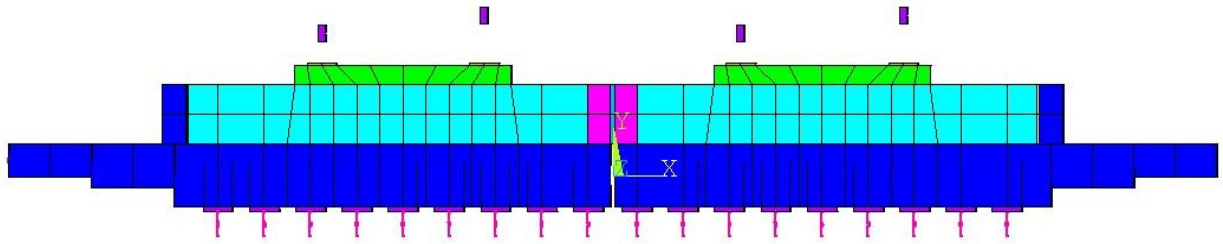


Figura 4.8 – Corte transversal do modelo numérico da ponte (variação da cota dos carris)

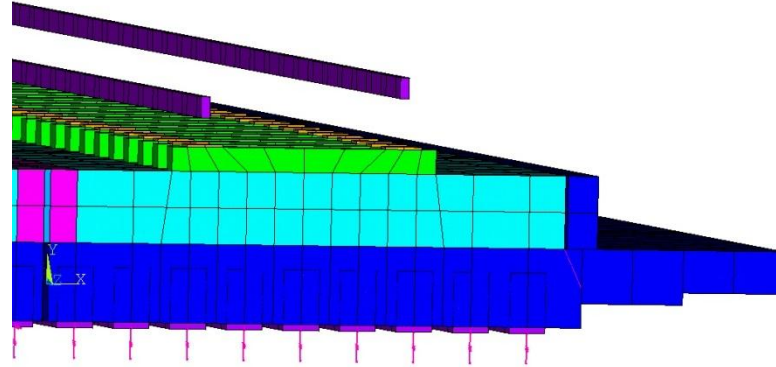


Figura 4.9 – Vista em perspectiva da variação da cota dos carris

Quadro 4.3 - Características atribuídas ao elemento BEAM44

Real Constant	Área (cm ²)	I _{zz} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	Offset (m)	Descrição
5	227,5	105352	12617	-0,125	HE500B
6	32,5	853	317	0,185	HE120B
7	76,87	3055	513	0,2909	UIC60 – Carril a menor Cota
11	76,87	3055	513	0,4699	UIC60 – Carril a maior Cota

As constantes de rigidez horizontal e vertical dos apoios da estrutura foram inicialmente obtidas a partir da definição do módulo de elasticidade do neoprene, material que maioritariamente constitui os apoios, de acordo com Manterola [25]. O módulo de elasticidade deste material pode ser calculado com base na equação (4.1), em que G_{neop} é o módulo de distorção do neoprene, a_{neop} representa a menor dimensão do aparelho de apoio, t_{neop} é a espessura da lâmina de neoprene entre as chapas metálicas, γ é o coeficiente da forma do apoio e R_{din} é o coeficiente que se aplica no caso de um carregamento dinâmico.

$$E = 3 \times G_{neop} \times \left(\frac{a_{neop}}{t_{neop}} \right)^2 \times \gamma \times R_{din} \quad (4.1)$$

O módulo de distorção do neoprene está intrinsecamente ligado ao valor da dureza de Shore do material. Dado que nesta estrutura o neoprene tem uma dureza de 60, G_{neop} assume o valor de 8,9 kg/cm², que corresponde a 872 kPa.

Tendo em consideração que devido à disposição das camadas, o aparelho de apoio consiste numa associação de seis molas em série, é imperativo calcular uma rigidez equivalente do conjunto através da expressão (4.2), em que K_{v1} é a rigidez vertical das camadas intermédias e K_{v2} a das camadas extremas. Para isso, há que ter em conta a disposição das camadas de neoprene intercaladas com chapas de aço, as espessuras das respetivas camadas (intermédias têm 8mm e as extremas 2mm), e as dimensões do aparelho (menor dimensão do apoio a_{neop} é de 15 cm e a maior b_{neop} é de 25 cm).

$$K_{veq} = \frac{1}{4 \times \frac{1}{K_{v1}} + 2 \times \frac{1}{K_{v2}}} \quad (4.2)$$

No que diz respeito à rigidez horizontal do apoio, foi utilizada a equação (4.3), em que t representa a espessura total das camadas de neoprene.

$$K_h = \frac{A \times G_{neop}}{t} \quad (4.3)$$

Contudo, no âmbito do trabalho realizado por Carvalho [9], foi realizado um estudo sobre a influência de alguns parâmetros, cujos valores são menos rigorosos, no comportamento dinâmico da ponte. Assim, foi possível construir um modelo otimizado através da inserção de parâmetros calibrados.

Constatou-se nesse estudo que um dos parâmetros mais sensíveis era a rigidez dos aparelhos de apoio. No quadro seguinte apresenta-se o valor nominal inicialmente atribuído a cada parâmetro, bem como os intervalos de variação dos mesmos e o valor considerado no modelo numérico otimizado.

Quadro 4.4 – Características atribuídas aos apoios

Real Constant	Descrição	Valor nominal (kN/m)	Lim. Inferior (kN/m)	Limite Superior (kN/m)	Valor otimizado (kN/m)
8	Rigidez vertical Pilares (K_{VP})	$315,0 \times 10^3$	$116,8 \times 10^3$	$545,5 \times 10^3$	$290,8 \times 10^3$
9	Rigidez horizontal Pilares (K_{hP})	817,7	413,4	1111,7	777,2
12	Rigidez vertical encontro (K_{VE})	$315,0 \times 10^3$	$116,8 \times 10^3$	$545,5 \times 10^3$	$290,8 \times 10^3$
13	Rigidez horizontal encontro (K_{hE})	817,7	413,4	1111,7	777,2

Quanto à simulação do guarda – corpos, colocaram-se elementos de massa nos nós dos alinhamentos da bordadura da consola, considerando que estes elementos teriam 50 kg/m. Assim, e uma vez que as massas são atribuídas a nós pontuais, converteu-se a massa por unidade de comprimento em massas a colocar em cada nó, recorrendo à equação (4.4), na qual l é o comprimento do vão e $d_{nós}$ é a distância média entre nós definida na malha de elementos finitos.

$$m \text{ (kg/nó)} = \frac{M \text{ (kg/m)} \times l \text{ (m)}}{[l \text{ (m)} / d_{\text{nós}}] + 1} = \frac{50 \times 11,6 \times 2}{(11,6 / 0,3 + 1) \times 2} = 14,8 \quad (4.4)$$

Nos estudos realizados por Silva [8] e Carvalho [9] encontram-se descrições mais pormenorizadas no que diz respeito aos elementos modelados, às suas propriedades e aos cálculos efetuados.

4.4.1.3 Materiais considerados na modelação

Na modelação do tabuleiro da ponte de Canelas são incluídos os materiais correspondentes aos elementos modelados, através da opção *Material Properties* disponível no ANSYS. Dado que a secção é mista aço-betão, são definidas as propriedades dos elementos estruturais da estrutura como o betão de classe C35/45, os perfis HE500B em aço Fe430 e os perfis HE120B em aço Fe360. De acordo com [26], foi adotado numa primeira fase um módulo de elasticidade de betão correspondente à classe, isto é 34 GPa. Para os perfis de aço utilizou-se um módulo de elasticidade de 210 GPa, conforme [27].

Quanto aos elementos da via, modelaram-se as travessas, as palmilhas, o balastro e o carril. No que diz respeito às travessas, estas possuem dimensões fictícias, sendo necessário garantir a massa real de 300kg. Com base na expressão (4.5), em que o V representa o volume da travessa, calculou-se a densidade equivalente de 3383 kg/m^3 .

$$\rho \text{ (kg/m}^3\text{)} = \frac{m \text{ (kg)}}{V \text{ (m}^3\text{)}} = \frac{300}{2,2167 \times 0,2^2} = 3383 \text{ kg/m}^3 \quad (4.5)$$

Para as propriedades do balastro, adotaram-se inicialmente os valores sugeridos na bibliografia [28] de 145 MPa para o seu módulo de elasticidade e 1800 kg/m^3 para a massa volúmica. No caso da modelação das palmilhas, foi respeitado o valor de referência para a sua rigidez vertical de 500 kN/mm, convertido para o seu módulo de elasticidade pela equação (4.6), em que os elementos de volume apresentam 30 x 20cm de base e 2 cm de altura. Este material tem propriedades ortotrópicas, impedindo o efeito de deformação pontual do elemento de volume da palmilha provocada pela carga transmitida pelo elemento de viga do carril. Para isso, consideraram-se valores de módulo de elasticidade transversal 10^5 vezes superiores ao da direção do carregamento e um módulo de distorção elevado.

$$E = \frac{kl}{A} = \frac{500 \times 10^3 \times 0.02}{0.3 \times 0.2} = 167 \text{ MPa} \quad (4.6)$$

No quadro seguinte resumem-se as propriedades dos materiais considerados na modelação e que não foram alterados no modelo calibrado, atribuídos por Carvalho [9].

Quadro 4.5 - Materiais considerados na modelação

Elementos estruturais e da via	E (MPa)	ν	$\gamma(\text{kg/m}^3)$
Aço em perfis	210×10^3	0,3	7850
Palmilhas	167	0	0
Travessas	34×10^3	0,2	3383

Contudo, tal como o parâmetro de rigidez dos apoios, optou-se por levar a cabo um estudo sobre a influência da variabilidade e incerteza associada às características de determinados parâmetros da ponte.

Um dos parâmetros difíceis de quantificar de forma rigorosa é a massa volúmica do betão. O Eurocódigo 1 indica que o valor do peso volúmico do betão normal seria de 24 kN/m^3 , alterando-se para 25 kN/m^3 no caso de betão armado com quantidades normais de aço. Contudo, para uma determinada estrutura a quantidade de armadura varia, bem como as propriedades do betão utilizadas na obra. O mesmo acontece no caso do módulo de elasticidade do betão, fator muito sensível pelo tempo de cura e para a idade que o betão apresenta na altura da análise.

Relativamente à altura da camada de balastro sobre o tabuleiro, constatou-se que na realidade existia uma geometria diferente das apresentadas nos esquemas do projeto (Figura 4.10), optando-se por analisar uma gama de alturas entre os 0,55m e os 0,85m. Este intervalo é bastante alargado devido à dificuldade inerente à medição *in loco* da altura da camada de balastro que varia conforme a posição da ponte que se está a avaliar, dando-se liberdade ao algoritmo de otimização. Incertezas durante o processo construtivo, operações de manutenção, necessidade de ajustamento da via e utilização prolongada da estrutura podem ser causas desta variação.



Figura 4.10 – Observação da variação da altura da camada de balastro

Dado que as alterações geométricas realizadas no modelo exigem um tempo de cálculo bastante superior, optou-se por modelar duas alturas médias de balastro em cada meio tabuleiro através de um peso volúmico equivalente. Com esta alteração é possível considerar o aumento da massa do modelo sem entrar em conta com as alterações de rigidez que aconteceriam se a secção de balastro fosse geometricamente modificada, e a escala entre os dois carris da mesma via.

Como se observa na figura seguinte, optou-se por colocar o balastro com uma densidade volúmica inferior entre os alinhamentos $x=-4,05$ e $x=-2,15$ e entre $x=0$ e $x=2,15$, enquanto que nas restantes posições o peso volúmico do balastro possui valores superiores. Os valores adotados foram calculados segundo as equações (4.7) e (4.8), em que h_{bal} é a altura do balastro considerada resultado da análise com o algoritmo genético, $h_{bal_modelo_inicial}$ corresponde à altura atribuída ao balastro no modelo inicial e γ_{bal} é o peso volúmico do balastro otimizado.

$$\gamma_{eq_bal_inf} = \gamma_{bal} \frac{h_{bal}}{h_{bal_modelo_inicial}} \quad (4.7)$$

$$\gamma_{eq_bal_sup} = \gamma_{bal} \frac{h_{bal} + escala}{h_{bal_modelo_inicial}} \quad (4.8)$$

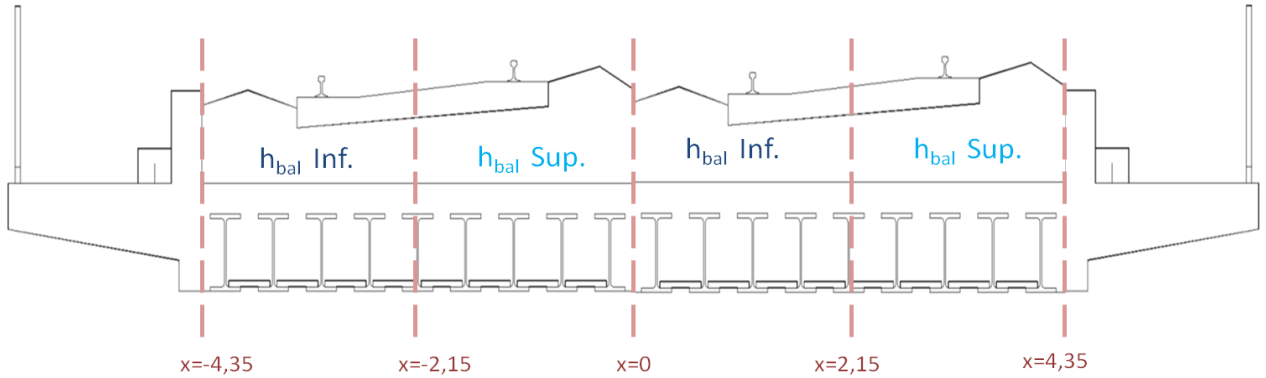


Figura 4.11 – Perfil transversal da ponte, pormenor das localizações das densidades de balastro

A altura do balastro tem uma importância acrescida na análise modal de estruturas do tipo da ponte de Canelas, uma vez que para além de se alterar a massa do balastro ocorre um efeito derivado da interação entre os dois meios tabuleiros e da interação entre a via e a estrutura, uma vez que ambas estão modeladas. Para a modelação ser mais realista e retratar o efeito de interação da estrutura e da via, sem que se façam alterações geométricas, optou-se por atribuir um *offset* aos carris de cota inferior através da expressão (4.9) e aos carris de cota superior pela (4.10). Análises realizadas por Carvalho [9] comprovam que considerando a excentricidade dos carris se obtêm menores diferenças nos valores das frequências registadas na ponte.

$$offset_{carril} = (h_{bal} - 0,6) + 0,0809 \quad (4.9)$$

$$offset_{carril} = (h_{bal} + escala - 0,6) + 0,0809 \quad (4.10)$$

As pontes que têm a particularidade dos seus dois meios tabuleiros estarem separados a nível estrutural longitudinalmente, mas ligados pela continuidade da camada de balastro, podem sofrer o efeito da interação entre os dois tabuleiros, isso é, embora apenas um esteja carregado, parte desse carregamento vai ser recebido pelo outro tabuleiro devido à transmissão de cargas e esforço por parte da continuidade da via. Contudo, ao longo do ciclo de vida da estrutura, esta continuidade vai sofrendo uma degradação ao nível da rigidez de ligação e da resistência ao corte do balastro.

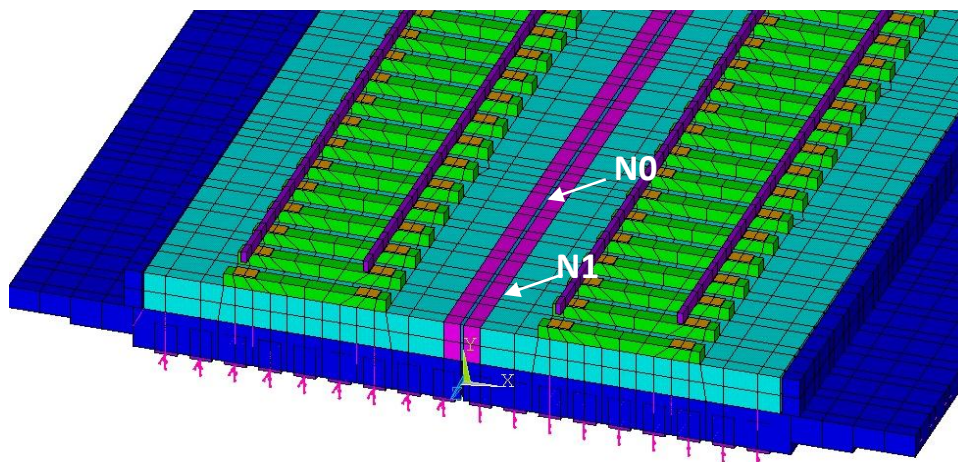


Figura 4.12 – Modelo com a indicação dos elementos em que foi considerada a degradação do balastro

Para ter em consideração este aspeto, atribuíram-se diversos coeficientes de degradação a várias zonas de ligação do balastro, alterando o seu módulo de elasticidade e o conseqüente módulo de distorção dos elementos de volume. Com recurso ao algoritmo genético utilizado na calibração do modelo otimizado obtiveram-se coeficientes de degradação de 0,03 para o alinhamento denominado N0 e de 0,15 para o alinhamento N1, ambos representados na Figura 4.13, destacando-se pela cor diferente com que estão representados. Esta degradação não se verifica na zona de aterro uma vez que a o suporte da via não é separado.

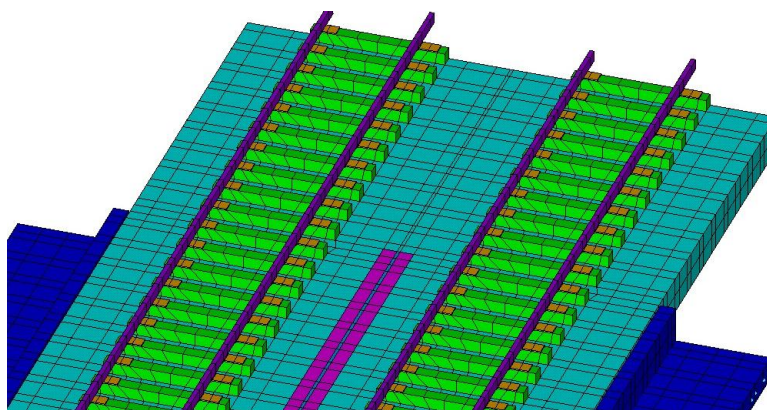


Figura 4.13 – Modelo com a indicação do fim dos elementos com degradação do balastro na transição para o aterro

No Quadro 4.6 faz-se um resumo do que foi descrito e apresentam-se os valores iniciais os parâmetros sujeitos a variação, os valores iniciais adotados, os limites superior e inferior utilizados na análise por parte do algoritmo genético e o valor final calibrado utilizado no modelo numérico otimizado.

Quadro 4.6 – Características atribuídas às Propriedades dos Materiais

Material Properties	Descrição	Parâmetro	Coef. Degr.	Unid.	Valor nominal	Limite inferior	Limite Superior	Valor otimizado
1	Betão	Módulo de Elasticidade E_c	-	Gpa	34	32	41	40,61
		Massa volúmica γ_c	-	Kg/m ³	2500	2325	2643	2366,9
3	Balastro Baixo	Módulo de Elasticidade E_b	1	Mpa	145	80	200	109,6
		Massa volúmica γ_b	1	Kg/m ³	2040,8	1683,7	2143,9	2615,6
12	Balastro Alto	Módulo de Elasticidade E_b	1	Mpa		-		109,6
		Massa volúmica γ_b	1	Kg/m ³		-		3193,6
7	Balastro Baixo N0	Módulo de Elasticidade E_b	0,03	Mpa		-		3,3
		Massa volúmica γ_b	0,03	Kg/m ³		-		2615,6
8	Balastro Alto N1	Módulo de Elasticidade E_b	0,15	Mpa		-		16,44
		Massa volúmica γ_b	0,15	Kg/m ³		-		3193,6
9	Balastro Baixo N1	Módulo de Elasticidade E_b	0,15	Mpa		-		16,44
		Massa volúmica γ_b	0,15	Kg/m ³		-		2615,6

4.4.2. CONSTRUÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico da ponte utilizado no âmbito do presente estudo corresponde ao modelo final do estudo de Carvalho [9], uma vez que este já foi alvo do processo de otimização que o tornou mais eficiente e mais fiável em diversos parâmetros. Neste ponto é descrita a geometria da malha de elementos finitos e os pormenores implementados no modelo, reproduzindo melhor o comportamento real da ponte.

Para definir os alinhamentos longitudinais e transversais mais relevantes, que representam o posicionamento dos elementos estruturais e da via, foram criados no ANSYS *keypoints* cujas coordenadas são apresentadas nos quadros seguintes. Uma vez que a estrutura é simétrica em relação ao eixo dos XX, é de notar que os alinhamentos definidos no Quadro 4.7 para as posições negativas, assumem também os valores iguais positivos retratando o outro meio tabuleiro.

Quadro 4.7 - Alinhamentos longitudinais do modelo

Nº do alinhamento	-X (m)	Descrição	Dist. alinhamento seguinte (m)
1	-6,200	Extremidade exterior	0,850
2	-5,350	Desnível de consola	0,850
3	-4,500	Murete	0,450
4	-4,050	Perfil HE500B	0,475
5	-3,575	Perfil HE500B	0,475
6	-3,100	Perfil HE500B	0,475
7	-2,625	Perfil HE500B	0,475
8	-2,150	Perfil HE500B	0,475
9	-1,675	Perfil HE500B	0,475
10	-1,200	Perfil HE500B	0,475
11	-0,725	Perfil HE500B	0,475
12	-0,250	Perfil HE500B	0,225
13	-0,025	Extremidade interior	-
14	-4,350	Balastro	4,325
15	-0,025	Balastro	-
16	-3,2583	Travessas	2,2167
17	-1,0416	Travessas	-
18	-2,984	Carril	1,668
19	-1,316	Carril	-

Quadro 4.8 - Alinhamentos transversais do modelo

Nº do alinhamento	Z (m)	Descrição	Dist. alinhamento seguinte (m)
1	0	Extremidade	0,2
2	0,20	Perfil HE120B	3,8
3	4,00	Perfil HE120B	3,6
4	7,60	Perfil HE120B	3,8
5	11,40	Perfil HE120B	0,2
6	11,60	Extremidade	0,06
7	11,66	Extremidade	0,2
8	11,86	Perfil HE120B	3,8
9	15,66	Perfil HE120B	3,6
10	19,26	Perfil HE120B	3,8
11	23,06	Perfil HE120B	0,2
12	23,26	Extremidade	5,8
13	29,06	Balastro extra	-

Observando o projeto, constata-se que as travessas estão afastadas longitudinalmente de 0,6m e têm 0,2m de largura. Por este facto, criou-se uma malha com elementos intercalados de 0,2m e 0,4 para os elementos de volume de balastro, para os elementos de casca do betão e para os elementos de viga do carril, que coincide com o alinhamento das travessas e diminui o número de graus de liberdade do modelo, sem alterar significativamente os resultados da análise modal relativos a um modelo com malha constante de 0,2m. A via foi prolongada 6m para a zona de aterro após o encontro da ponte, simulando a continuidade da via longitudinalmente.

Na direção transversal, optou-se por criar uma malha que coincidissem com o posicionamento das vigas principais do tabuleiro, os perfis HE500B, sempre que possível. Para isso, foram criados um a dois elementos entre cada perfil, resultando em dimensões de 0,475m ou 0,2365m, respetivamente. Nas consolas, criaram-se dois elementos para cada nível da consola, que se traduz em quatro elementos em cada consola.

Na direção vertical, atribui-se ao balastro e do murete guarda-balastro uma dimensão de 0,3m de altura, o que se traduz em dois elementos, e nas travessas optou-se por considerar apenas um elemento com 0,2m de altura.

4.5. ENSAIO EXPERIMENTAL DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

Os ensaios experimentais, mais precisamente os ensaios de vibração ambiental, permitem realizar uma calibração de um modelo numérico de uma ponte mais eficaz recorrendo aos parâmetros modais identificados durante este ensaio como as frequências naturais de vibração, as configurações espaciais de cada modo de vibração e os coeficientes de amortecimento da estrutura. Na campanha experimental levada a cabo no âmbito do trabalho de Carvalho [9], foram também medidos deslocamentos e acelerações verticais durante a passagem de comboios na ponte, entre os quais o Alfa Pendular.

A complexidade da estrutura, que dificulta o estudo do seu comportamento dinâmico, também aumenta as incertezas associadas às propriedades que se estimam na fase de projeto. Por esta razão e para avaliar corretamente as características dinâmicas da estrutura, deve proceder-se à recolha de informação experimental suficiente.

A técnica associada a este ensaio, cada vez mais em voga, consiste na medição da resposta da estrutura às ações que atuam regularmente sobre esta, como o vento. O ensaio realizado focou-se no tramo P5-E2, que servirá para a calibração do mesmo tramo do modelo numérico e é também o tramo em estudo no que diz respeito aos resultados procedentes da análise numérica. Foi realizado um conjunto de três *setups*, nos quais se colocaram quatro acelerómetros numa posição fixa de referência e oito móveis. O Quadro 4.9 em conjunto com a Figura 4.14 elucidam sobre as posições dos acelerómetros para os diversos *setups*, realçando-se os de referência representados a negrito.

Quadro 4.9 - Posicionamento dos acelerómetros para os diversos setups [9]

Posicionamento dos acelerómetros	Setup	1	2	3
	Acc0	P1	P4	P6
	Acc1	P2	P2	P2
	Acc2	P3	P5	P7
	Acc3	P8	P11	P13
	Acc4	P9	P9	P9
	Acc5	P10	P12	P14
	Acc6	P15	P18	P20
	Acc7	P16	P16	P16
	Acc8	P17	P19	P21
	Acc9	P22	P25	P27
	Acc10	P23	P23	P23
	Acc11	P24	P26	P28

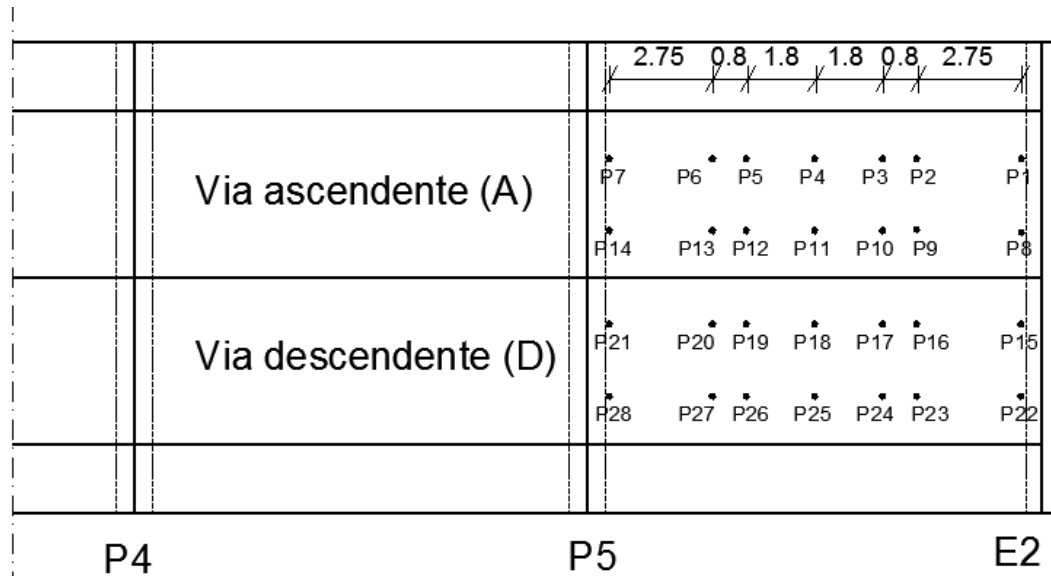


Figura 4.14 - Posicionamento dos acelerômetros para os diversos setups em planta [9]

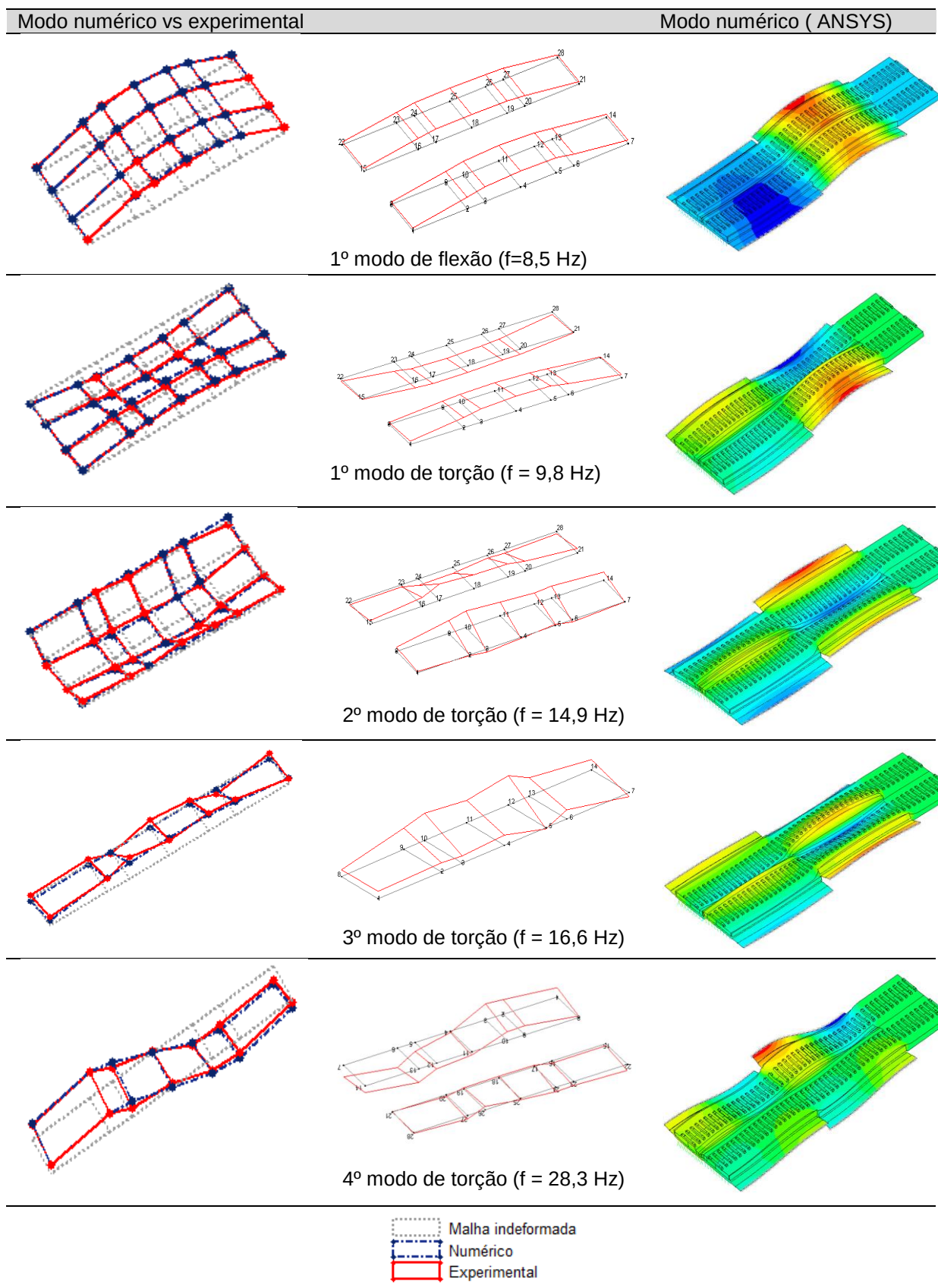
Como se observa na Figura 4.15, os acelerômetros foram colocados na estrutura com chapas metálicas ligadas às vigas metálicas da ponte.



Figura 4.15 – Colocação dos acelerômetros à face inferior das vigas metálicas

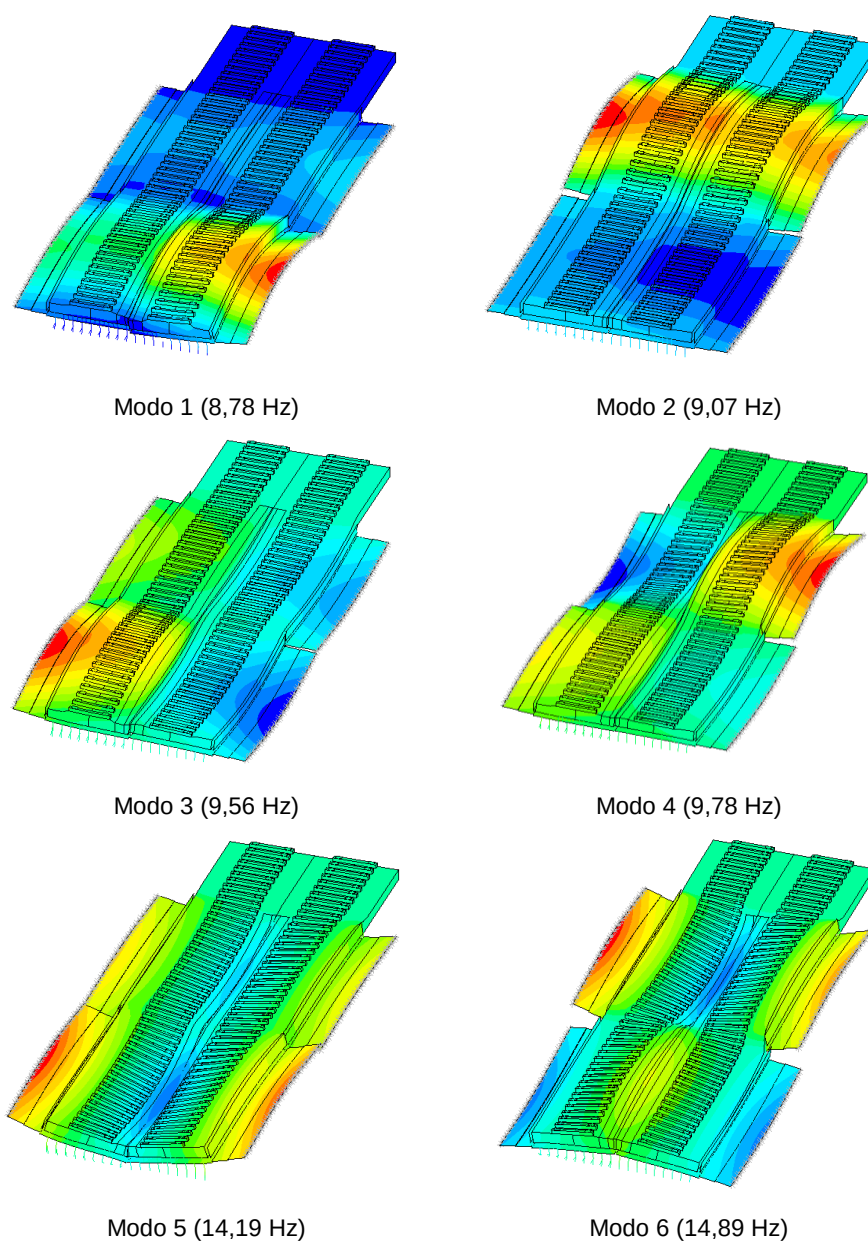
Com recurso ao software ARTEMIS que se baseia nos espectros de registos das acelerações foram identificados os parâmetros modais mais relevantes para a estrutura, determinando-se os valores das frequências naturais e as respetivas configurações modais. Na figura seguinte observam-se essas configurações e comparam-se os registos experimentais com os resultados numéricos.

Quadro 4.10 - Comparação da forma dos modos identificados experimentalmente e numéricos



4.6. ANÁLISE MODAL DA PONTE DE CANELAS

Neste trabalho optou-se por efetuar as análises dinâmicas até à frequência de 30,54Hz que corresponde ao valor da frequência modal do 14º modo de vibração da ponte de Canelas. Na Figura 4.16 apresentam-se as deformadas de todos os modos incluídos na análise para melhor compreensão dos contributos de cada um nos registos de acelerações e deslocamentos. Observando atentamente as deformadas dos modos 10 e 12 relativamente aos restantes, percebe-se que estes têm contribuições inversas a um terço do vão, justificando as observações efetuadas nos pontos anteriores. De facto, o modo 10 afeta mais o tramo adjacente ao analisado quando comparado com o modo 12, contudo devido ao efeito da continuidade da via, acaba por perturbar o tramo P5-E2 na zona mais próxima ao tramo contíguo. Confirma-se, também, que os modos predominantes na resposta são os primeiros quatro no que diz respeito à resposta do tabuleiro, sendo que os outros modos embora tenham alguma contribuição, são mais relevantes nos modos de deformação locais das consolas que não são alvo de análise no âmbito deste estudo.



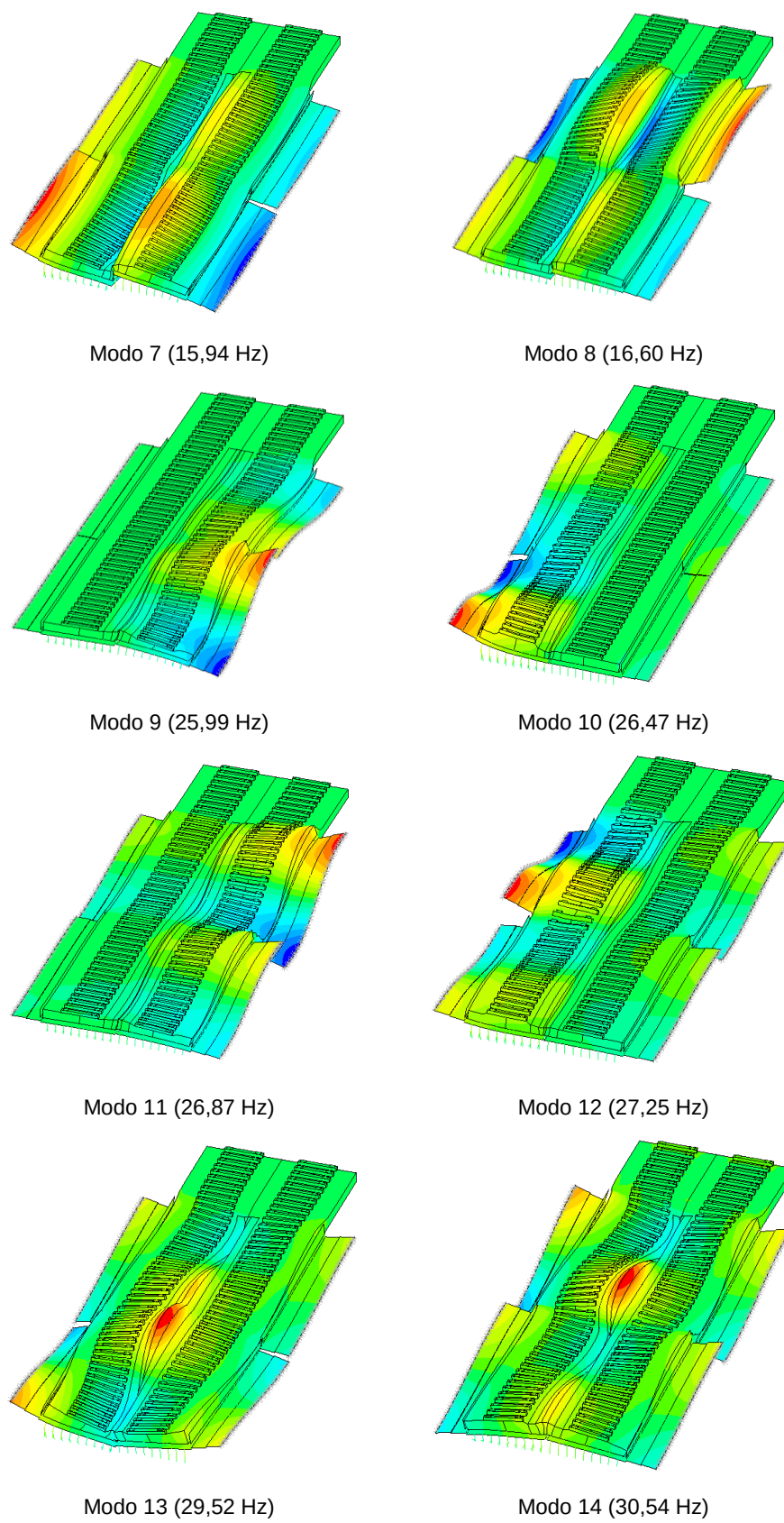


Figura 4.16 - Deformadas dos modos de vibração até à frequência de 30,54Hz

5

MODELAÇÃO DOS COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE

5.1. INTRODUÇÃO

Como consequência da evolução tecnológica e de forma a permitir o aumento da velocidade de circulação dos comboios, houve necessidade de realizar algumas alterações estruturais nos veículos que implicam principalmente a redução da massa da estrutura. Desta forma, e embora se tenham reduzido as vibrações transmitidas ao terreno ou à estrutura de suporte, as modificações referidas causaram um incremento de vibrações no interior da carruagem que podem influenciar o nível de conforto dos passageiros.

Uma vez que a gama de valores das vibrações a que os interiores das caixas estão sujeitos são muito suscetíveis às propriedades dinâmicas do veículo, entre as quais as características das suspensões e dos amortecedores, é essencial desenvolverem-se estudos com recurso a modelos numéricos dos veículos que possibilitem a análise pormenorizada da interação dinâmica entre o veículo e a estrutura. Esta metodologia é imprescindível quando se pretende analisar o nível de conforto dos passageiros através do registo das acelerações no interior da caixa, ou mesmo, das acelerações a que uma massa que simule o conjunto passageiro-assento apoiadas num sistema com rigidez e amortecimento está sujeita, ultrapassando as limitações e imprecisões dos métodos simplificados sugeridos nas normas.

As análises sem interação têm também restrições no que diz respeito ao estudo da estabilidade entre a roda e o carril, que pode ser realizada através do controlo entre as forças de interação entre as duas estruturas, particularmente em zonas de acentuada variação de rigidez (zonas de transição aterro-ponte), sendo necessário ter o conhecimento das forças de contacto lateral entre o veículo e a estrutura. Quanto aos efeitos provocados pelas irregularidades da via, as análises com interação permitem uma avaliação das perturbações impostas por estas, uma vez que podem ter um impacto significativo nas acelerações dos veículos.

Recentemente, foram realizados estudos em que para além de se modelar o veículo, faz-se a modelação pormenorizada dos assentos, dos passageiros e das suas respetivas ligações (encosto-cabeça e apoios-braços), que permitiu uma grande evolução no estudo relativo ao conforto dos passageiros.

Neste capítulo faz-se um breve enquadramento dos comboios de alta velocidade em circulação na Europa e no mundo, bem como da sua evolução ao longo das últimas décadas e da sua crescente importância no sector dos transportes. Seguidamente descrevem-se sumariamente os vários modelos

numéricos de comboios, cada vez mais complexos e mais realistas que foram surgindo como consequência de vários trabalhos desenvolvidos nesta área, abordando-se um conceito essencial nestes trabalhos, a assinatura de um comboio. Por fim, descrevem-se os modelos numéricos utilizados no âmbito deste trabalho, o comboio do tipo articulado TGV em circulação na Europa e o comboio que circula a velocidade mais elevada a nível nacional, o Alfa-Pendular.

5.2. COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE

Atualmente existem inúmeros comboios de alta velocidade na rede ferroviária europeia e mundial, estando divididos em várias categorias de acordo com a sua estrutura. Nesta secção faz-se uma descrição dessas categorias, bem como dos comboios que pertencem às mesmas.

5.2.1. COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE DA REDE EUROPEIA

Na Europa existem três tipos de comboios de alta velocidade, ou seja, cuja velocidade de circulação excede os 200 km/h, que se definem de acordo com a configuração do seu sistema de apoios estrutural, sendo estes os comboios articulados, os convencionais e os regulares.

5.2.1.1 Comboios articulados

Neste tipo de comboios cada carruagem possui dois bogies, ambos partilhados com as carruagens adjacentes e centrados na articulação entre as mesmas (Figura 5.1).

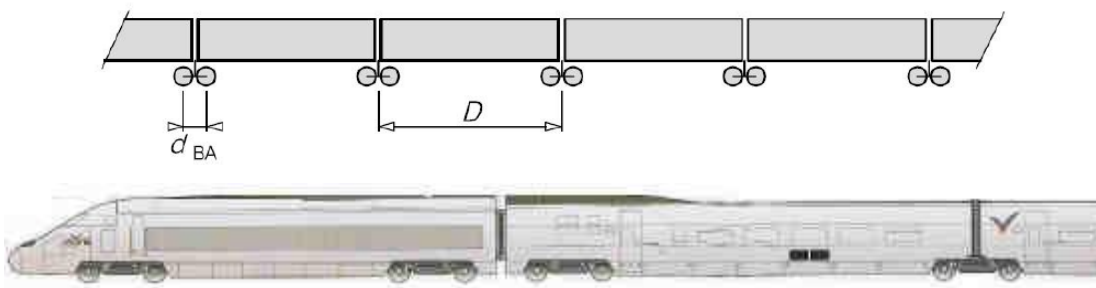


Figura 5.1 - Esquema do sistema de apoios de um comboio articulado

Como exemplos de comboios articulados em circulação na Europa pode-se referir o Eurostar, que faz a ligação do Canal da Mancha entre França e Inglaterra, criado em 1986 e formado por 18 carruagens com um comprimento máximo de 390 m, cuja velocidade de percurso atinge 300 km/h, reduzindo para 160 km/h no Canal, e o comboio Belga Thalys, que liga as cidades de Paris e Bruxelas, com um comprimento de 400 m e uma velocidade semelhante ao Eurostar na maior parte do seu percurso.

O comboio TGV (Figura 5.2), outro dos comboios articulados, foi o primeiro comboio de alta velocidade Europeu e é um dos veículos ferroviários mais importantes e com maior extensão de circulação. Em 1981 realizou a sua primeira viagem, ligando Paris e Lyon a cerca de 320 km/h de velocidade máxima comercial, embora já tenha atingido velocidades da ordem dos 570 km/h em testes. Apresenta um comprimento total de 470 m e circula em vários países da Europa, como França, Holanda, Bélgica e Alemanha.



Figura 5.2 – Comboio TGV

5.2.1.2 Comboios Convencionais

Os comboios convencionais caracterizam-se por cada uma das suas carruagens possuir dois bogies, cada um com dois eixos (Figura 5.3).

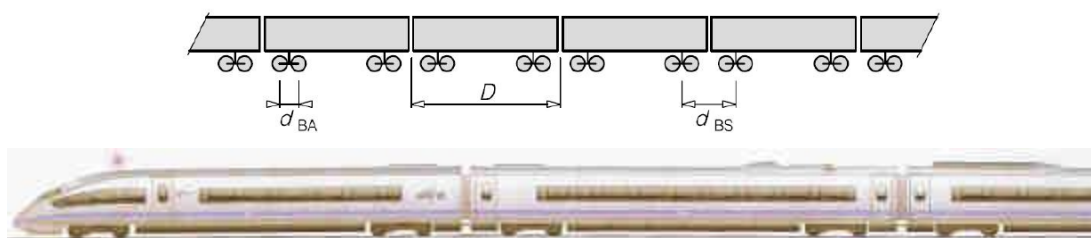


Figura 5.3 - Esquema do sistema de apoios de um comboio convencional

O comboio ICE, predominante na Alemanha e em circulação entre vários países da Europa Central, surgiu dez anos após o TGV, apresenta um comprimento de 350m, ligeiramente inferior aos articulados, atingindo velocidades na ordem dos 330 km/h. Já em Itália, desenvolveu-se o ETR cuja velocidade máxima não excede os 300 km/h, sendo ainda superior ao Virgin, comboio que atravessa o Reino Unido não ultrapassando o limite dos 225 km/h e os 250 m de comprimento.

Em Portugal, o comboio que circula a velocidades superiores é o Alfa Pendular (Figura 5.4), veículo cuja configuração do sistema de suportes é do tipo convencional. Este comboio circula na rede nacional deste 1999, tendo obrigado a algumas remodelações na mesma. Apresenta 152 m de comprimento e uma velocidade máxima de 220 km/h, embora não a atinja numa grande extensão da rede, tendo o seu nome origem na tecnologia de pendulação activa que permite a circulação a velocidades mais elevadas nas curvas.



Figura 5.4 - Comboio Alfa-Pendular

5.2.1.3 Comboios Regulares

Os veículos regulares possuem um eixo centrado em cada articulação, que pertence a ambas as carruagens, existindo bogies com dois eixos apenas nos veículos extremos (Figura 5.5).

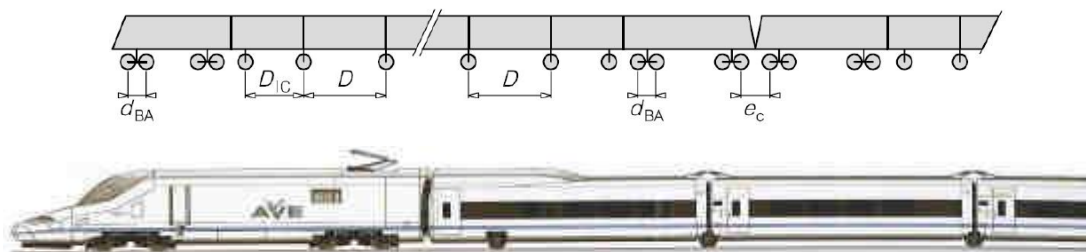


Figura 5.5 - Esquema do sistema de apoios de um comboio regular

O comboio espanhol Talgo é o único comboio regular em circulação na Europa, tendo a particularidade de se adaptar a diferentes bitolas, o que lhe possibilita a circulação entre Espanha e França, em que as bitolas têm 1668 mm e 1435 mm, respetivamente. Apresenta um comprimento de 350 m e atinge a velocidade máxima na linha Madrid-Barcelona de 350 km/h.

5.2.2. COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE NA ÁSIA

O Japão foi o primeiro país a nível mundial a desenvolver a sua linha ferroviária de alta velocidade em 1964, onde se atingiam 210km/h. Atualmente, existem várias linhas onde circulam comboios distintos com o nome geral Shinkansen, cujo comprimento pode atingir os 400m e que viajam a velocidades comerciais de 360 km/h, chegando pontualmente aos 405 km/h. Em 2003 foi atingido o record mundial de 581 km/h com o Maglev, comboio que usufruí da tecnologia de levitação magnética.

A China possui uma rede ferroviária de alta velocidade muito recente mas com vasta extensão e muito avançada tecnologicamente, impulsionada pelo rápido crescimento económico do país. Existem vários comboios tradicionais em circulação que atingem em algumas linhas os 350km/h, como o THSR que liga Taipei a Sul Kaohsiung, para além do comboio de levitação magnética na ligação ao aeroporto de Shanghai.

Na Coreia do Sul o comboio de alta velocidade que circula na rede é o KTX, que entrou em funcionamento em 2004 inspirado no TGV, a uma velocidade de 300 km/h.

5.3. MODELOS DE VEÍCULOS FERROVIÁRIOS COM INTERAÇÃO VEÍCULO ESTRUTURA

As análises dinâmicas com interação distinguem-se por considerarem simultaneamente a vibração da estrutura e do veículo, sendo que os efeitos de inércia do tabuleiro em associação à inércia e à aceleração vertical do veículo têm efeito na resposta final global do conjunto estrutural.

Os modelos de veículos ferroviários podem ser divididos em três tipos consoante a complexidade dos mesmos. Nos modelos simplificados não se consideram todas as características dos elementos estruturais dos veículos nem a ligação entre estes, dos quais são exemplo os modelos de massas móveis e os modelos de massa-mola-amortecedor. Nos modelos mais elaborados são incluídos os

principais elementos estruturais do veículo, como no caso dos modelos de corpos rígidos ou dos modelos de corpos flexíveis.

O modelo de massas móveis foi o primeiro modelo de interação desenvolvido, consistindo numa massa móvel que circula na estrutura de suporte a uma determinada velocidade, tendo a desvantagem de não considerar a influência das suspensões do veículo e não distinguir os elementos do comboio, como a caixa, os eixos ou o bogie.

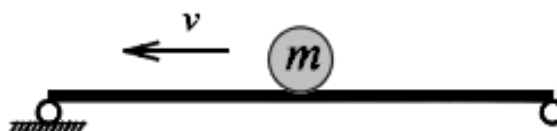


Figura 5.6 - Modelo de massa móvel na estrutura [29]

No seguimento deste primeiro modelo surgiu o de massa-mola-amortecedor, no qual cada eixo do comboio é simulado individualmente, resultando num conjunto de sistemas de um grau-de-liberdade, constituído por uma massa, uma mola e um amortecedor (Figura 5.7). Porém, não tem em conta a ligação entre os vários eixos nem os elementos da caixa e do bogie.

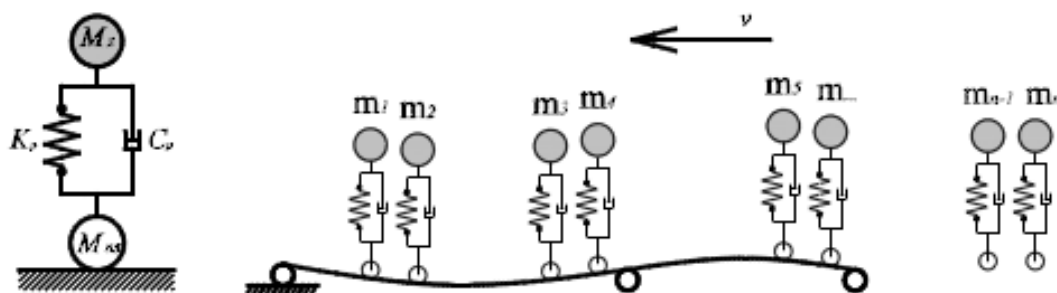


Figura 5.7 - Modelo simplificado de um veículo de massas rolantes (sistema massa-mola-amortecedor) [29]

Nos modelos mais complexos consideram-se os efeitos desprezados nos anteriores, como a ligação entre os vários eixos de suporte e a modelação dos elementos constituintes do veículo, sendo possível registar as acelerações na caixa do mesmo.

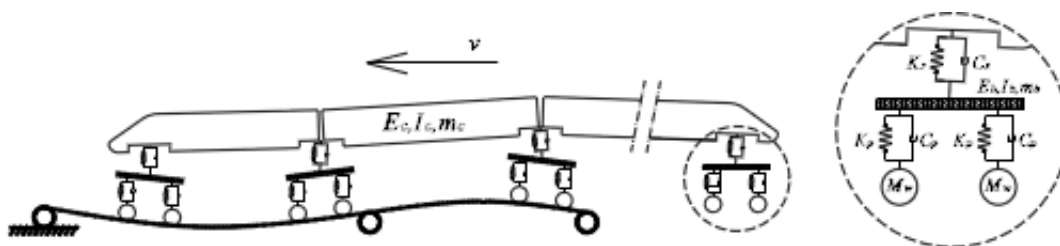


Figura 5.8 - Modelo mais completo do veículo [29]

No âmbito deste trabalho foram utilizados dois modelos mais complexos, um modelo de corpos rígidos para simular o TGV duplo e um modelo de corpos flexíveis desenvolvido por Ribeiro [16] de

acordo com as características do Alfa Pendular. Nos pontos seguintes será detalhada a modelação destes comboios, bem como as vantagens e particularidades inerentes a cada tipo de modelo.

5.4. MODELACÃO DO TGV

Para a concretização dos objetivos deste trabalho optou-se por modelar um dos comboios com mais importância na Europa e que circula num conjunto extenso de linhas em vários países. Nesta secção faz-se a descrição das propriedades geométricas e mecânicas deste veículo, bem como a descrição da sua modelação no programa comercial ANSYS 2012 que permite a interface com o programa de cálculo em Matlab desenvolvido por Ribeiro [16].

Este modelo foi desenvolvido de acordo com os pressupostos dos modelos de corpos rígidos, que se traduzem por um conjunto de vigas rígidas que simulam as caixas do veículo e os bogies, nas quais se colocam massas concentradas em correspondência com os respectivos elementos, e se ligam estes elementos por conjuntos de molas e amortecedores que simulam as suspensões primárias e secundárias do sistema de suporte do veículo. A flexibilidade da própria estrutura das carruagens não é tida em conta, devido a esta simplificação.

5.4.1. ESQUEMA DE CARGAS DO TGV

O comboio em análise, o TGV-Duplo, é um comboio com sistema de suporte do tipo articulado, constituído por um conjunto de dois comboios exatamente iguais adjacentes um ao outro, cada um deles composto por 2 locomotivas nas extremidades desligadas das restantes a nível estrutural, 2 carruagens de transição adjacentes às locomotivas e 6 carruagens articuladas intermédias.

Cada comboio apresenta um total de 26 eixos, com carga de 163 ou 170 kN, dependendo da respetiva localização, que culmina num comprimento total de cerca de 200m. O esquema de cargas para o conjunto dos dois comboios encontra-se no Anexo 1 e está representado na Figura 5.9 para um comboio singular de forma a facilitar a visualização.

A opção do estudo de um comboio composto por um elevado número de carruagens deve-se ao facto de veículo semelhante circular na realidade, mas também, porque o facto de apresentar um elevado número de eixos de carga que excitam uma ponte num maior número de ciclos pode ser mais gravoso. Na secção 5.6.1 analisa-se este aspeto com mais detalhe.

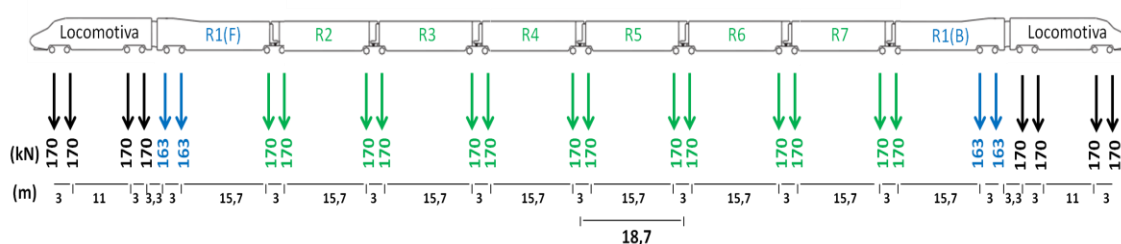


Figura 5.9 - Esquema de cargas de um comboio do TGV-Duplo

5.4.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E MECÂNICAS DO COMBOIO

Tendo em vista a modelação do comboio, é essencial definir com rigor as propriedades associadas a esta estrutura mecânica, que não são todavia consensuais entre diversos autores de investigações

relacionadas e outros estudos. Dados as diferenças acentuadas constatadas, optou-se por restringir a consulta destas características ao relatório ERRI D214/RP9 [12]. No entanto, este documento é omissivo no que diz respeito aos valores de amortecimento a adotar nos amortecedores longitudinais superiores e inferiores que fazem parte da estrutura articulada de ligação entre as carruagens intermédias de passageiros, surgindo a necessidade de indagar esta informação noutras fontes. O artigo realizado por Lee e Kim [30] é muito completo quanto à informação necessária, sendo aplicado neste modelo o valor sugerido por estes autores.

O Quadro 5.1 resume os valores empregues na modelação do TGV, destacando-se as propriedades inerentes aos diferentes tipos de carruagem, bem como a simbologia que foi atribuída e as unidades em que foram introduzidas no programa ANSYS. A constante de rigidez da ligação entre a roda do veículo e o carril da via foi admitida tendo por base a teoria de contacto de Hertz e utilizado noutros trabalhos similares a este estudo, não sendo alvo de estudo aprofundado no âmbito desta dissertação.

Quadro 5.1 - Propriedades dos elementos do comboio modelado

		Unid.	Símb.	Locomotiva	Carruagem de transição	Carruagem articulada
Caixa	Massa	kg	M_C	51500	35860	22525
	Momento de inércia	kgm ²	I_C	1,050x10 ⁶	1,658x10 ⁶	0,810x10 ⁶
Bogie	Massa	kg	M_b	2200	2200	2900
	Momento de inércia	kgm ²	I_b	1900	1900	2508
Eixo/roda	Massa	kg	M_r	1700	1700	1900
Rigidez	Suspensão secundária	N/m	k_s	3,26x10 ⁶	0,90x10 ⁶	5,80x10 ⁵
	Suspensão primária	N/m	k_p	2,60x10 ⁶	2,60x10 ⁶	2,00x10 ⁶
Amortecimento	Suspensão secundária	N.s/m	D_s	0,90x10 ⁶	2,00x10 ⁴	-
	Suspensão primária	N.s/m	D_p	0,12x10 ⁶	1,20x10 ⁴	1,20x10 ⁴
Amortecimento Longitudinal	Superior	N.s/m	D_u	-	-	0,0495x10 ⁶
	Inferior	N.s/m	D_l	-	-	0,0660x10 ⁶
Rigidez	Roda/Carril	N/m	k_r	1,53x10 ⁹	1,53x10 ⁹	1,53x10 ⁹
Passageiros/ Assentos	Massa	kg	M_a	-	80	80
	Rigidez	N/m	k_a	-	84,3x10 ³	84,3x10 ³
	Amortecimento	N.s/m	D_a	-	1658,6	1658,6

5.4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA BIDIMENSIONAL

Inicialmente realizou-se uma modelação bidimensional do TGV-Duplo, para que de uma forma mais simplificada fosse possível averiguar o comportamento dinâmico do comboio após a aplicação dos valores adotados e verificar se as opções relativas ao programa de modelação permitiam retratar convenientemente a estrutura. A Figura 5.10 representa a simplificação estrutural que foi admitida na modelação entre o comboio real e o modelo numérico, bem como as constantes atribuídas e as principais medidas entre elementos para a locomotiva, a carruagem de transição e parte de uma carruagem articulada.

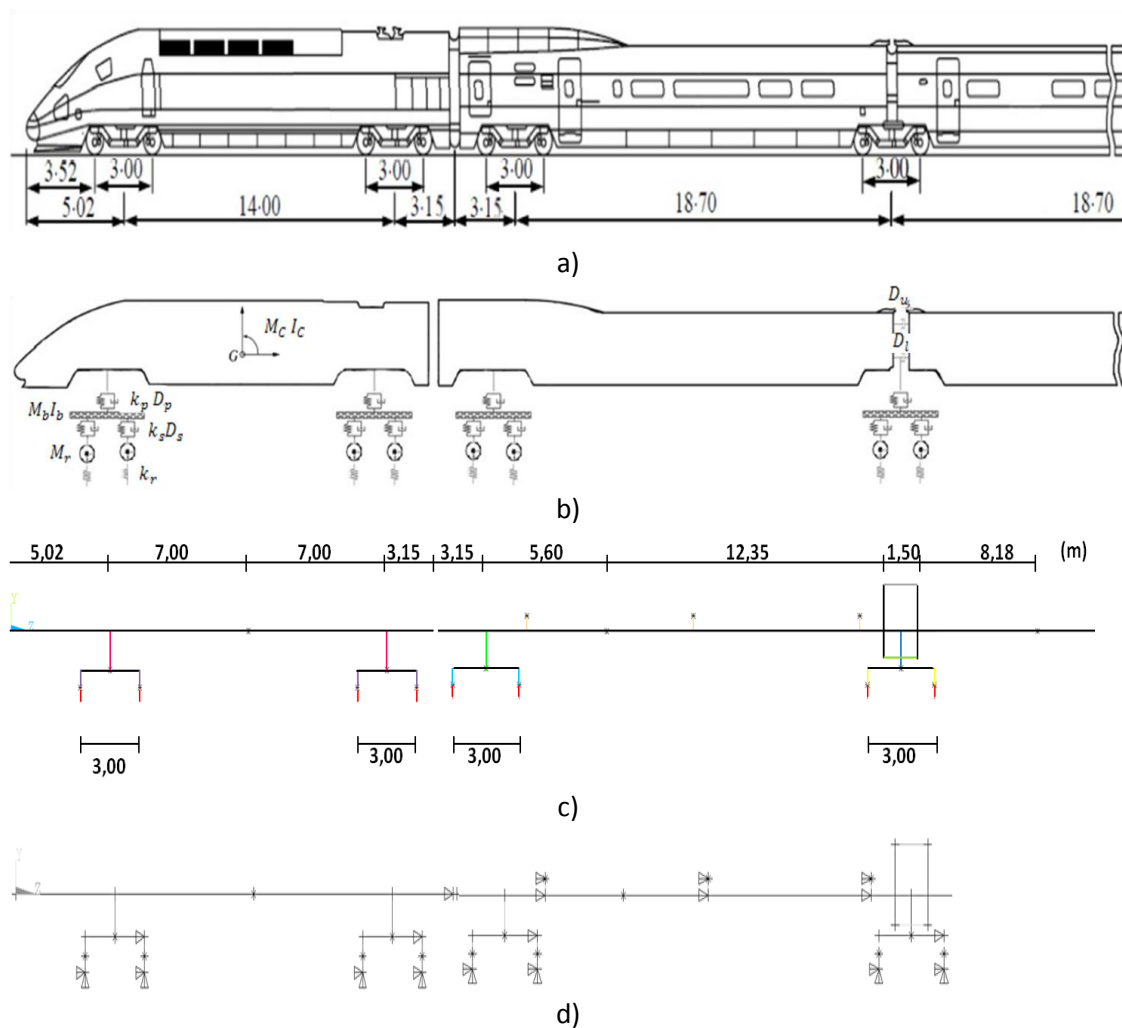


Figura 5.10 - TGV-Duplo: a) Comboio real; b) Modelo dinâmico; c) Modelo numérico cotado; d) Modelo numérico em ANSYS

Nesta modelação foram aplicados três tipos de elementos, BEAM44, COMBIN14 e MASS21 disponibilizados pela base do programa ANSYS de acordo com as suas propriedades e aplicações, já mencionadas no capítulo da modelação da Ponte de Canelas. Estes elementos permitem simular as vigas, as suspensões ou molas e as massas pontuais, respetivamente.

Nos modelos de corpos rígidos as caixas das carruagens podem ser modeladas como sendo uma viga rígida na qual se incorpora uma massa pontual M_C com uma inércia de rotação I_C associada, aplicada através da colocação de um elemento MASS21, que contempla ambas as propriedades. Na definição da viga rígida optou-se pela utilização do elemento BEAM44, que é composto por 6 graus de liberdade em cada nó e permite a libertação de um ou vários graus de liberdade em ambos os nós, característica que se afigurou fundamental no decorrer da modelação. Estes elementos foram colocados em correspondência com o centro de gravidade das carruagens e as suas propriedades dinâmicas foram determinadas na tentativa de traduzir de forma adequada as correspondentes a uma viga rígida real. Optou-se por atribuir uma secção com área de $1 \times 1 \text{ m}^2$ à qual equivale uma inércia de $0,35 \text{ m}^4$. O processo descrito para as vigas rígidas das caixas é também aplicado às vigas que simulam os bogies, neste caso com a massa M_b e a inércia de rotação I_b respetivas.

No caso das vigas que confluem com a zona articulada das carruagens intermédias articuladas é necessário introduzir uma rótula que liberte a rotação longitudinal da viga, aproximando o mais possível o comportamento real da articulação, aspeto preponderante nestas carruagens e no comboio em geral. Ao contrário de outros programas comerciais, o ANSYS não possui a funcionalidade de inserção de uma rótula diretamente no programa. Contudo, e dado que o elemento BEAM44 possibilita a libertação dos graus de liberdade necessários em cada um dos nós, foi possível controlar este aspeto de forma simples.

Na estrutura real as suspensões primárias e secundárias são compostas pelo conjunto de uma mola e um amortecedor, com determinadas propriedades de rigidez k_p e k_s e de amortecimento D_p e D_s respetivamente, introduzidas no elemento COMBIN14, que permite associar os dois parâmetros ou introduzir apenas um deles, funcionando então como uma mola ou amortecedor individualmente.

No que diz respeito aos conjuntos eixo-rodas, estes foram modeladas de uma forma simplificada, sendo representados através de uma massa pontual M_r na posição correspondente com recurso ao elemento MASS21. Relativamente à ligação entre a roda e o carril, a sua rigidez foi introduzida através do elemento COMBIN14 com a opção de introdução de apenas uma das propriedades. Este elemento foi, também, utilizado para modelar os amortecedores longitudinais superiores e inferiores que simulam a ligação das carruagens articuladas adjacentes, com a introdução das constantes de amortecimento D_u e D_l .

Dado que as carruagens não foram modeladas de acordo com a altura e a largura da secção da carruagem, dando-se ênfase às propriedades dinâmicas inerentes, não existiam ligações entre as caixas e os amortecedores, visto estes não estarem localizados em correspondência com o seu centro de gravidade. Para fazer face a este aspeto foram introduzidas vigas rígidas verticais, com as mesmas características que as restantes, que permitem ligar os amortecedores à estrutura da carruagem.

Por fim, procedeu-se à colocação de um sistema de apoios conveniente que reproduzisse o comportamento real e global de toda a estrutura. No nó inferior da ligação entre a roda e o carril foram aplicados apoios que impedem os deslocamentos em todas as direções, enquanto que em todas os conjuntos de caixas e em todos os bogies foram travados todos os deslocamentos longitudinais, ao longo do desenvolvimento do comboio, isto é, colocou-se um apoio na direção Z no início da caixa de cada locomotiva, no início da carruagem R1, que por sua vez impede os deslocamentos das carruagens articuladas interligadas, e em todos os bogies.

Foram, ainda, inseridos apoios na direção transversal do veículo em todos os nós da estrutura, de forma a impedir os deslocamentos desta para fora do plano, uma vez que esta modelação é bidimensional e não existem mecanismos de travamento nesta direção. Uma vez que o modelo é 2D e não possui binários que resolvam o problema de torção da caixa, foi inserido um apoio em todos os

bogies e no início das caixas das locomotivas e do conjunto de caixas articuladas que impede a rotação destes elementos em torno do seu próprio eixo de desenvolvimento longitudinal, absorvendo este efeito indesejável.

Como um dos objetivos do trabalho consiste em estudar com rigor o conforto dos passageiros através do registo das acelerações verticais a que eles estão sujeitos dentro da caixa, foi necessário modelar um sistema estrutural representativo do conjunto formado pelo passageiro e pelo assento, que consiste num sistema de um grau de liberdade, composto por um conjunto entre uma massa pontual na extremidade, ligada a uma mola e um amortecedor cujas constantes M_a , k_a e D_a já foram referidas, através da utilização dos elementos MASS21 e COMBIN14. Tendo em consideração os resultados que se obteriam, optou-se por modelar os passageiros apenas nas carruagens de transição e em duas carruagens articuladas centrais, a R4 e R5, nos dois comboios. Em cada carruagem colocaram-se três conjuntos de passageiro/assento, um deles localizado no centro da carruagem e os restantes colocados perto das extremidades da mesma, com o intuito de avaliar as diferenças do comportamento dinâmico em função da posição da carruagem.

A Figura 5.11 permite observar com mais detalhe alguns dos pormenores de modelação mencionados, como a localização em cada tipo de bogie das suspensões primárias e secundárias, da ligação roda carril, da colocação das massas pontuais e da forma de modelação dos amortecedores longitudinais da parte articulada das carruagens, bem como do sistema de apoios introduzido e a modelação dos passageiros.

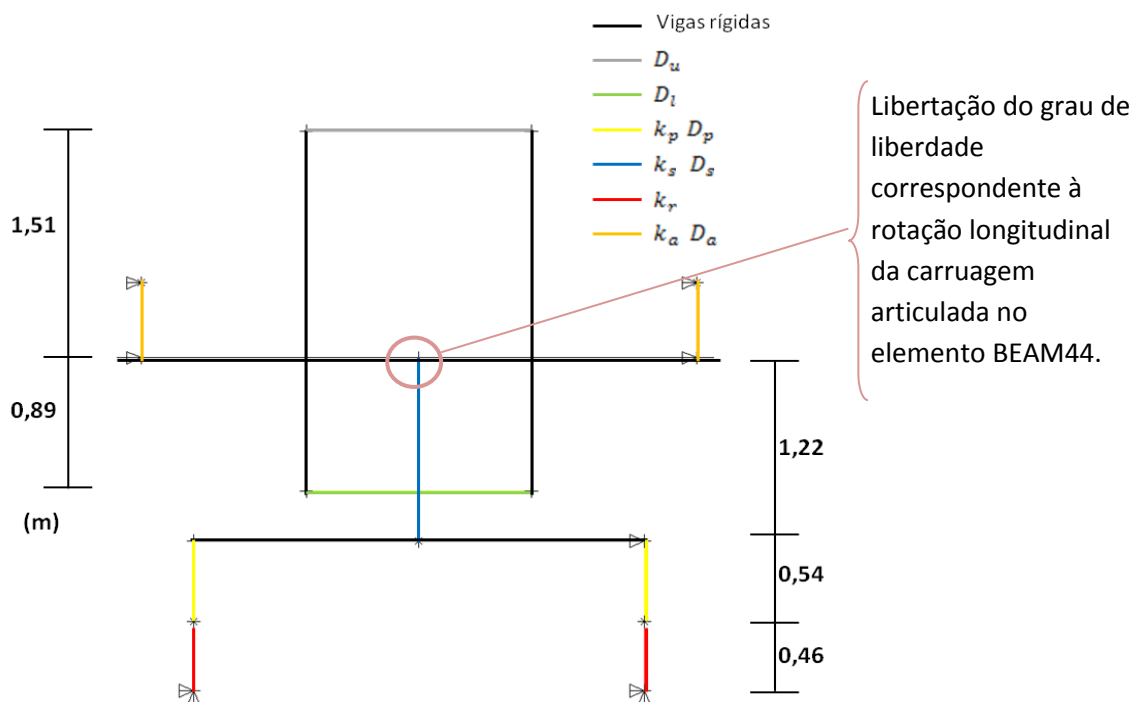


Figura 5.11 – Pormenor de um bogie articulado

5.4.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL

Concluída a modelação bidimensional do comboio e verificado o correto comportamento da estrutura com os parâmetros introduzidos e com as opções de modelação adotadas, procedeu-se à sua

transformação num modelo 3D, visto que o modelo numérico da ponte de Canelas é tridimensional e esta conversão permitia uniformizar os modelos e aproximar da realidade o efeito de interação entre o comboio e a ponte.

Este modelo mais complexo em 3D foi realizado com base no modelo anterior, o que facilitou a sua elaboração. Desta forma, duplicou-se o modelo bidimensional em todos os elementos excetuando as caixas em toda a extensão que não pertence à parte articulada, deixando um espaçamento entre estes correspondente à bitola europeia de 1,435m, uma vez que o TGV circula nestas linhas. De facto, não se compatibilizou a distância entre carris no modelo e a distância entre alinhamentos das rodas do mesmo eixo no comboio, visto que as diferenças são muito pouco significativas, e o programa de interação permite definir os pontos de contacto concretos entre as duas subestruturas.

A ligação entre os elementos duplicados foi construída através da colocação de um elemento de viga rígida BEAM44, com as mesmas propriedades das restantes, entre o centro dos bogies do mesmo alinhamento e entre as extremidades da parte da caixa inserida na zona articulada, que por sua vez permite a ligação a toda a estrutura com a caixa adjacente à zona articulada. A Figura 5.12 apresenta um pormenor da modelação 3D de uma zona articulada e de um bogie da locomotiva, em que são mais facilmente perceptíveis as opções indicadas na modelação. De realçar, que todas as propriedades dinâmicas inicialmente atribuídas ao modelo 2D foram divididas por dois no caso dos elementos que foram duplicados.

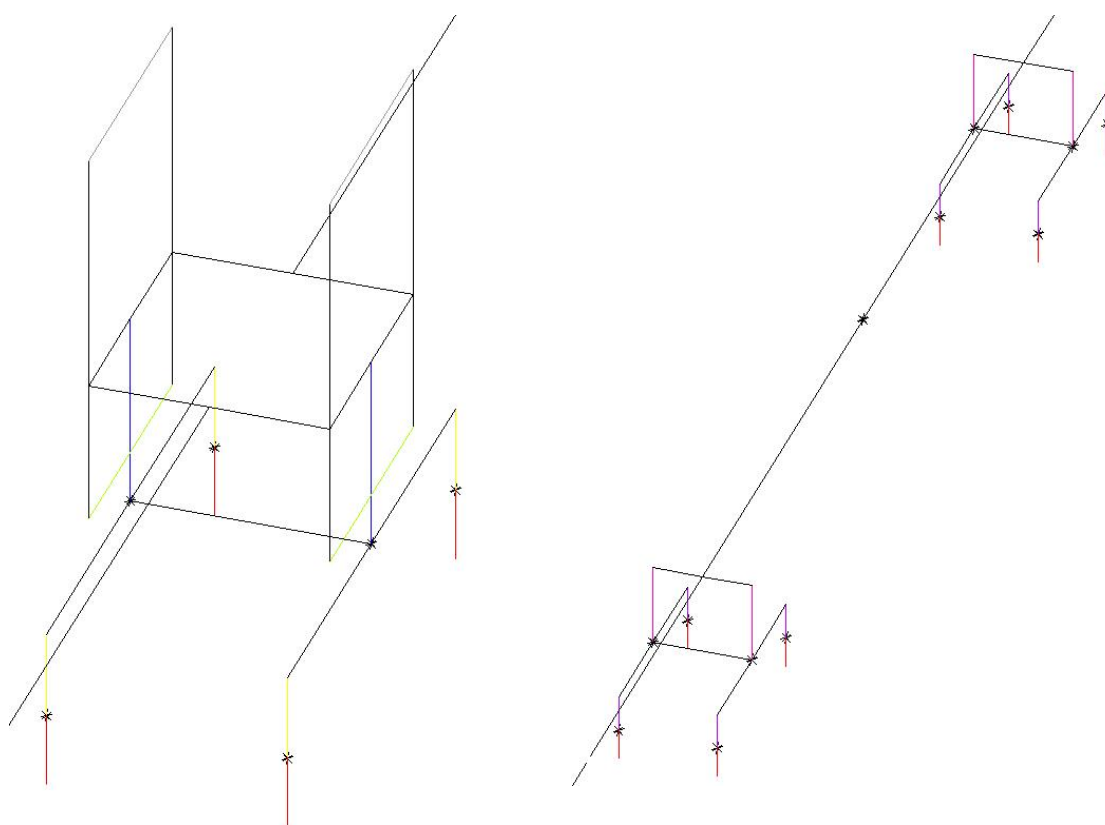


Figura 5.12 – Pormenor em perspetiva dos bogies das carruagens articuladas e da locomotiva

Os elementos representativos dos passageiros foram igualmente duplicados para retratar as posições transversais destes na carruagem real. Para fazer a ligação entre as suspensões deste sistema e a caixa

do veículo, foram introduzidas elementos de viga rígida BEAM44. A Figura 5.13 permite a visualização da modelação tridimensional dos passageiros numa carruagem articulada central e na carruagem de transição, bem como do seu posicionamento longitudinal.

Quanto ao sistema de apoios, manteve-se o estipulado na modelação 2D, impedindo o deslocamento transversal em todos os nós da estrutura, restringindo a sua deformação para fora do plano. Esta opção é justificada pelo facto do objetivo do trabalho ser a avaliação do comportamento dinâmico das estruturas apenas na direção vertical. Ao nível dos apoios longitudinais, foram travados todos os bogies e grupos de caixas interligadas, colocando-se um apoio na direção Z no nó inicial de todas as locomotivas, das carruagens de transição e de todos os bogies, mesmo nos do mesmo alinhamento. Como no modelo tridimensional, o efeito de torção das carruagens é absorvido pelo binário criado nos sistemas de apoios dos bogies, não foi necessário impedir a rotação das carruagens em torno do seu próprio eixo de desenvolvimento.

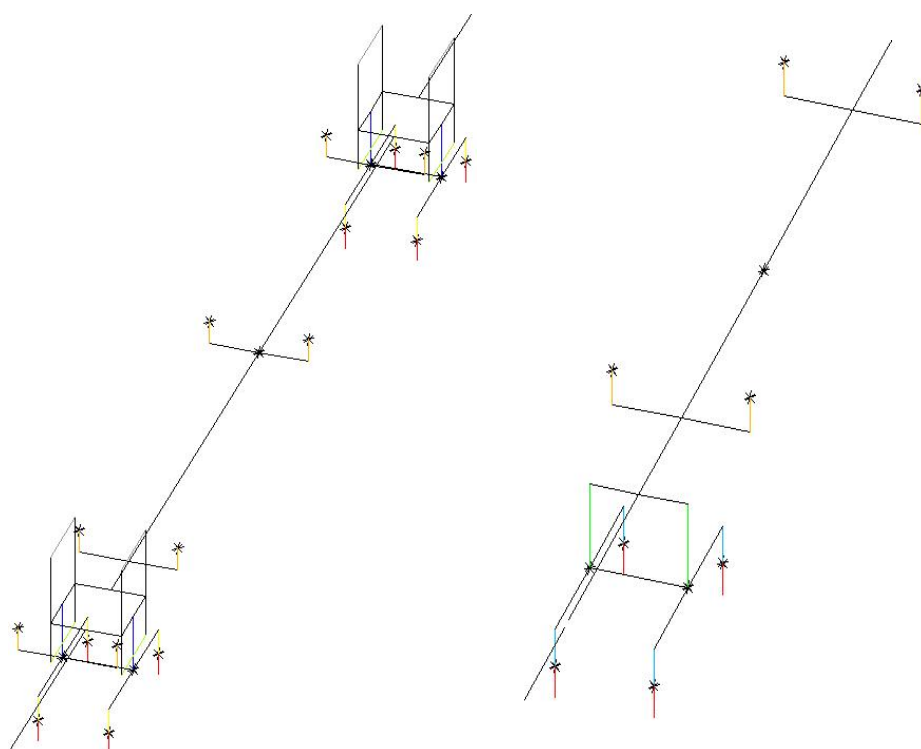
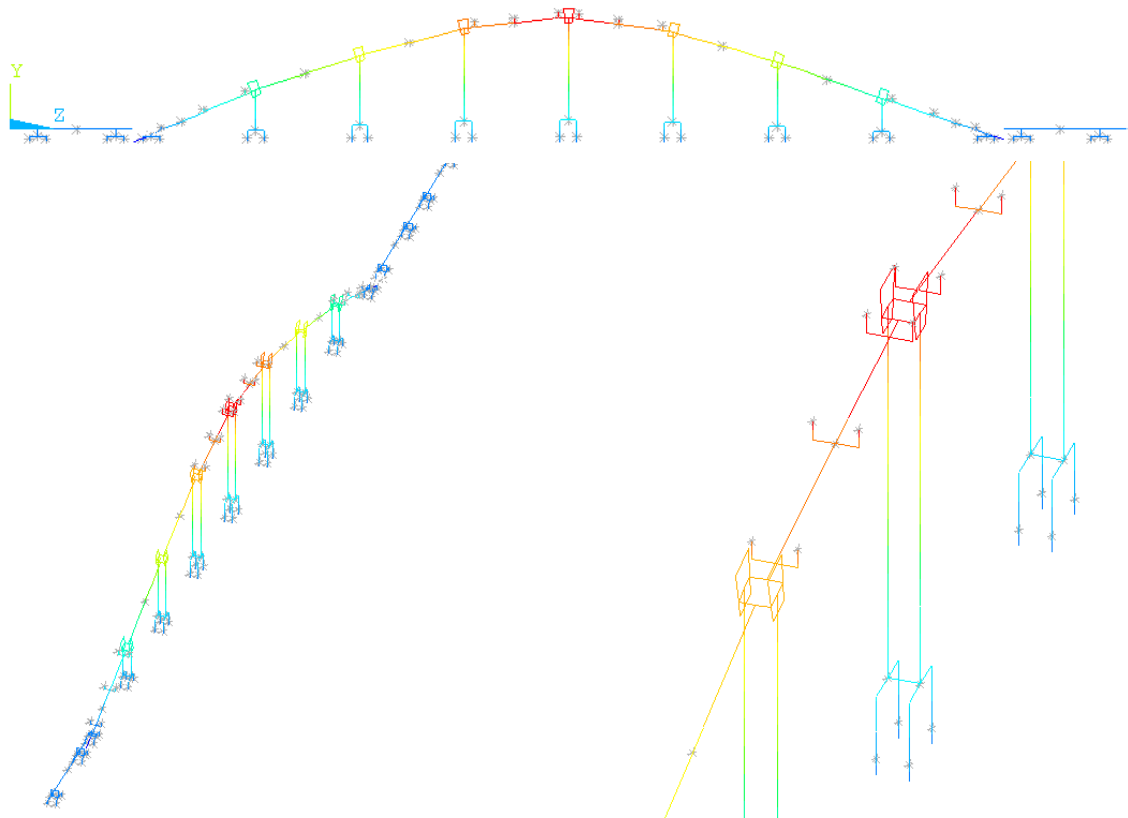


Figura 5.13 – Vista em perspectiva 3D de uma carruagem articulada e uma carruagem de transição

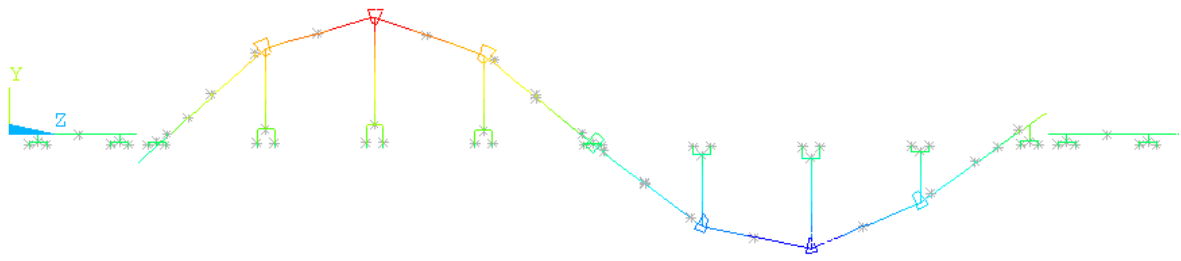
5.4.5. ANÁLISE MODAL

Após ter sido finalizada a modelação, realizou-se uma análise modal identificando os principais modos e frequências de vibração das caixas das locomotivas e das carruagens articuladas, dos bogies e dos passageiros. Como os dois comboios que compõem o TGV-Duplo são idênticos, optou-se por analisar apenas um dos comboios.

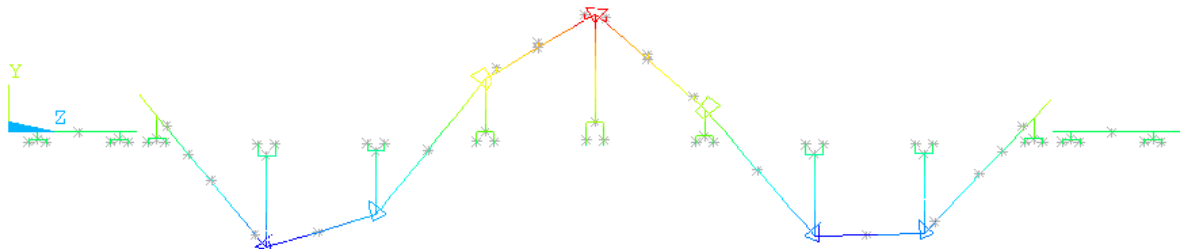
Na Figura 5.14 encontram-se as configurações dos vários modos de vibração das carruagens articuladas, bem como a indicação das suas frequências.



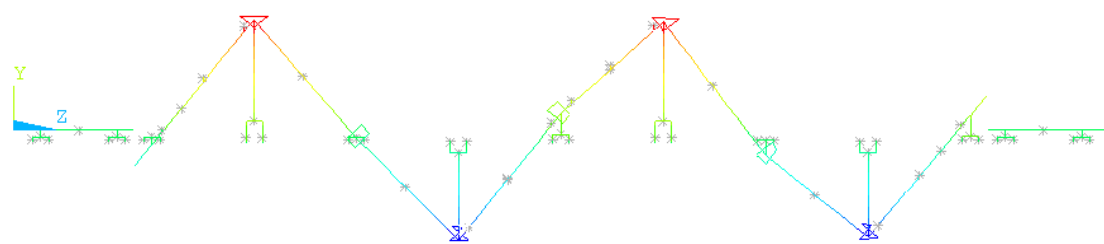
a) $f=0,752$ Hz



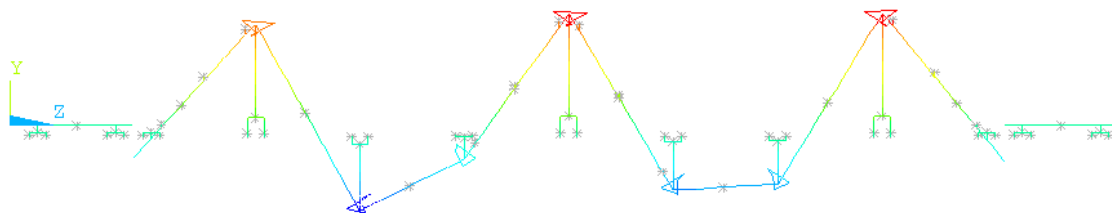
b) $f=0,782$ Hz



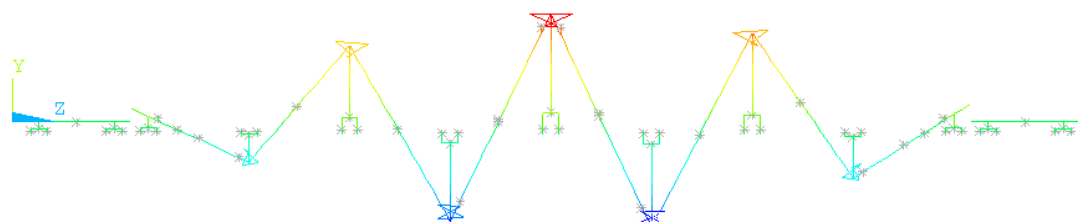
c) $f=0,826$ Hz



d) $f=0,891\text{Hz}$



e) $f=0,972\text{Hz}$



f) $f=1,127\text{Hz}$

Figura 5.14 – Modos de vibração da zona articulada

A Figura 5.15 mostra as configurações dos modos de vibração associados a uma das locomotivas de um comboio. Constata-se que as frequências são ligeiramente mais elevadas do que as da parte articulada.

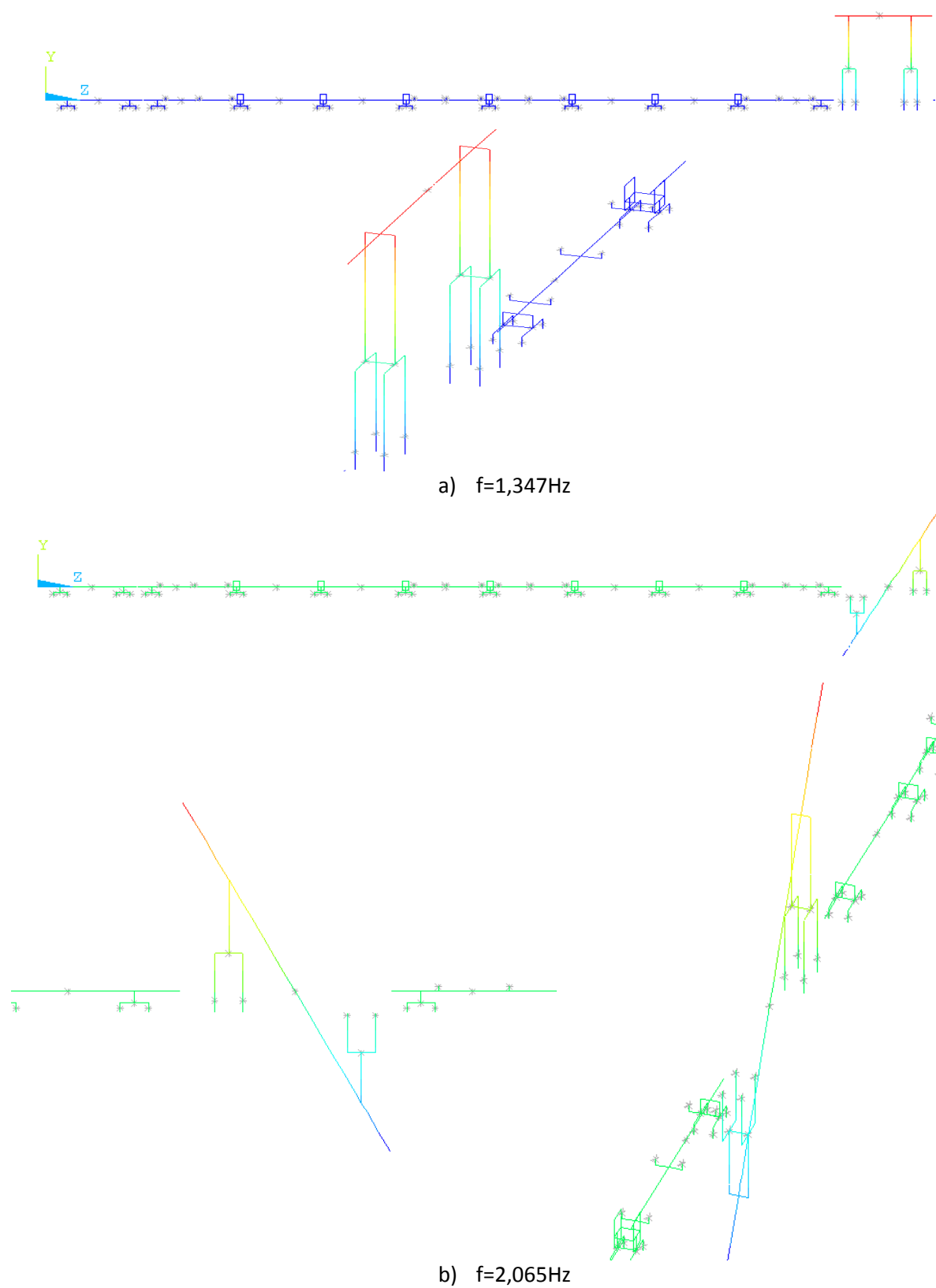


Figura 5.15 – Modos de vibração da locomotiva

De entre os inúmeros modos de vibração existentes relativos aos passageiros, apresenta-se na Figura 5.16 uma das configurações modais. De realçar que as frequências de vibração são praticamente idênticas e independentes do modo em que são analisadas.

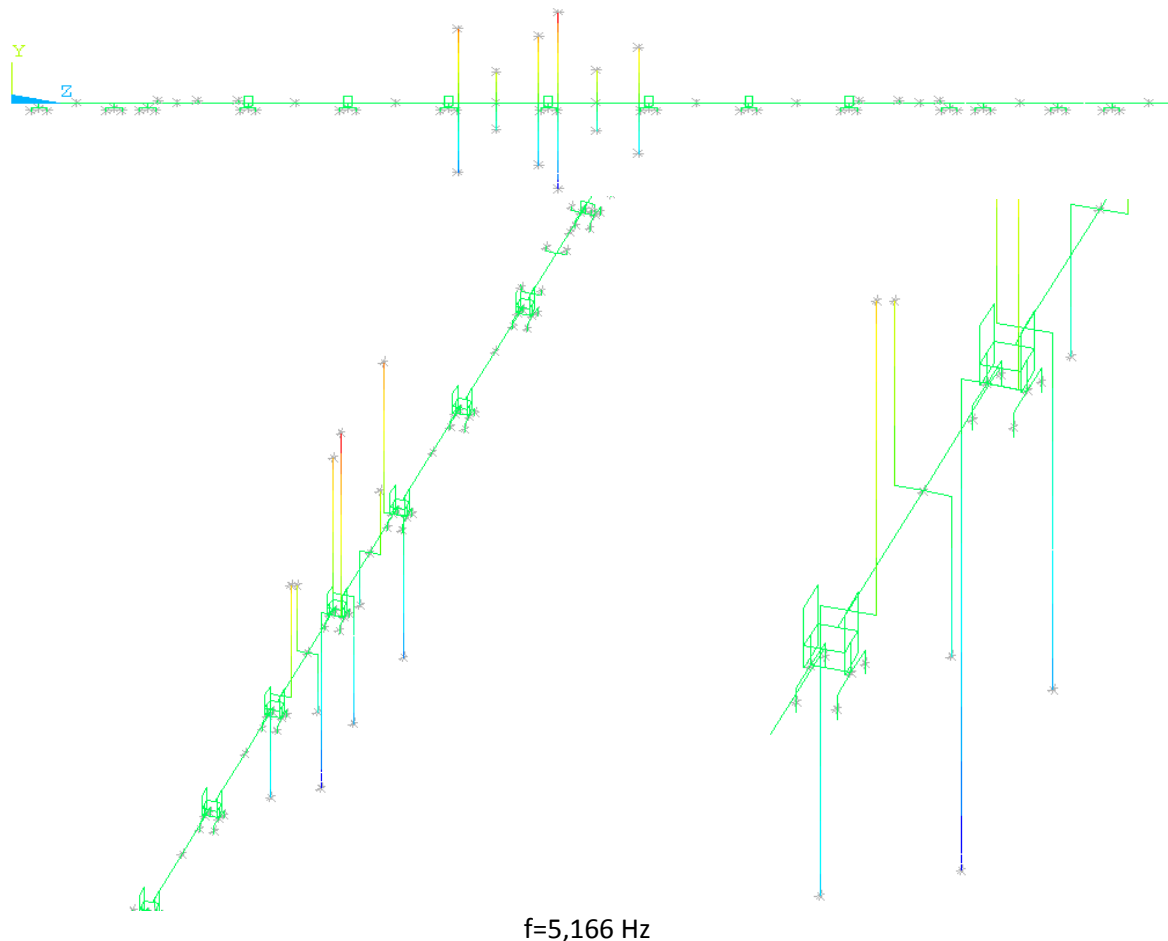
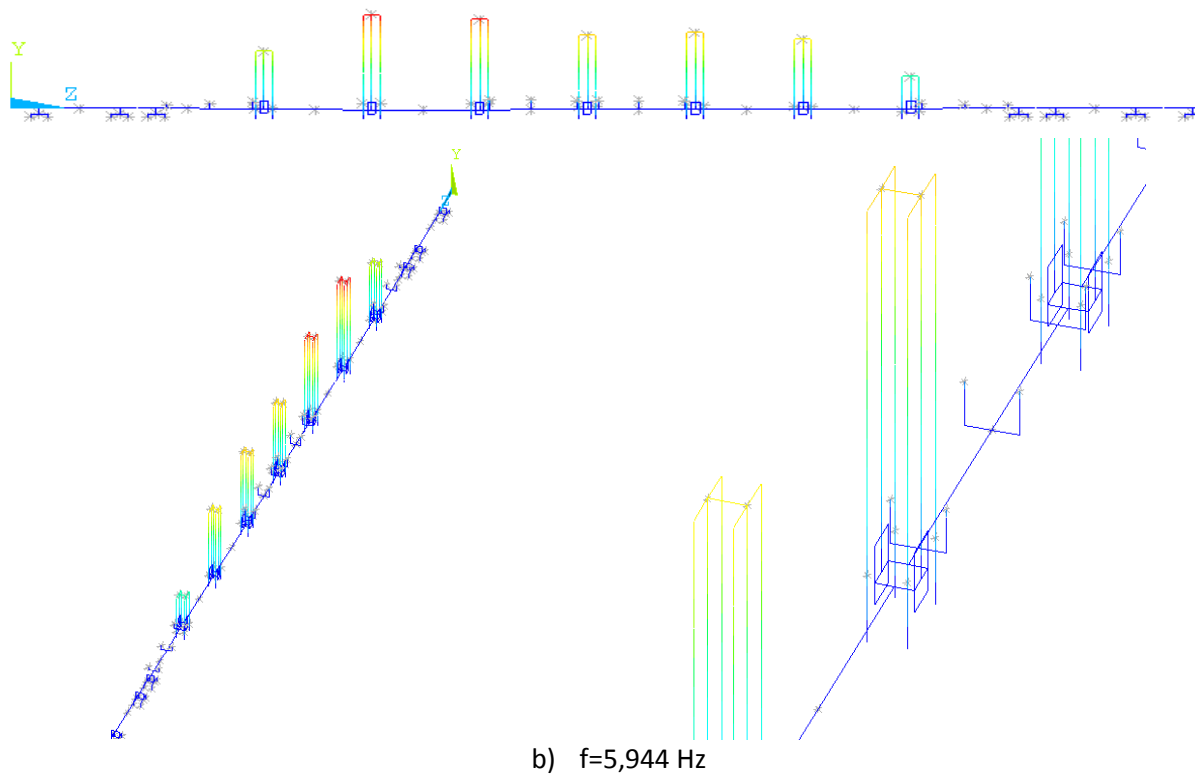
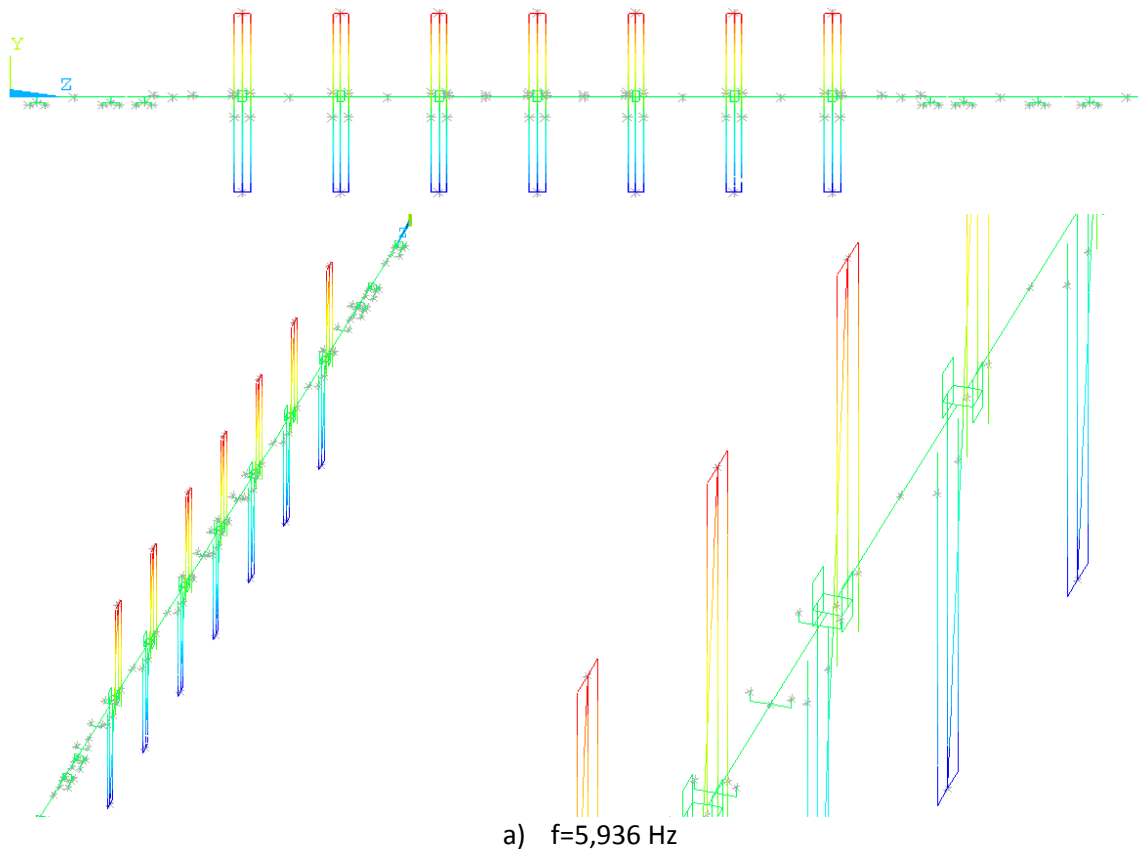
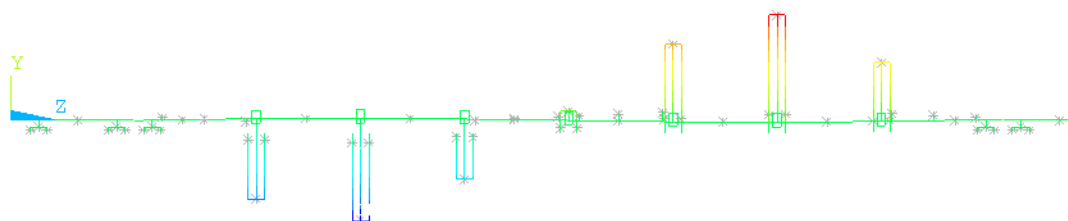


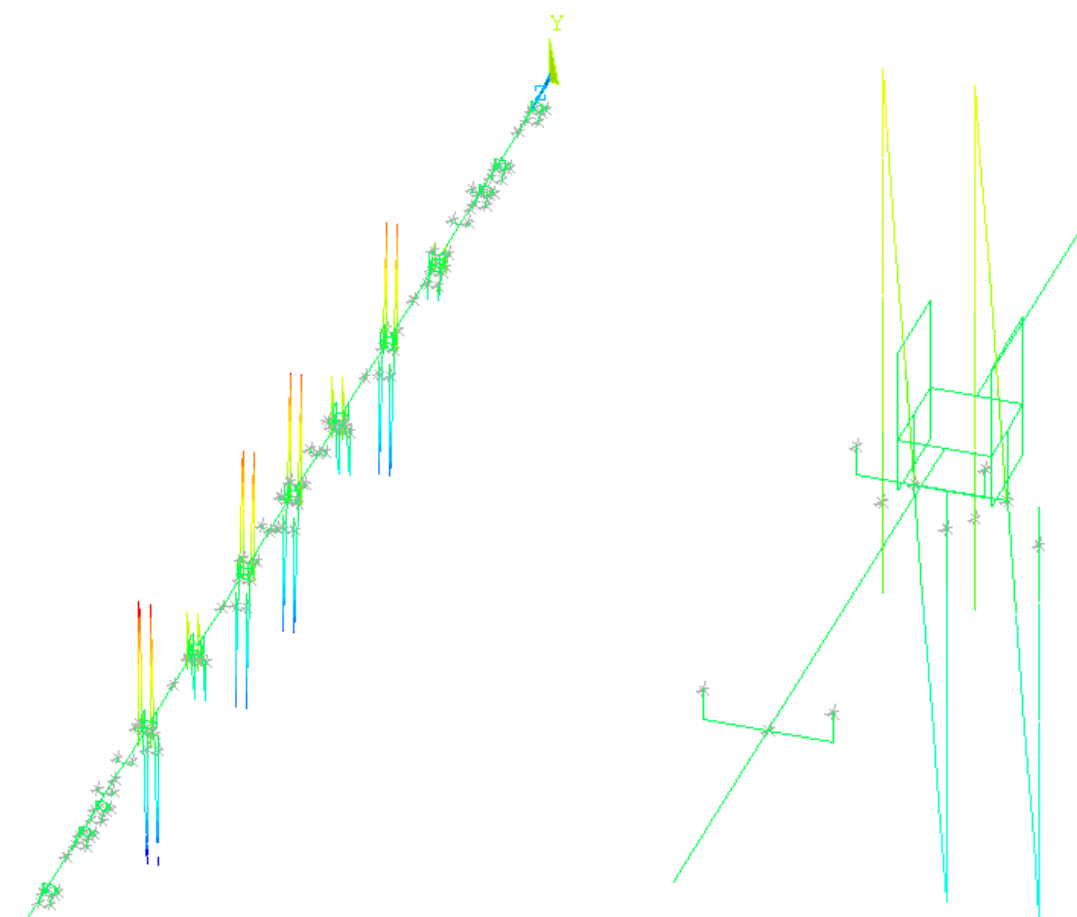
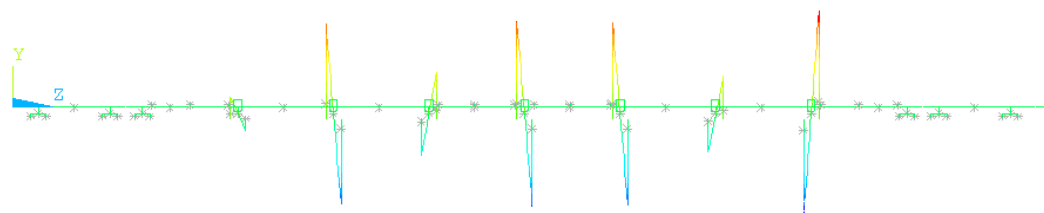
Figura 5.16 – Modos de vibração dos passageiros

Relativamente aos modos dos bogies, a Figura 5.17 permite observar diversas configurações modais, tanto a nível de translação vertical como de rotação em torno do eixo Z de desenvolvimento do comboio e do eixo X, que corresponde ao eixo transversal do veículo. De realçar que estes modos são os que apresentam valores de frequências mais elevados.

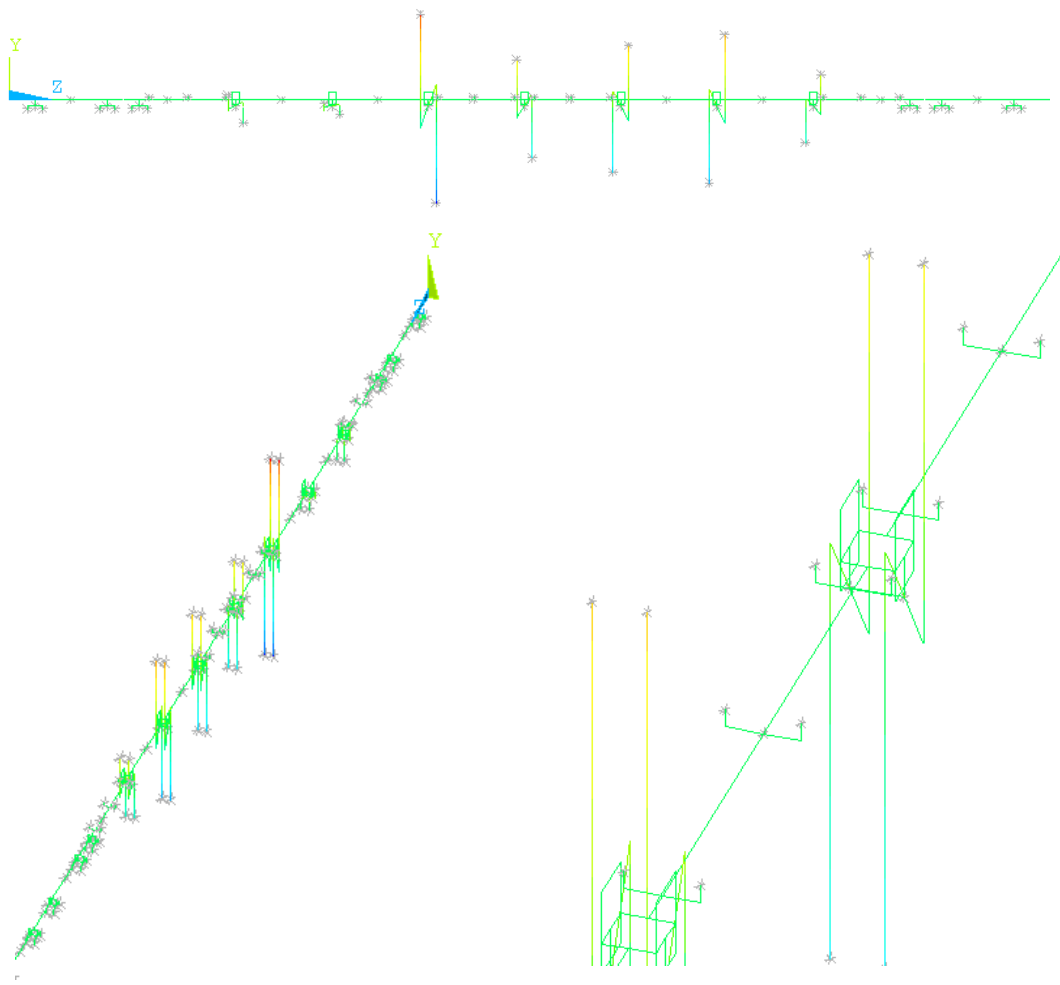




c) $f=5,944$ Hz



d) $f=6,255$ Hz



e) $f=15,394$ Hz

Figura 5.17 – Modos de vibração dos bogies

5.5. MODELAÇÃO DO ALFA PENDULAR

Com o intuito de cumprir mais um dos propósitos deste trabalho havia a necessidade de realizar análises dinâmicas pelo método de interação entre a ponte de Canelas e o comboio Alfa Pendular, complementando o estudo efetuado para esta ponte com um comboio que circula na realidade na linha nacional. Neste caso, utilizou-se o modelo numérico anteriormente desenvolvido pelo autor Ribeiro [16] no programa ANSYS, cujos aspetos mais relevantes da sua modelação bastante complexa serão descritos nas secções seguintes.

O modelo em causa foi realizado à luz da teoria dos modelos de corpos flexíveis, que têm assumido um papel cada vez mais preponderante por parte de diversas investigações, uma vez que permitem avaliar a importância dos modos de flexão nas acelerações no interior da carruagem, embora com o inconveniente de apresentarem um elevado número de graus-de-liberdade que implicam tempos de cálculo demasiado elevados.

5.5.1. ESQUEMA DE CARGAS DO ALFA PENDULAR

O Comboio em estudo apresenta um sistema de suporte do tipo convencional, sendo constituído por seis veículos, entre os quais quatro motores (BAS, BBS, BBN e BAN) e dois de reboque (RNB e RNH), como se observa na Figura 5.25, estando preparado para atingir 220 km/h de velocidade máxima.



Figura 5.18 - Comboio Alfa Pendular com identificação da localização das carruagens

No conjunto de todas as carruagens o comboio possui 24 eixos, com carga variável entre os 128,8 kN e 138,4 kN, com comprimento total de aproximadamente 150 m. O esquema de cargas encontra-se na Figura 5.19.

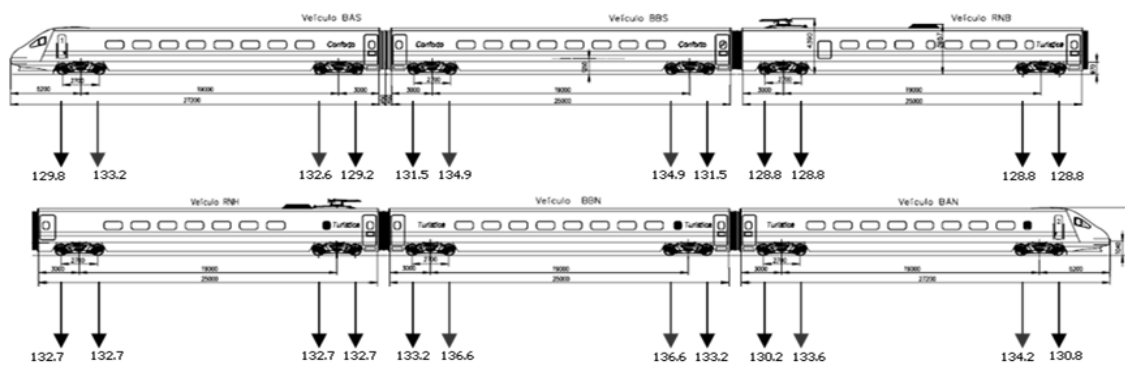


Figura 5.19 - Esquema de cargas do comboio Alfa Pendular

5.5.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E DINÂMICAS DO COMBOIO

O modelo numérico referido é tridimensional e muito complexo, uma vez que utiliza elementos finitos de casca na conceção da caixa e dos elementos de viga, conjugados com elementos de mola e amortecedor na simulação dos eixos e dos bogies, para além de considerar a modelação da interface entre a caixa e o conjunto do assento/passageiro.

Dada a dificuldade de conceção de um modelo desta complexidade, bem como da obtenção das grandezas dinâmicas necessárias no processo de modelação, foi necessário realizar ensaios de vibração forçada sobre a caixa, o bogie e o assento de uma carruagem, desenvolvendo-se ainda o processo de calibração e otimização do modelo numérico. Atendendo aos aspetos referidos e à semelhança estrutural entre as várias carruagens que compõe o comboio, optou-se por realizar a modelação de uma das composições, assumindo que o comboio seria constituído por seis carruagens idênticas.

Com base nas informações geométricas e nos parâmetros mecânicos e dinâmicos obtidos, optou-se por modelar a carruagem BBN, que se refere a um veículo de classe turística de comprimento total igual a 25 m, uma distância entre eixos de bogies de 19 m e entre rodas de 2,7 m. A carruagem é composta pela zona dos vestíbulos, onde se encontram as portas de acesso exterior e de ligação entre as várias carruagens, os sanitários, bagageiras e armários de diversos equipamentos, e pela zona de passageiros com capacidade de 62 lugares distribuídos por quatro filas separadas pelo corredor central. Na Figura 5.20 observa-se a perspectiva exterior da carruagem e a planta interior do veículo.

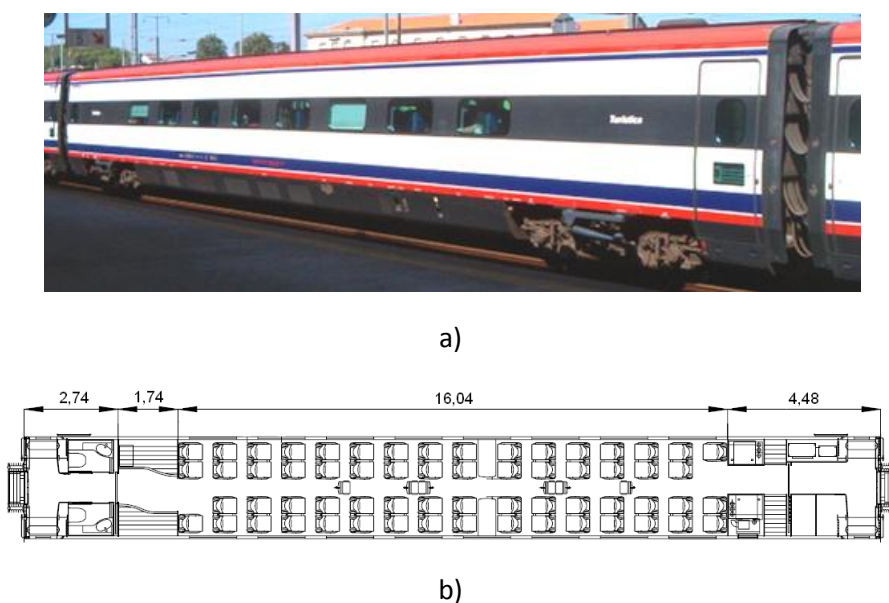


Figura 5.20 - Carruagem BBN: a) perspectiva; b) planta interior

Nos quadros seguintes encontram-se os valores adotados para diversos parâmetros na modelação da carruagem BBN, entre os quais a distribuição de massas por elementos que compõe o veículo e todas as propriedades dinâmicas e mecânicas utilizadas na modelação dos diversos constituintes da caixa e do bogie.

Quadro 5.2 - Distribuição de Massas do veículo BBN [16]

Elemento	Componente	Massa (kg)	
Caixa	Estrutura (base, paredes e cobertura)	6770	
	Equipamento	bancos	1325
		sub-leito	7851
		outros	19694
Bogies (motor sem cabine)		16560 (2x8280)	
Eixos e rodados	Motor	1884	
	Livre	1538	

Quadro 5.3 - Caracterização dos principais parâmetros do modelo numérico da caixa [16]

Designação		Unid.	Valor Adotado
Rigidez da suspensão secundária vertical	Bogie dianteiro (K_{s1})	kN/m	256,4
	Bogie traseiro (K_{s2})		
Amortecimento da suspensão secundária vertical (c_s)		kN.s/m	35
Amortecimento da suspensão anti-lacete (c_{AL})		kN.s/m	400
Rigidez da biela de ligação travessa dançante - travessa de carga (K_b)		kN/m	20000
Densidade do alumínio (ρ_{alum})		Kg/m ³	2700
Módulo de deformabilidade da base, paredes e cobertura	Dir x (E) ⁽¹⁾	GPa	70
	Dir z (E) ⁽¹⁾	GPa	54,2
Fator corretivo do momento de inércia	Base (RMI_b)	-	90
	Paredes (RMI_p)	-	114
	Cobertura (RMI_c)	-	386
Massa adicional	Base (ΔM_b)	%	70
	Paredes (ΔM_p)	%	20

Espessura equivalente	Cobertura (ΔM_c)	%	10
	Base (e_{bas})	mm	10,2
	Paredes (e_{par})	mm	10,3
	Cobertura (e_{cob})	mm	8,8
Rigidez interface caixa-assento (K_{CA})		kN/m	96
Amortecimento interface caixa-assento (c_{CA})		N.s/m	250

Quadro 5.4 - Caracterização dos principais parâmetros do modelo numérico do bogie [16]

Designação		Unid.	Valor Adotado
Rigidez da suspensão primária (K_p)		kN/m	564
Amortecimento da suspensão primária (c_p)		kN.s/m	18
Rigidez da biela da caixa de eixo	Superior (K_{bts})	MN/m	6,5
	Inferior (K_{bti})	MN/m	25
Rigidez da ligação roda-carril (K_{RC})		N/m	$1,5674 \times 10^7$
Massa adicional	Longarina (zona central) (ΔM_{lc})	Kg/m	42
	Longarina (extremidades) (ΔM_{le})	Kg/m	38
	Travessa (ΔM_t)	Kg/m	92
	Eixos (ΔM_e)	Kg/m	271

5.5.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

Como referido anteriormente, o modelo tridimensional foi realizado com o auxílio dos elementos disponibilizados pelo programa ANSYS. Assim, a caixa foi constituída por elementos finitos de cascas (SHELL63), os bogies por elementos de viga (BEAM44) e as suspensões, as bielas, os amortecedores e o sistema de pendulação por elementos conjuntos mola-amortecedor (COMBIN14), cujas propriedades e características já foram abordadas. As massas correspondentes aos equipamentos localizados na parte inferior da caixa e nos bogies foram definidos por elementos de massa (MASS21). É, ainda, importante realçar que o conjunto passageiro/assento foi modelado como sendo um sistema de um grau de liberdade composto por uma massa suspensa por uma mola e um amortecedor, cujos valores das grandezas foram obtidos através da realização de um ensaio dinâmico, atribuindo-se uma massa de 80 kg, uma rigidez de $84,3 \times 10^3$ N/m e um amortecimento de 1658,6 Ns/m. Estes foram, também, os valores em que foi baseada a modelação no comboio TGV, uma vez que não se possuíam informações concretas do assento relativo a esse comboio.

A Figura 5.21 permite observar em perspetiva, alçado e numa vista de topo o modelo numérico utilizado.

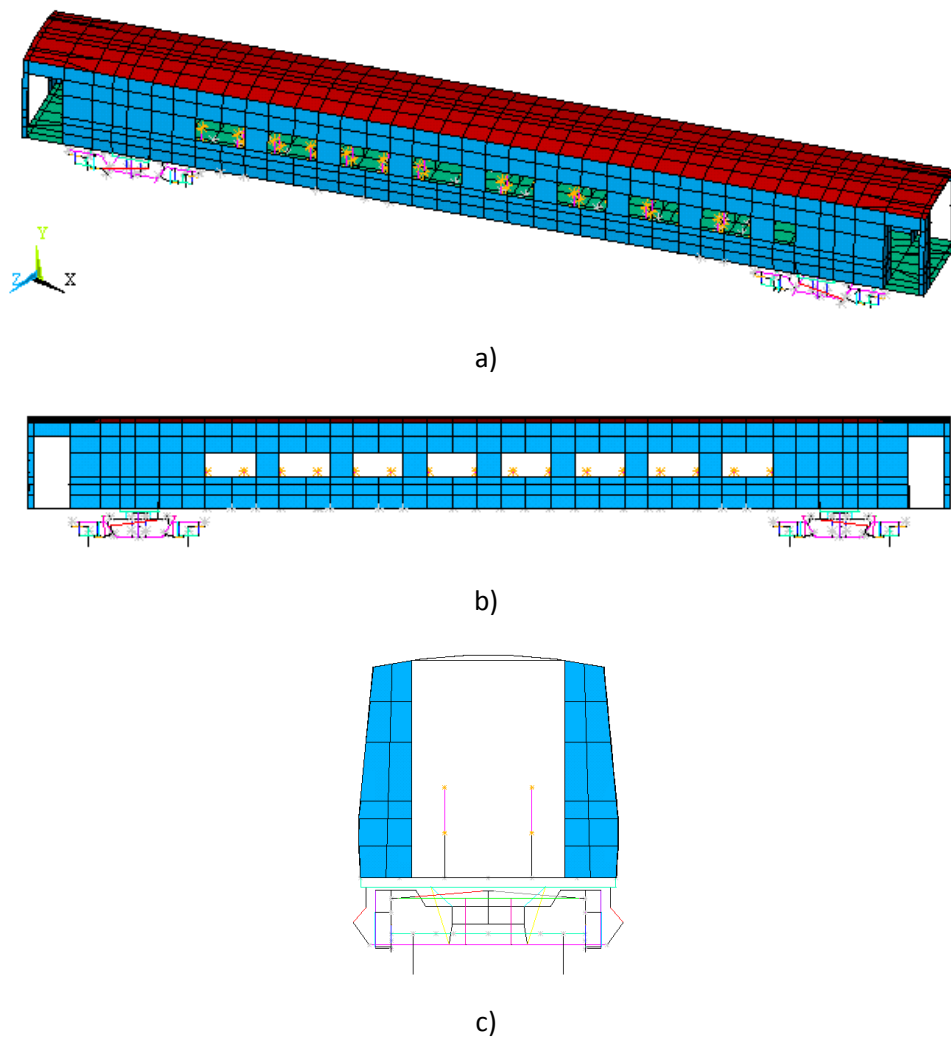


Figura 5.21 - Modelo numérico da carruagem BBN: a) perspetiva; b) alçado; c) vista de topo

De forma a ser perceptível a complexidade associada à modelação de um bogie, bem como da precisão e pormenorização com que esta foi efetuada, apresenta-se na Figura 5.22 o modelo numérico ampliado do bogie motor, sendo identificado cada elemento constituinte. De realçar que a ligação roda-carril foi modelada como uma mola com rigidez axial e que as condições de apoio impostas ao bogie permitem movimentos de translação na direção vertical e as rotações em torno dos eixos x e z, impedindo todos os outros movimentos.

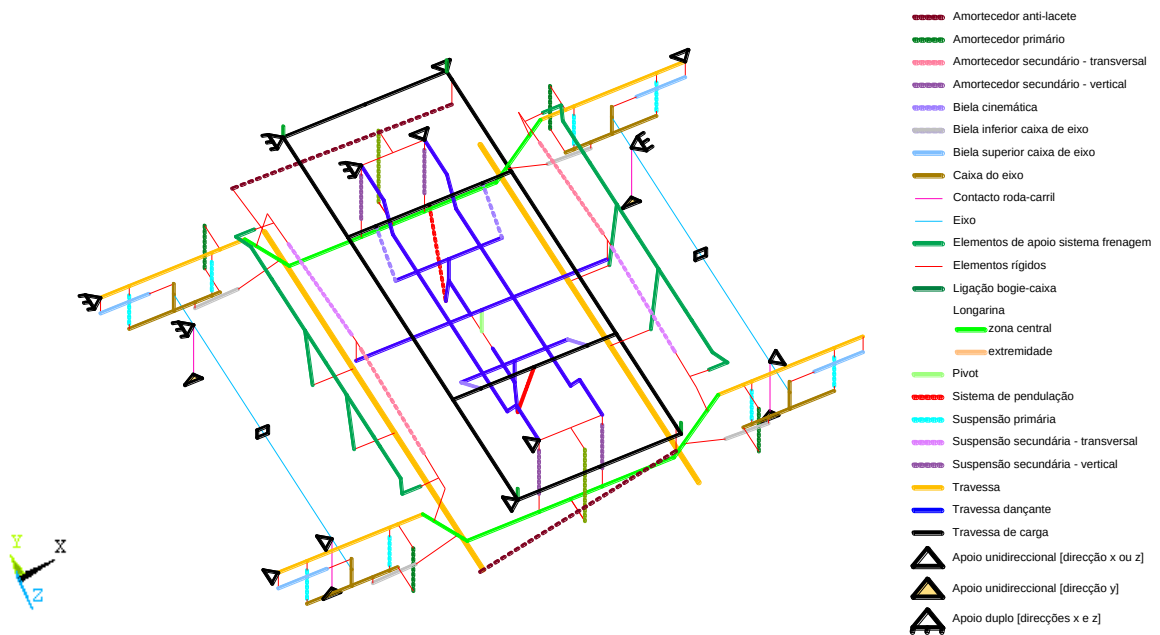


Figura 5.22 - Modelo numérico do bogie

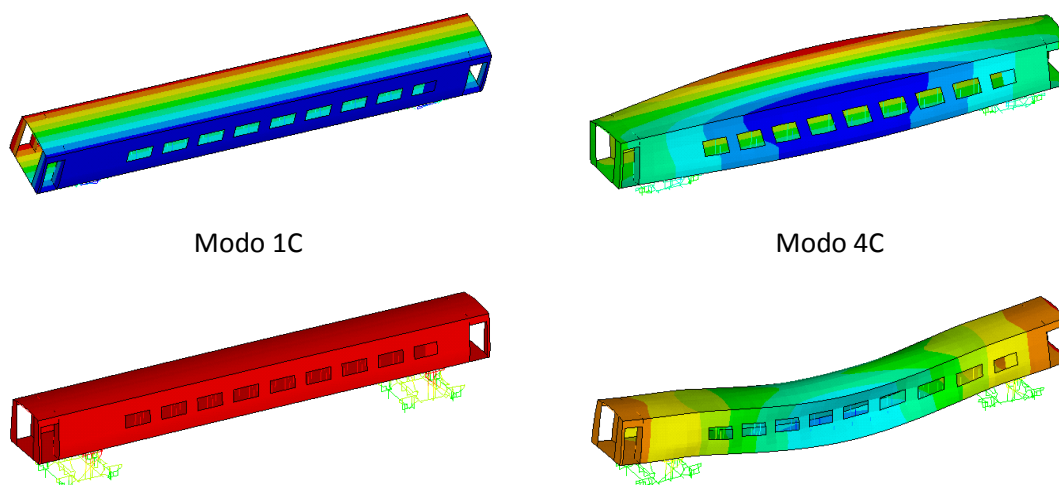
5.5.4. ANÁLISE MODAL DO ALFA PENDULAR

Após conclusão do modelo inicial, este foi sujeito a uma calibração e otimização a nível do bogie e posteriormente ao nível de toda a carruagem, obtendo-se um modelo numérico final calibrado com frequências naturais correspondentes aos primeiros modos de vibração amortecidas e cujos valores se encontram no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 - Frequências naturais relativas aos modos da caixa e dos bogies obtidos após calibração do modelo numérico

Elemento	Modo	Natureza do modo de vibração	Frequência amortecida [Hz]	
Caixa	1C	Corpo rígido	rotação (eixo x)	1,01
	2C		translação	1,24
	3C		rotação (eixo z)	1,70
	4C	Estrutural	1º torção	8,41
	5C		1º flexão	12,21
	6C		2º torção	17,40
Bogie	1B	Corpo rígido	translação	9,18 / 9,20
	2B		rotação (eixo x)	7,27 / 7,66
	3B		rotação (eixo z)	14,17 / 14,10

Na Figura 5.23 apresentam-se as configurações modais da caixa, constatando-se que os três primeiros modos dizem respeito aos movimentos de corpo rígido e estão relacionados com os movimentos de translação e rotação da caixa sobre as suspensões secundárias, enquanto que os três últimos modos são mais de carácter estrutural só observáveis em modelos flexíveis, pois retratam os movimentos de torção e flexão da caixa.



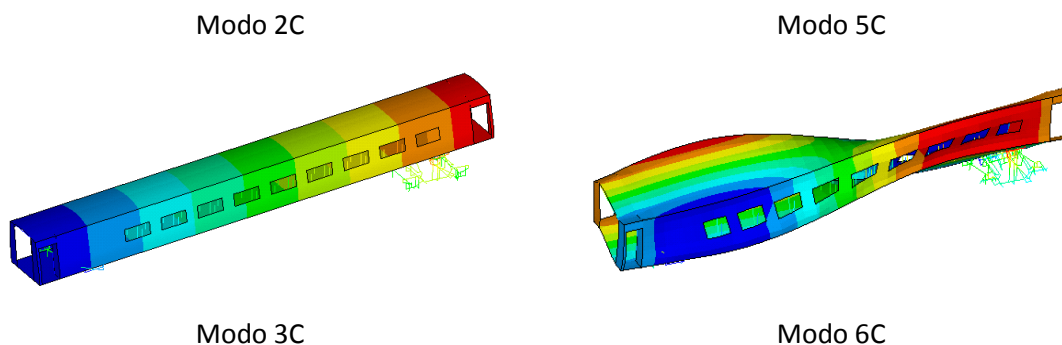


Figura 5.23 - Modos de vibração da caixa calibrados

Relativamente às configurações modais do bogie, estas são todas de natureza rígida, à qual se associam movimentos de translação vertical no 1º modo e de rotação em torno dos eixos x e z nos 2º e 3º modos, respetivamente. A Figura 5.24 apresenta os modos de vibração do bogie em perspectiva e em alçado.

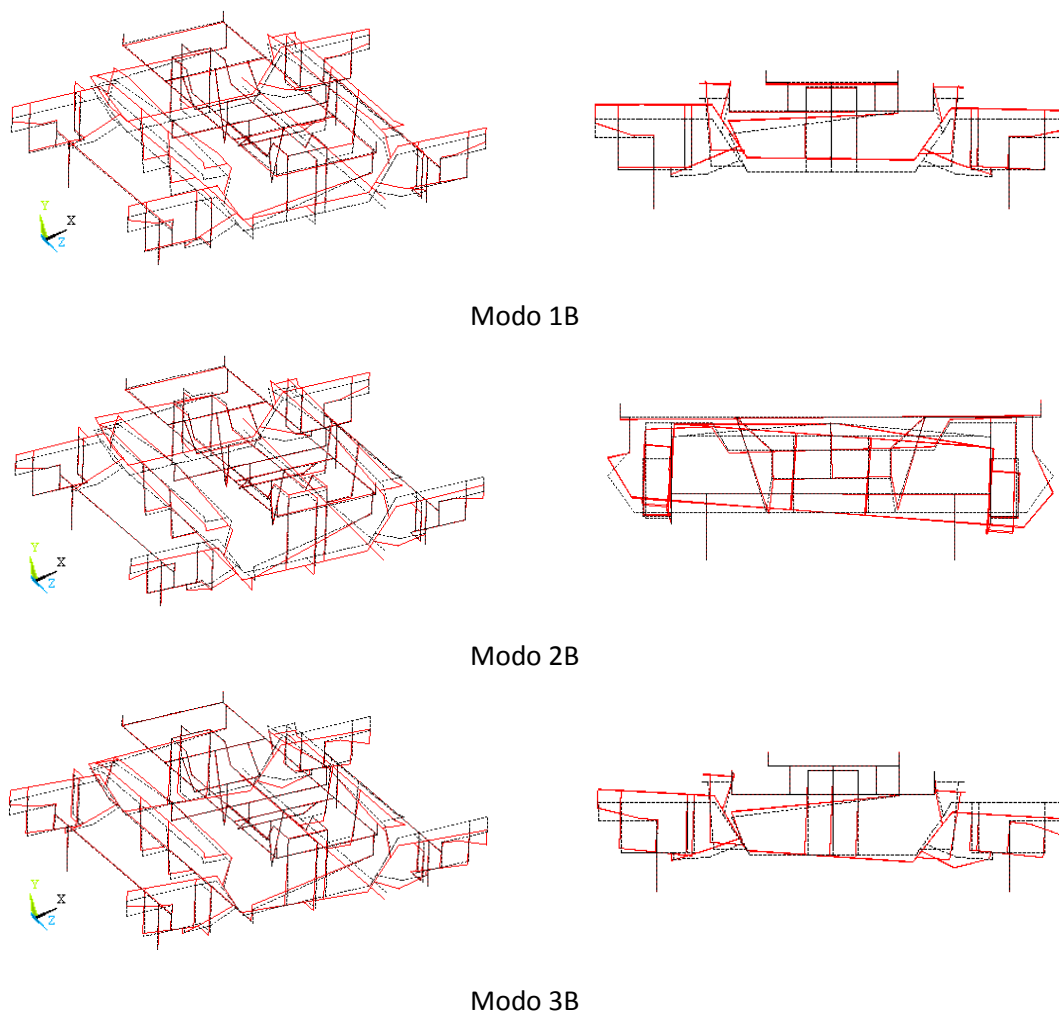


Figura 5.24 - Modos de vibração dos bogies calibrados

5.6. CONCEITO DE ASSINATURA DE UM COMBOIO

A fase de pré-dimensionamento de uma ponte ferroviária apresenta um desafio acrescido quanto à definição de frequências ou comprimentos de onda que podem originar picos de resposta dinâmica da estrutura. De facto, a resposta dinâmica da ponte sob determinadas ações só é obtida depois de toda a estrutura de suporte, bem como a via, estarem projetadas e modeladas.

Como resolução deste problema, surgiu o conceito de “assinatura do comboio”, $S_0(\lambda)$, que corresponde ao espectro de ação de um determinado comboio.

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

A assinatura do comboio depende apenas das características do mesmo, cargas por eixos e do afastamento entre estes, e representa a excitação dinâmica de cada comboio de forma única, como se de uma identidade se tratasse, não permitindo retirar conclusões concretas relativamente a uma ponte em específico.

Na Figura 5.25 encontram-se as assinaturas dos comboios reais de alta velocidade em circulação na rede europeia e apresentados anteriormente. Constata-se a existência de diversos picos cujo comprimento de onda corresponde ao afastamento característico entre eixos para cada um dos comboios, ou a frações de 1/2 ou 1/3 deste espaçamento, embora neste último caso a agressividade dinâmica seja bastante inferior.

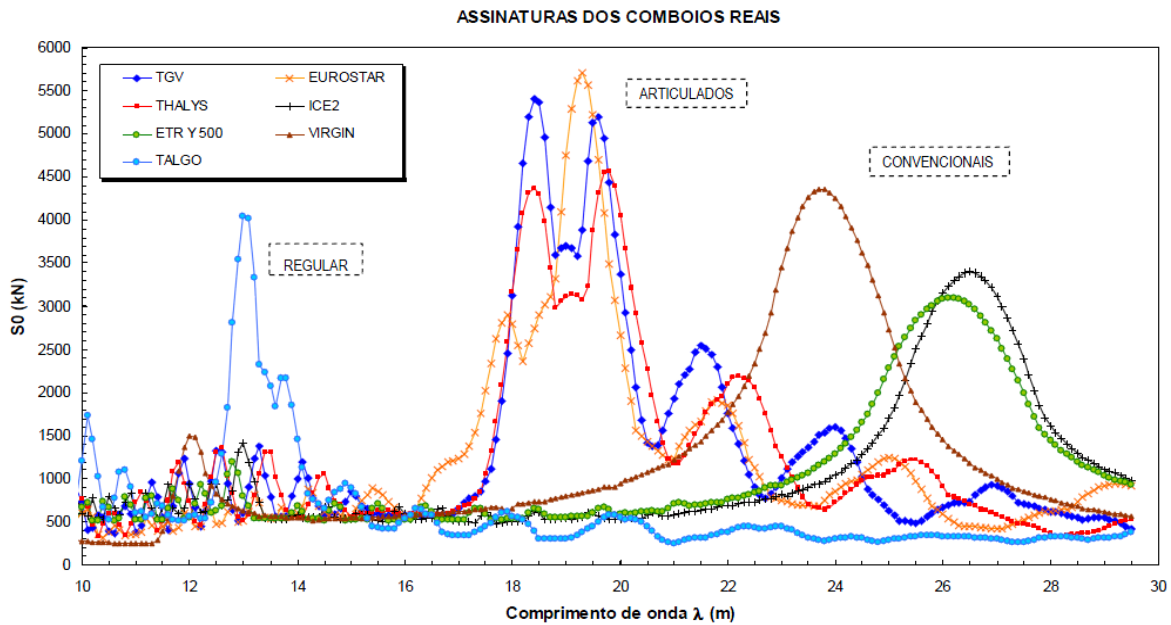


Figura 5.25 - Assinatura dos comboios reais em circulação na rede europeia [18]

Quadro 5.6 - Características dos comboios europeus de alta velocidade [18]

Comboio	Tipo de Comboio	Comprimento total (m)	Afastamento médio entre bogies (m)	Carga média por eixo (kN)
TGV	Articulado	468,14	18,7	163/170
Eurostar	Articulado	386,67	18,7	170
Thalys	Articulado	393,34	18,7	163/170
ICE	Convencional	350,52	26,4	112/195
ETR	Convencional	295,7	26,1	120/187
Virgin	Convencional	258,7	23,9	170
Talgo	Regular	356,05	13,4	170

Verifica-se, também, que as gamas de comprimentos de onda que são excitadas para cada tipologia de comboio são bastante distintas. De facto, para os comboios articulados os comprimentos de onda variam entre os 17 e os 21 m, enquanto que para os convencionais o valor é superior, entre os 24 e os 28 m, uma vez que a distância característica (D) é, igualmente, superior. O comboio regular Talgo, devido às suas características geométricas, apresenta valores de comprimento de onda de 13 a 14 m.

Observa-se, no caso dos comboios TGV e Thalys, ambos articulados, a presença de dois picos consecutivos, facto que deriva da composição de dois comboios iguais adjacentes um ao outro. Esta quebra de regularidade nos espaçamentos provoca, em situações de ressonância, uma oposição entre os efeitos causados pela passagem das duas locomotivas consecutivas, provocando uma translação no comprimento de onda dos efeitos máximos.

Tal como sugerido na norma europeia, descrito no ponto 3.1.2.2, desenvolveu-se um modelo HSLM-A teórico que assegura uma envolvente aos comboios reais em circulação. Na Figura 5.26 encontram-se as assinaturas dos 10 comboios que constituem este modelo de cálculo em função do seu comprimento de onda. Constata-se que este modelo retrata de forma fiel a excitação global dos diversos tipos de comboios reais.

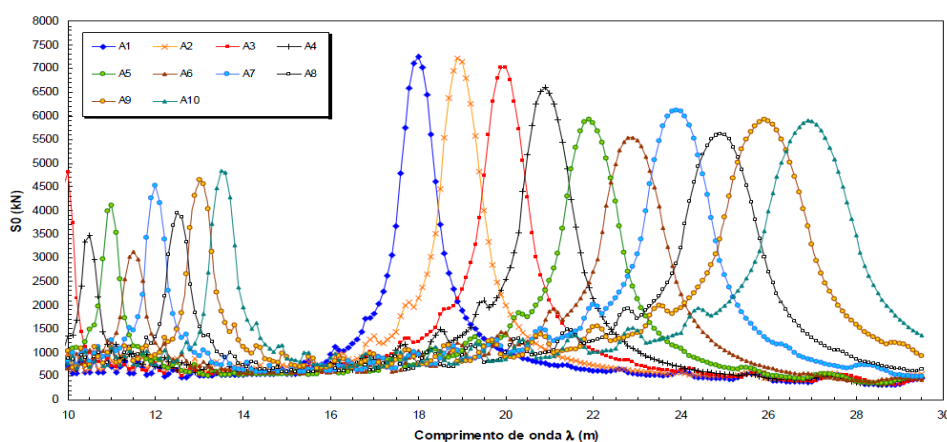


Figura 5.26 - Assinatura dos modelos HSLM-A presentes nas normas europeias

5.6.1. ASSINATURAS DOS COMBOIOS ALFA-PENDULAR E TGV

Como referido, as assinaturas dinâmicas são um fator muito importante na análise de uma estrutura sob a ação de um determinado comboio. Nesta secção apresentam-se as assinaturas dos comboios reais modelados e descritos anteriormente, com a particularidade da comparação das assinaturas no caso do comboio ser duplo ou constituído apenas por um comboio sem repetição.

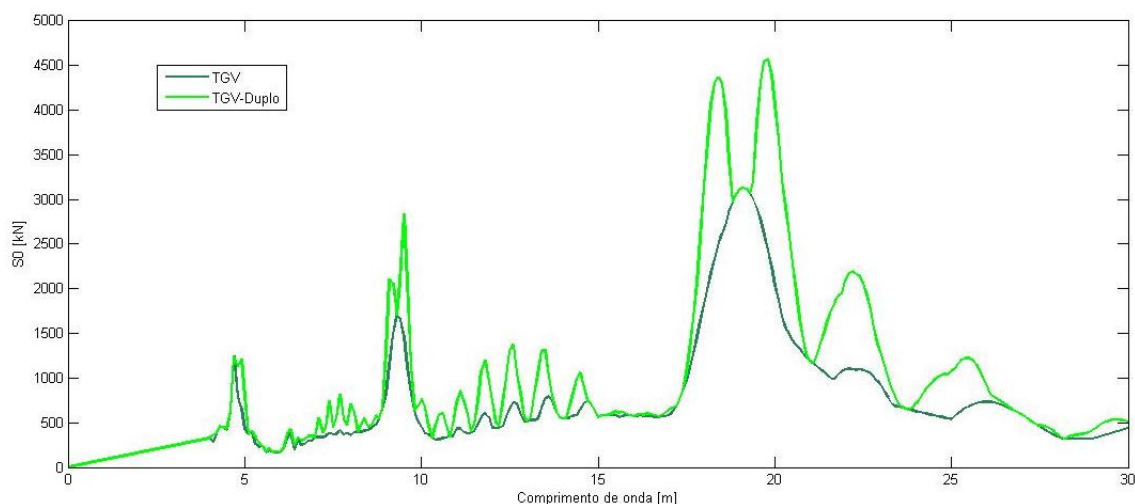


Figura 5.27 - Assinatura do comboio TGV na versão dupla ou simples

Observando a curva relativa ao TGV, verifica-se que no caso do TGV-Duplo existem dois picos com comprimentos de onda próximos de 18,7m, distância característica entre eixos para este comboio. Este facto ocorre devido à quebra do espaçamento na zona da transição dos dois comboios, entre as locomotivas adjacentes, como se comprova quando se compara esta assinatura com a correspondente ao TGV composto apenas por um comboio, na qual se evidencia apenas um pico com comprimento de onda igual à distância regular entre eixos e para os suas frações a 1/2 e 1/3 deste comprimento de onda.

Verifica-se, também, que no caso do comboio simples ter um comprimento total inferior ao duplo, com metade dos eixos de carga, faz com que para os comprimentos de onda predominantemente excitados, a agressividade da ação do comboio seja bastante atenuada, reduzindo significativamente o valor de S_0 nos picos mais acentuados.

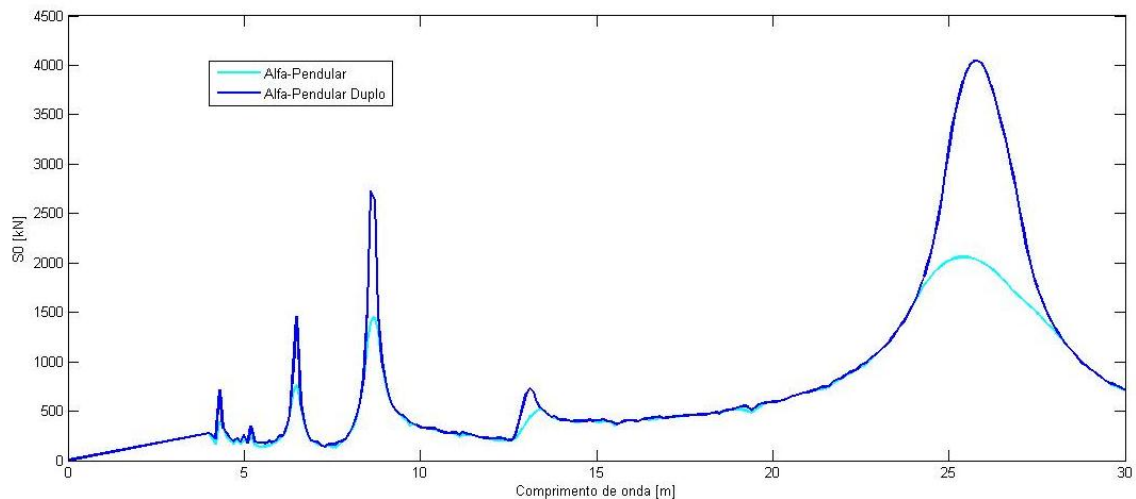


Figura 5.28 - Assinatura do comboio Alfa-Pendular na versão dupla ou simples

Para o caso do Alfa Pendular constata-se que o fenómeno é semelhante relativamente à agressividade sentida nos picos de comprimento de onda correspondentes à distância característica entre eixos, neste caso 25,9 m, ou dos seus submúltiplos, excetuando o facto de mesmo no comboio duplo não se afigurar a divisão em dois picos, uma vez que mesmo as carruagens de extremidade apresentam uma configuração de eixos semelhante às restantes carruagens, ao contrário do que acontece no TGV.

No capítulo seguinte, no qual se realizam as análises dinâmicas e se discutem os resultados obtidos tentar-se-á esclarecer a importância que este aspeto pode ou não ter nos registos de acelerações e deslocamentos verticais do tabuleiro da ponte e dos comboios.

6

ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE CANELAS

6.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo pretende-se estudar o comportamento dinâmico da Ponte de Canelas quando solicitada pela circulação de dois tipos de veículos distintos, um comboio articulado e de dimensões consideráveis em circulação na linha europeia, o TGV Duplo e um comboio convencional, o Alfa Pendular, cujas características e a consequente modelação são descritas no capítulo 5. Outro dos objetivos prende-se com o facto de ser possível obter informações acerca do comportamento dinâmico dos comboios, de modo a estudar com precisão as solicitações impostas aos passageiros no interior das carruagens, para distintos cenários de circulação.

As análises foram realizadas com recurso a dois métodos distintos detalhados no capítulo 2, o método das cargas móveis e o método que inclui a interação entre a ponte e o comboio.

No que diz respeito à ponte, o estudo incidiu sobre o tramo P5-E2, identificado anteriormente, uma vez que é o tramo modelado e calibrado em trabalhos anteriores e que melhor traduz o comportamento real da estrutura devido às condições fronteira introduzidas.

Inicialmente foi realizado um estudo prévio no que toca ao incremento de tempo a utilizar nos cálculos e ao número de modos de vibração da ponte a incluir na análise. Sendo o amortecimento da ponte um dos parâmetros com mais relevância foi também efetuado um estudo sobre este parâmetro.

Este trabalho focou-se no estudo do deslocamento e aceleração vertical, desprezando efeitos laterais que existindo exigem um estudo mais complexo, fazendo a sua comparação com os valores regulamentares propostos nas Normas Europeias, acentuando os efeitos ressonantes induzidos nas estruturas.

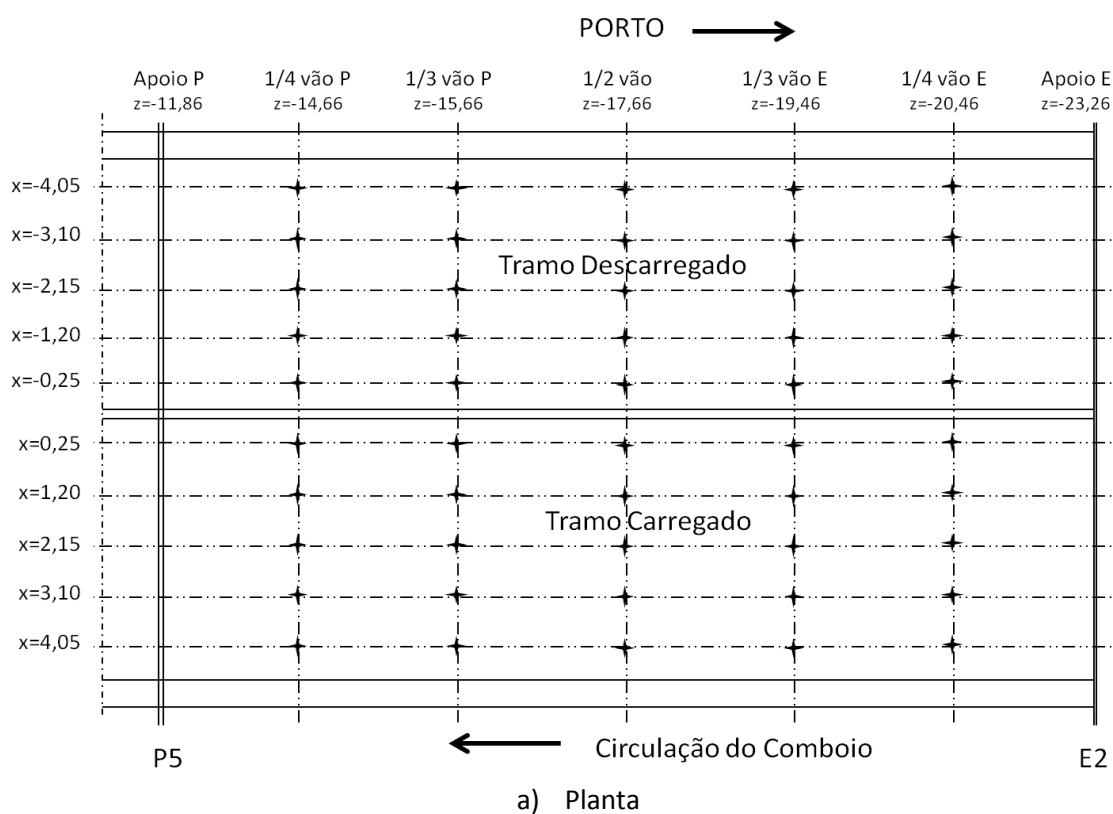
6.2. ESTUDO PRÉVIO

Nesta secção faz-se um estudo sobre os parâmetros que podem ter mais influência nos resultados das análises dinâmicas, de forma a obter valores fiáveis e mais próximos dos reais, como o número de modos de vibração a incluir no cálculo, o incremento de tempo a adotar nas análises, os coeficientes de amortecimento modais a atribuir a cada modo de vibração da ponte através da análise de vários cenários. Inicialmente faz-se uma sistematização dos dados relativos à ponte para facilitar a observação dos resultados posteriores.

6.2.1. SISTEMATIZAÇÃO DOS DADOS RELATIVOS À PONTE DE CANELAS

Para caracterizar o comportamento dinâmico do tramo P5-E2 da Ponte de Canelas de uma forma mais completa, optou-se por registar os valores de acelerações e deslocamentos verticais em diversos pontos que permitissem realizar gráficos de superfície que retratassem o comportamento da ponte, bem como comparar registos em algumas posições mais relevantes a nível estrutural, como sendo os apoios, o meio vão, terço do vão e quarto do vão.

Uma vez que a ponte é constituída por dois meios tabuleiros separados estruturalmente, mas ligados devido à continuidade da camada de balastro, registaram-se também os valores no tramo descarregado para se proceder a uma análise da interação entre os dois tabuleiros. Assim, transversalmente, levantaram-se dados em cinco alinhamentos de cada tabuleiro, correspondentes a cinco das nove vigas metálicas longitudinais. Relativamente às posições longitudinais, as suas coordenadas tiveram de ser ajustadas à malha de elementos finitos do modelo numérico. A Figura 6.1 permite visualizar e identificar de uma forma simples os pontos onde foram efectuados registos.



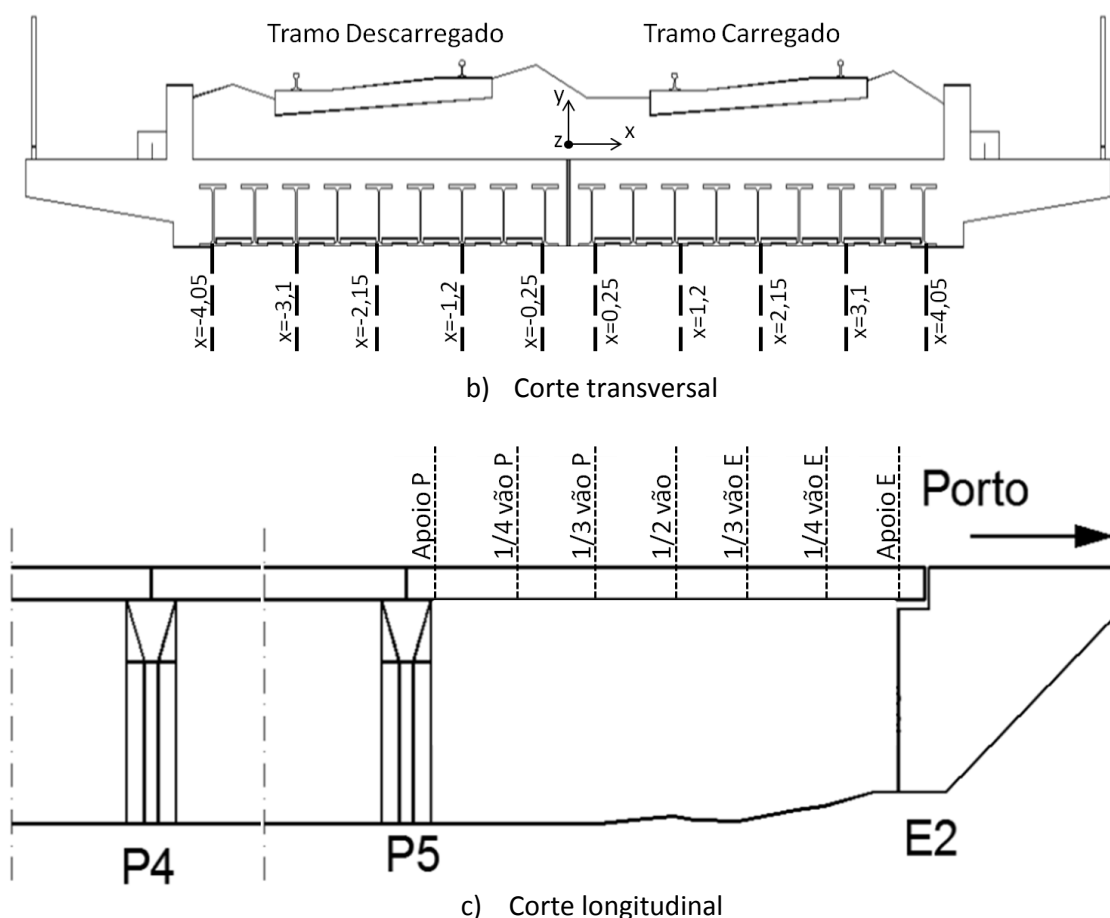


Figura 6.1 - Posicionamento dos nós da ponte onde foram efectuados registos: a) planta; b) corte transversal; c) corte longitudinal

6.2.2. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO DA PONTE

De acordo com a Norma EN 1990-AnnexA2 (2005), quando se pretende avaliar as acelerações dos elementos estruturais que suportam a via, deve incluir-se os modos com frequências até 30Hz ou o valor de frequência correspondente a 1,5 vezes a frequência do primeiro modo de vibração, incluindo sempre os primeiros três modos de vibração. Assim, para cumprir o estipulado na norma deveria assegurar-se os 30Hz que implicariam a análise dos primeiros 14 modos de forma a incluir o modo de vibração para esta frequência do tramo em análise.

Contudo, estas indicações têm suscitado dúvidas junto dos especialistas que defendem análises até cerca de 60Hz e, por esta razão, optou-se por verificar a influência deste parâmetro.

Assim e de forma a determinar o número de modos de vibração da ponte a incluir nas análises, realizou-se um estudo sobre a influência deste parâmetro na resposta da estrutura tanto para acelerações como para deslocamentos. Por simplificação optou-se por fazer esta análise apenas para um dos comboios, neste caso o TGV, e para duas localizações da ponte, a um terço do vão e a meio vão do tramo P5-E2. Todas as análises foram efetuadas com um incremento de tempo de 1ms, já que para cada tipo de vibração estrutural existe um par de modos em que cada um corresponde a um tramo modelado da ponte.

Na Figura 6.2 observam-se os valores máximos absolutos das acelerações verticais a meio vão e a um terço do vão em função da velocidade de circulação do TGV, enquanto na Figura 6.3 se encontram os valores máximos dos deslocamentos para as mesmas condições de circulação.

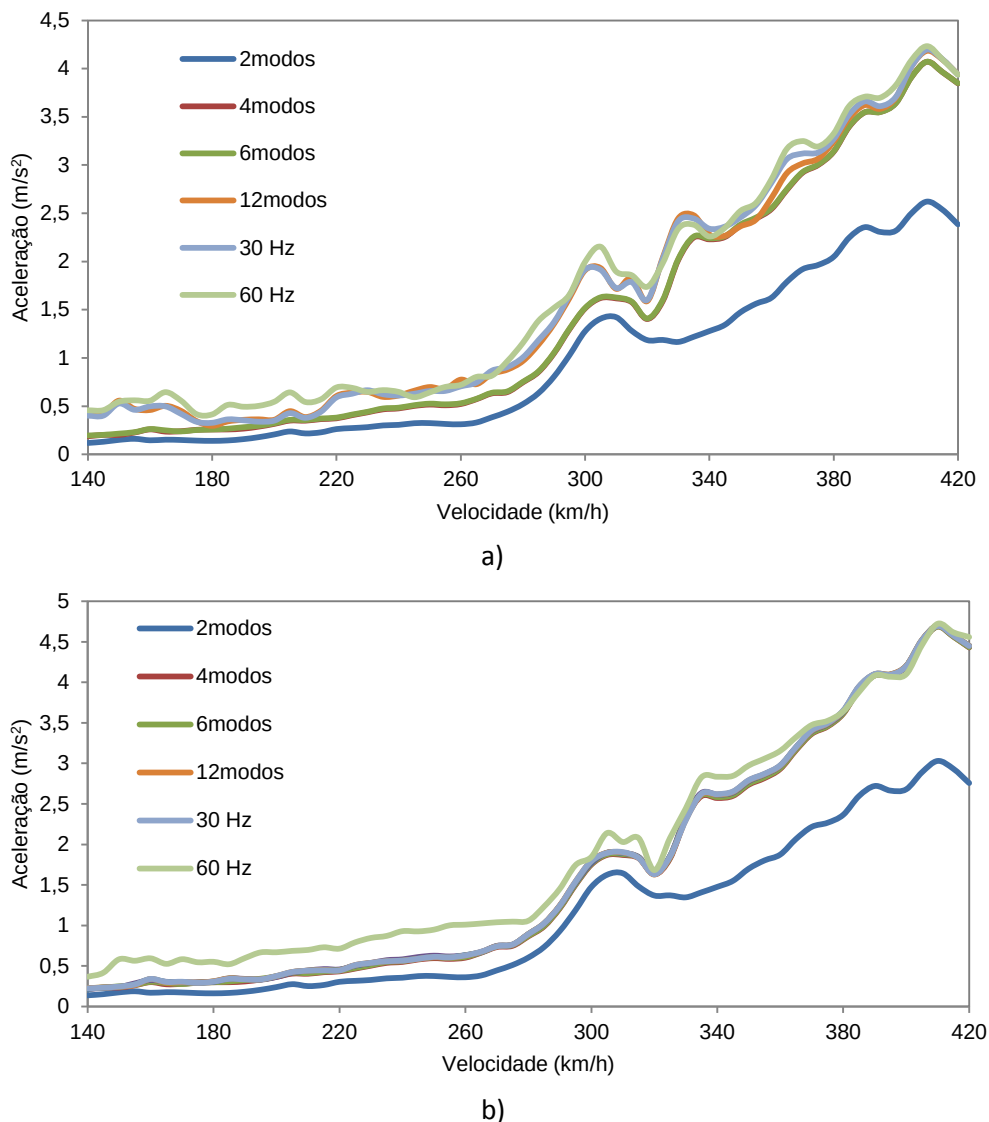


Figura 6.2 - Acelerações máximas em função da velocidade e do número de modos devido ao TGV: a) 1/3 vão e b) 1/2 vão

Em termos de acelerações e observando as figuras anteriores constata-se que este parâmetro tem influência. O primeiro modo de flexão vertical do tramo em análise, correspondente ao 2º modo da Figura 4.16, sendo um dos modos mais significativos, por si só não representa de forma precisa a resposta da estrutura, uma vez que ao incluir o primeiro modo de torção do tramo na análise (4º modo da Figura 4.16), o valor das acelerações máximas sofre um aumento, mais relevante à medida que a velocidade de circulação aumenta.

Em geral, nota-se uma tendência para a aceleração aumentar com o número de modos incluídos, contudo para certas velocidades verifica-se o efeito contrário, devido aos contributos negativos que alguns modos têm nas acelerações e que ganham mais ênfase em determinadas velocidades.

Conclui-se, ainda, que o aumento do número de modos até um limite de 60 Hz não altera de forma significativa as respostas para velocidades superiores a 300 km/h e que para velocidades inferiores, os valores máximos das acelerações, apesar de diferentes, são muito reduzidos não condicionando a análise.

No que diz respeito ao deslocamento, a Figura 6.3 permite concluir que a resposta a meio vão é condicionada pelos primeiros modos de flexão vertical e de torção que correspondem ao 2º e 4º modo da Figura 4.16, respetivamente. Verifica-se ainda que a consideração de modos com frequências mais elevadas não altera significativamente a resposta da estrutura.

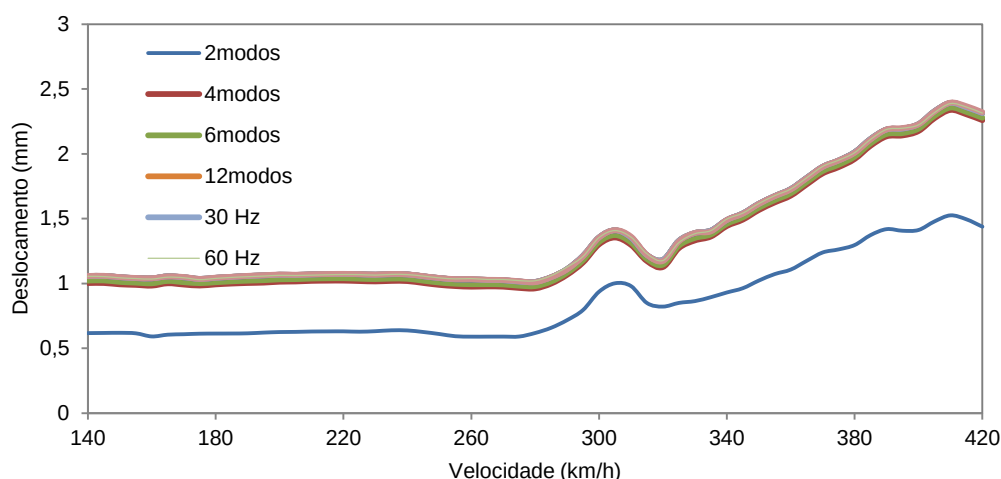


Figura 6.3 - Deslocamentos máximos a meio vão em função da velocidade e do número de modos devido ao comboio TGV

Conclui-se pelo que foi enunciado que a realização da análise dinâmica até uma frequência limite de 30 Hz descreve de forma conveniente o comportamento dinâmico da ponte em estudo. Adicionalmente, no que concerne à análise incluindo a interação veículo-estrutura, seria relevante proceder-se a uma análise até 60Hz se todos os fatores em causa correspondessem a esta gama de frequências. Relativamente às estruturas analisadas, ponte e comboios, seria exequível um estudo até 60Hz, contudo as irregularidades da via que são incluídas nesta análise só existem, atualmente, em registos com comprimentos de onda entre 3 e 25 m. Para o leque de velocidades inserido no âmbito deste trabalho, estes comprimentos de onda não atingem frequências tão elevadas como os 60 Hz.

Por esta razão e conciliando as conclusões do estudo da influência do número de modos apresentadas, optou-se por realizar as análises com ou sem interação ponte-comboio até à frequência da ponte de 30,54 Hz, de forma a incluir o modo 14 que corresponde ao tramo em estudo (P5-E2), cujo tipo de vibração é igual ao do modo 13, correspondente a movimentos do tramo adjacente.

6.2.3. INCREMENTO DE TEMPO

No capítulo 2 refere-se que o método de Newmark é utilizado tanto no processo de cálculo do TBI, o que torna o incremento de tempo a considerar nas análises um fator determinante para a precisão dos resultados obtidos.

Atendendo às recomendações mencionadas na secção 2.3.1 deve ser utilizado o menor valor de incremento obtido pelas expressões (6.1) e (6.2). Dado que f_{max} será de 30,54 Hz, que corresponde a

7 modos de vibração para o tramo em questão, e que se optou por realizar uma análise de velocidade até 440 km/h, obtêm-se os seguintes incrementos de tempo:

$$\Delta t = \frac{1}{8 f_{max}} = \frac{1}{8 \times 30,54} \cong 0,004 \text{ s} \quad (6.1)$$

$$\Delta t = \frac{L}{4 n v_{max}} = \frac{11,6}{4 \times 7 \times \frac{440}{3,6}} \cong 0,003 \text{ s} \quad (6.2)$$

Contudo de acordo com as investigações de Ribeiro [13] deverá ser aplicado o seguinte critério para o incremento de tempo, mais restritivo que os restantes:

$$\Delta t = \frac{1}{20 f_{max}} = \frac{1}{20 \times 30,54} \cong 0,0016 \text{ s} \quad (6.3)$$

Tendo em conta que um incremento de tempo mais reduzido permite obter maior precisão nos resultados, optou-se por utilizar o valor de 1 ms.

6.2.4. INFLUÊNCIA DO AMORTECIMENTO DA PONTE

Embora seja de extrema complexidade determinar com rigor o amortecimento da ponte na fase de projeto devido aos inúmeros parâmetros envolvidos e à incerteza a estes associada, quando a estrutura já está concebida é possível através de ensaios experimentais determinar os amortecimentos modais da ponte.

Recorrendo aos ensaios de vibração ambiental descritos na secção 4.5 determinaram-se os coeficientes de amortecimento modais dos quatro primeiros modos de vibração da estrutura. Os resultados são apresentados no Quadro 6.1, em que a numeração dos modos corresponde aos primeiros quatro modos do tramo em estudo. Observa-se que o valor de amortecimento dos modos 6 e 8 é muito reduzido, que pode ser explicado pelo facto das amplitudes de vibração em ensaios de vibração ambiental serem muito reduzidas, não mobilizando de forma correta os mecanismos de dissipação de energia. Por este motivo, estes valores não foram considerados nas análises subsequentes.

Quadro 6.1 - Modos de vibração, frequências naturais e amortecimentos medidos

Modo	Tipo de vibração	Frequência (Hz)	Amortecimento (%)
2	1º de flexão	8,7	1,5
4	1º de torção	9,8	1,35
6	2º de torção	14,9	0,34
8	3º de torção	16,6	0,16

Para determinar a influência do amortecimento modal na resposta da estrutura realizou-se uma análise de sensibilidade para este parâmetro usando o método das cargas móveis, tanto para o caso de

circulação do TGV como para o do Alfa Pendular, incluindo os modos de vibração até uma frequência de 30,54 Hz e um incremento de tempo de 1ms.

De acordo com a norma EN 1991-2 (2003) o coeficiente de amortecimento a aplicar está relacionado com o tipo de estrutura e com o vão da mesma, sendo o seu valor calculado de acordo com a expressão seguinte:

$$\xi [\%] = 1,5 + 0,07 (20 - L) = 1,5 + 0,07(20 - 12) = 2,06 \quad (6.4)$$

Contudo, Museros em 2002 comprovou que numa análise com interação, principalmente em pontes de pequeno vão, o amortecimento verificado é superior, sugerindo um acréscimo de amortecimento para as análises em cargas móveis obtido pela expressão seguinte:

$$\Delta\xi [\%] = \frac{0,0187L - 0,00064L^2}{1 - 0,0441L - 0,0044L^2 + 0,000255L^3} = 0,47 \quad (6.5)$$

Assim, o coeficiente de amortecimento a considerar nas análises com cargas móveis, ou seja, sem interação ponte-comboio, seria de 2,53%, resultando do somatório entre o coeficiente regulamentar e o acréscimo,

$$\xi_{\text{total}} = \xi + \Delta\xi = 2,06 + 0,47 \quad (6.6)$$

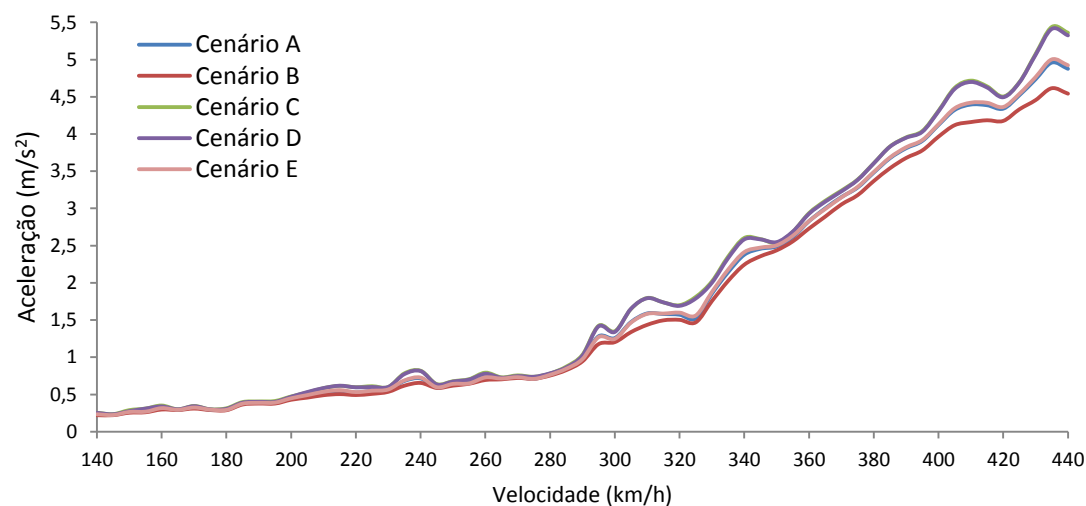
enquanto que para interação seria de 2,06% correspondendo apenas ao valor regulamentar.

Para a análise de sensibilidade consideraram-se cinco cenários de variação dos coeficientes de amortecimento com o intuito de compreender a importância do acréscimo de amortecimento. Assim considerou-se o cenário A em que todos os modos apresentam valores de coeficiente de amortecimento regulamentar, o cenário B em que se considera para esses modos o valor regulamentar conciliado com o acréscimo de amortecimento, o cenário C, em que os quatro primeiros modos têm o resultado experimental e os restantes o valor regulamentar, o cenário D, em que os primeiros modos apresentam o registo experimental e os restantes o valor regulamentar somado ao acréscimo, e o cenário E, em que relativamente ao D se soma o acréscimo aos quatro primeiros modos, tal como se observa no quadro seguinte:

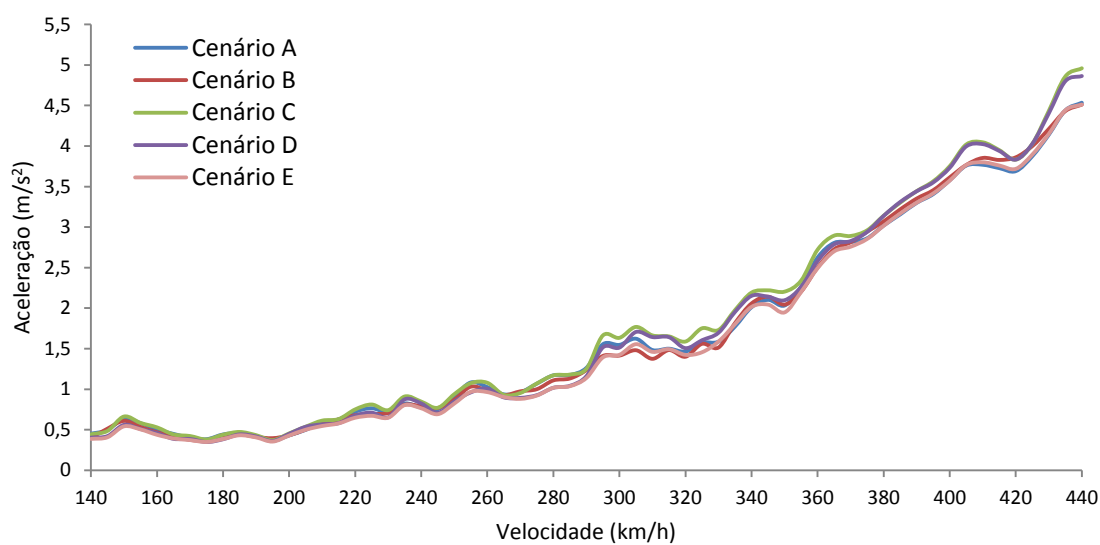
Quadro 6.2 – Amortecimentos atribuídos aos modos de vibração para cada cenário de análise

Cenário	$\xi [\%]$ - 1º e 2º Modos	$\xi [\%]$ - 3º e 4º Modos	$\xi [\%]$ - Restantes Modos
A	2	2	2
B	2,53	2,53	2,53
C	1,5	1,35	2
D	1,5	1,35	2,53
E	2	1,185	2,53

Nas Figura 6.4 e Figura 6.5 apresentam-se os valores máximos absolutos das acelerações em função da velocidade dos comboios TGV e Alfa Pendular para os diversos cenários de amortecimento a meio vão e a um terço do vão.



a)



b)

Figura 6.4 - Valores máximos da aceleração a meio vão para o comboio TGV: a) 1/2 vão e b) 1/3 vão

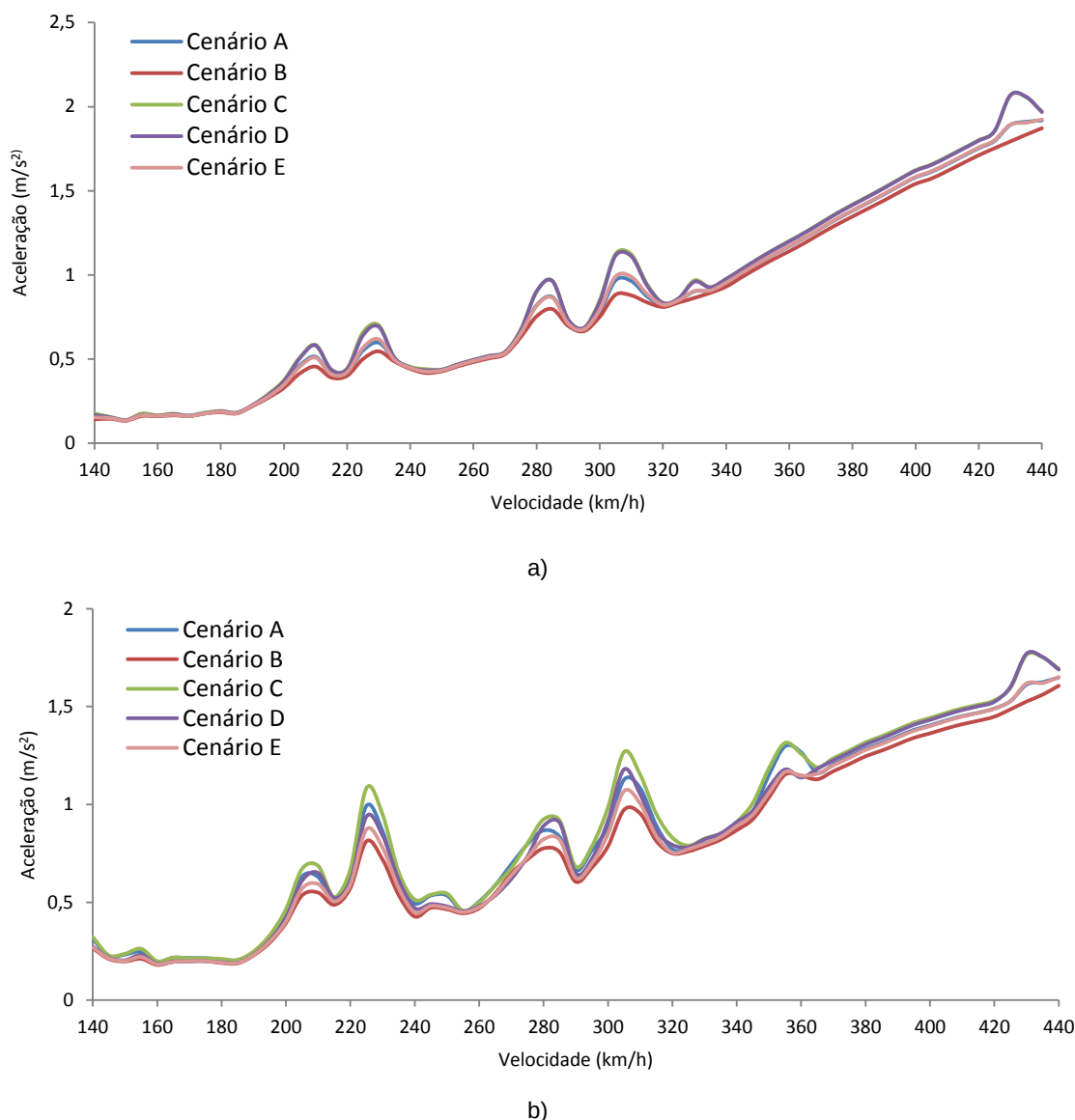


Figura 6.5 - Valores máximos da aceleração a meio vão para o comboio Alfa: a) 1/2 vão e b) 1/3 vão

Da observação dos gráficos anteriores pode constatar-se que os coeficientes de amortecimento atribuídos aos modos de vibração têm muita influência nos registos de acelerações da ponte. Nota-se que a um terço do vão as diferenças são ligeiramente mais acentuadas, isto porque existem modos (10º e 12º modos da Figura 4.16) com contribuições contrárias aos restantes essencialmente nesta zona.

Através da comparação dos diversos cenários verifica-se, como seria de esperar, que as acelerações diminuem à medida que o amortecimento atribuído aumenta, sendo que estas diferenças têm maior importância nas velocidades ressonantes, em que os valores das acelerações se destacam de forma mais acentuada para os cenários de amortecimento inferior.

Tanto no Alfa como no TGV é possível verificar que o cenário com acelerações mais baixas é o B, facto que se justifica por todos os modos apresentarem os valores de amortecimento regulamentares com acréscimo.

A meio vão, em ambos os comboios constata-se que as acelerações registadas para os cenários A e E são coincidentes, permitindo concluir que os quatro primeiros modos são os mais preponderantes na resposta da estrutura e o valor dos amortecimentos atribuídos a estes modos são os mais importantes, já que nestes cenários os primeiros modos têm um valor de amortecimento semelhante enquanto os restantes modos têm valores distintos. O mesmo acontece para os cenários C e D, reforçando a importância do amortecimento dos primeiros modos.

A um terço do vão, verifica-se o mesmo que o verificado para meio vão, mas apenas para velocidades superiores a cerca de 330 km/h. Para velocidades inferiores a este limite e apenas nas velocidades ressonantes não se observa este emparelhamento de cenários, reforçando o que foi anteriormente referido sobre a participação de modos com contribuição contrária e que têm mais expressão a terço do vão. Assim para os cenários que tenham os primeiros modos de vibração com valor semelhante mas difiram nos restantes modos, as acelerações para velocidades ressonantes inferiores a 360 km/h terão valores ligeiramente diferentes, ao contrário das restantes velocidades.

Como se constatou que o amortecimento modal é um fator com muita relevância na análise dinâmica, sobretudo para velocidades ressonantes, seria importante investir em métodos que permitam excitar as estruturas com vibrações de grande amplitude de forma a identificar com maior fiabilidade os amortecimentos modais dos modos de vibração com maiores frequências.

Quanto aos coeficientes de amortecimento modais utilizados neste trabalho, optou-se por considerar os cenários D e E para as cargas móveis, que se distinguem por apresentarem valores de amortecimento distintos para os primeiros quatro modos de vibração uma vez que o cenário D não tem acréscimo nestes modos ao contrário do cenário E. Para as análises de interação escolheu-se o cenário C, já que não tem acréscimo em nenhum dos modos e se inclui os resultados experimentais.

6.3. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DEVIDO À CIRCULAÇÃO DO TGV-DUPLO

Para concretização do objetivo deste trabalho, foram realizadas análises dinâmicas com cargas móveis e com a interação entre o comboio TGV e a ponte, permitindo comparar as duas metodologias e verificar os valores regulamentares de segurança. Ambas as análises foram efetuadas com recurso ao programa TBI, cujo funcionamento e fundamentos são descritos na secção 2.4, sempre com incrementos de tempo de 1ms.

Inicialmente, as análises foram realizadas para uma gama de velocidades entre os 140 e os 420 km/h, uma vez que segundo as normas devem ser consideradas as velocidades entre os 40 m/s e 1,2 vezes o valor máximo de circulação da via, considerada 350 km/h. Contudo, como se observa no decorrer deste ponto, a velocidade máxima de 420 km/h não permitia observar o pico de acelerações para a ponte em causa, optando-se por alargar o intervalo de velocidades de análise para os 440 km/h, para melhor compreensão do comportamento da estrutura. Todos os registos apresentam um tempo de vibração livre de 2s.

Nas análises com recurso à interação entre a estrutura e o veículo foram incluídas as irregularidades da via reais correspondentes ao desenvolvimento da via modelada, com inclusão da zona de aterro e do tramo adjacente, fornecidas pela REFER. Tal como foi anteriormente referido, as irregularidades disponibilizadas foram registadas para comprimentos de onda entre os 3 e os 25 metros, com medições de 25 em 25cm. Para assegurar que não existiriam registos com comprimentos de onda inferiores, os resultados de irregularidades foram filtrados para todos os comprimentos de onda inferiores a 3m. Para além disso, fez-se uma translação dos registos das irregularidades de forma a que o primeiro valor registo assuma o valor nulo e os restantes apresentem valores relativos a este.

6.3.1. ESTIMATIVA DAS VELOCIDADES RESSONANTES PARA O TGV-DUPLO

Para pontes cujo comportamento dinâmico é assimilável ao de vigas simplesmente apoiadas, como é o caso da Ponte de Canelas, é possível estimar com alguma precisão as velocidades de ressonância, com o auxílio das expressões (3.10) e (3.11). No Quadro 6.3 são apresentadas as velocidades estimadas para diversos valores de i , sendo realçadas as velocidades que pertencem ao intervalo de estudo. As frequências modais utilizadas são as que correspondem ao tramo P5-E2 (Figura 4.16) e o valor de D é o espaçamento regular entre os grupos de eixos.

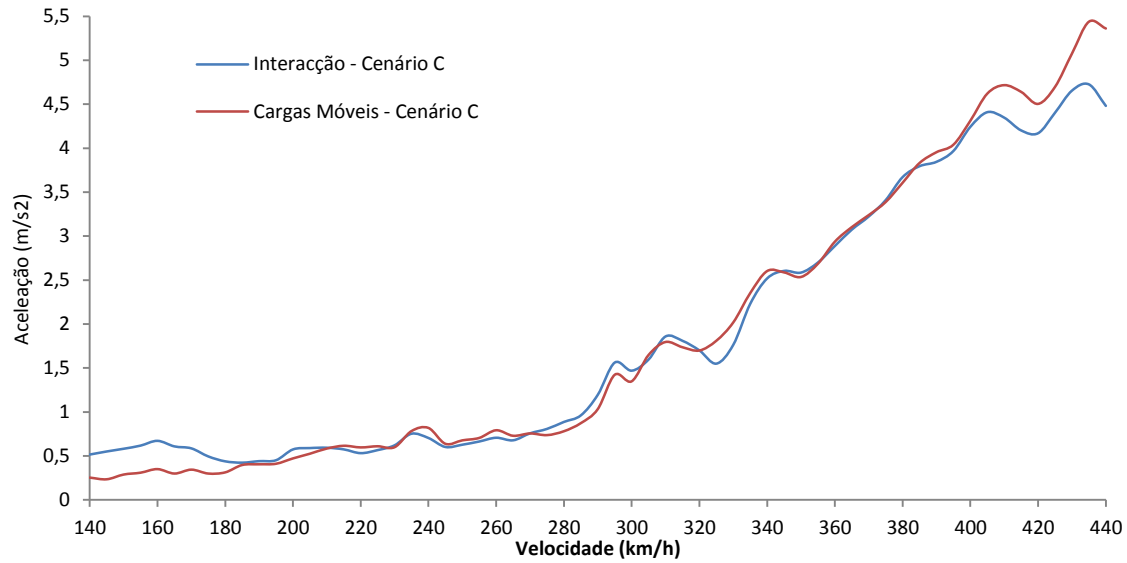
Quadro 6.3 – Estimativa das velocidades ressonantes para o TGV

Comboio TGV	Nº Modo	Freq. Modal (Hz)	i			
			2	3	4	5
D=18,7 m	2	9,07	305	204	153	122
	4	9,78	329	219	165	132
	6	14,89	501	334	251	200
	8	16,6	559	373	279	224
	10	26,47	891	594	445	356
	12	27,25	917	611	459	367
	14	30,54	1028	685	514	411

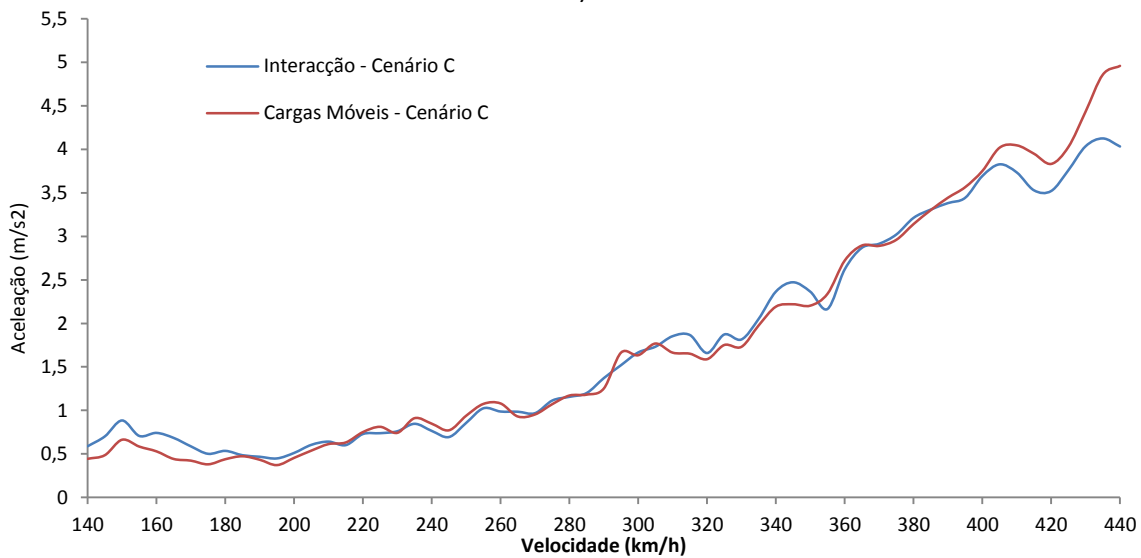
6.3.2. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DAS ANÁLISES COM E SEM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO

A análise efetuada pelo método com interação entre o veículo e a estrutura foi realizada apenas para o cenário de amortecimento denominado C, em que os primeiros quatro modos têm como coeficiente de amortecimento o valor experimental e os restantes modos o valor regulamentar, enquanto que com o método das cargas móveis procedeu-se à análise para todos os cenários já mencionados. Dado que os cenários A e B apenas refletem o comportamento da estrutura para os coeficientes regulamentares sem ou com acréscimo, não incluindo os coeficientes experimentais, optou-se por excluir estes dois cenários de cargas móveis da comparação com a interação.

A Figura 6.6 faz uma comparação entre o método das cargas móveis e o método com interação para o mesmo cenário de amortecimento C, a meio vão e a um terço do vão.



a)



b)

Figura 6.6 - Aceleração máxima absoluta em função da velocidade pelo método de interação e de cargas móveis no cenário C: a) 1/2 vão: b) 1/3 vão

Da observação da figura pode constatar-se que os cálculos com interação só têm relevância nas velocidades de ressonância, particularmente numa gama de velocidades mais elevadas, acima dos 380 km/h . Verifica-se mesmo que para velocidades mais reduzidas na ordem dos 140 a 200 km/h as acelerações resultantes da interação são ligeiramente mais elevadas do que nas cargas móveis, para o mesmo cenário de amortecimento. Porém, este facto não é significativo uma vez que a grandeza das acelerações registadas nestas velocidades são reduzidas face às calculadas para as velocidades mais elevadas e pode ser causado pela inclusão das irregularidades da via na análise, facto que será alvo de análise posteriormente.

Embora não correspondam aos mesmos cenários de amortecimento, é importante confrontar as acelerações obtidas através do método de interação para o cenário C e o cenário E de cargas móveis, avaliando a influência do amortecimento adicional regulamentar nos modos com amortecimento experimental e regulamentar. O Cenário D de cargas móveis não foi contemplado nesta análise uma vez que os seus registos são praticamente coincidentes com o cenário C do mesmo método, que comprova que os modos de frequência mais elevada não contribuem significativos para a resposta da estrutura. Na Figura 6.7 apresentam-se as acelerações máximas absolutas em função da velocidade a meio e a um terço do vão, para o cenário C de interação e o cenário E de cargas móveis.

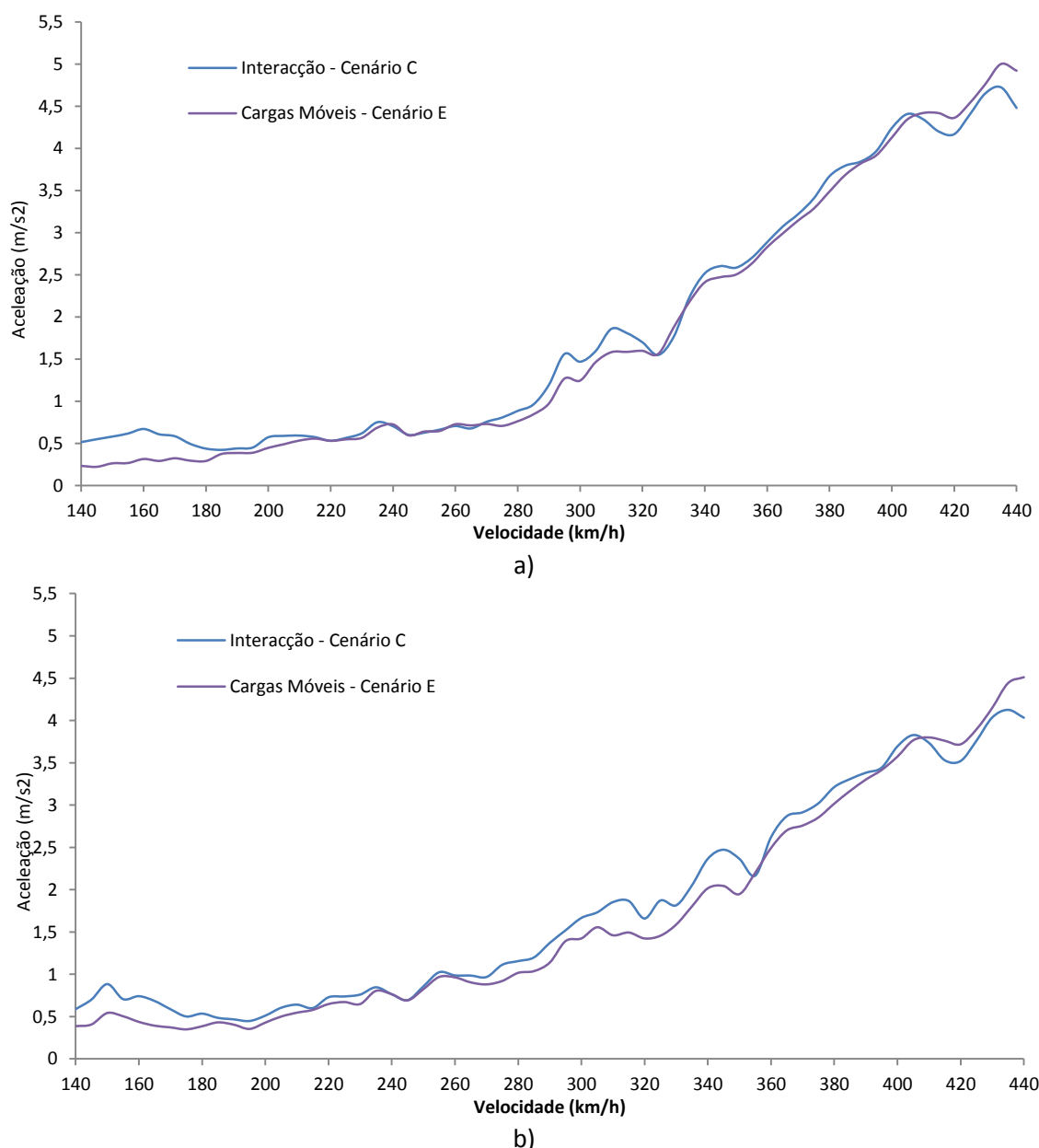


Figura 6.7 - Aceleração máxima absoluta em função da velocidade pelo método com interação e com cargas móveis no cenário E: a) 1/2 vão: b) 1/3 vão

Analisando a figura, constata-se que as acelerações de cargas móveis para o cenário E são mais próximas das registadas com interação em comparação com as do cenário C, facto que seria expectável uma vez que neste caso o amortecimento dos quatro primeiros modos sofre um acréscimo somado ao coeficiente experimental, que reduz a resposta da ponte em termos de acelerações nas velocidades de ressonância, particularmente numa gama de velocidades mais elevada.

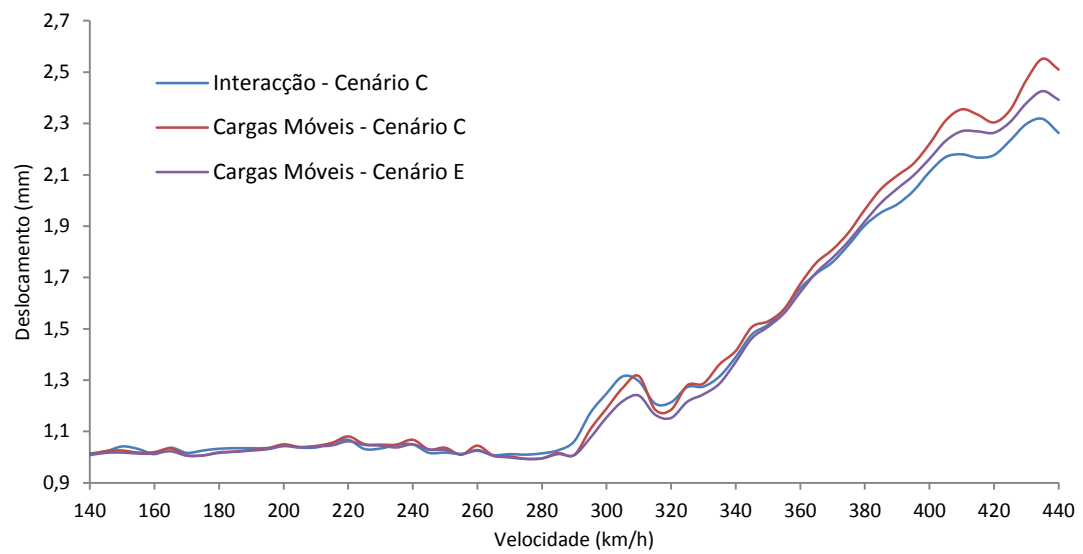
Observando os gráficos relativos às acelerações de forma cuidada, percebe-se que nem todas as velocidades ressonantes estimadas no início deste ponto se destacam de forma conveniente. De facto, para velocidades mais reduzidas, até cerca de 290 km/h, os valores das acelerações são tão atenuadas que tornam o fenómeno da ressonância praticamente impercetível. Assim, as velocidades com efeito ressonante mais relevantes são 295, 310, 405 e 435 km/h, com destaque para os 240 km/h nas velocidades inferiores.

Um caso com especial interesse tem lugar aos 410 km/h, uma vez que esta é a velocidade que corresponde ao pico ressonante para o caso das cargas móveis enquanto no caso da interação o pico dá-se ligeiramente mais cedo aos 405 km/h. Este facto desperta o problema da análise ter sido realizada com um incremento de velocidades de 5 km/h.

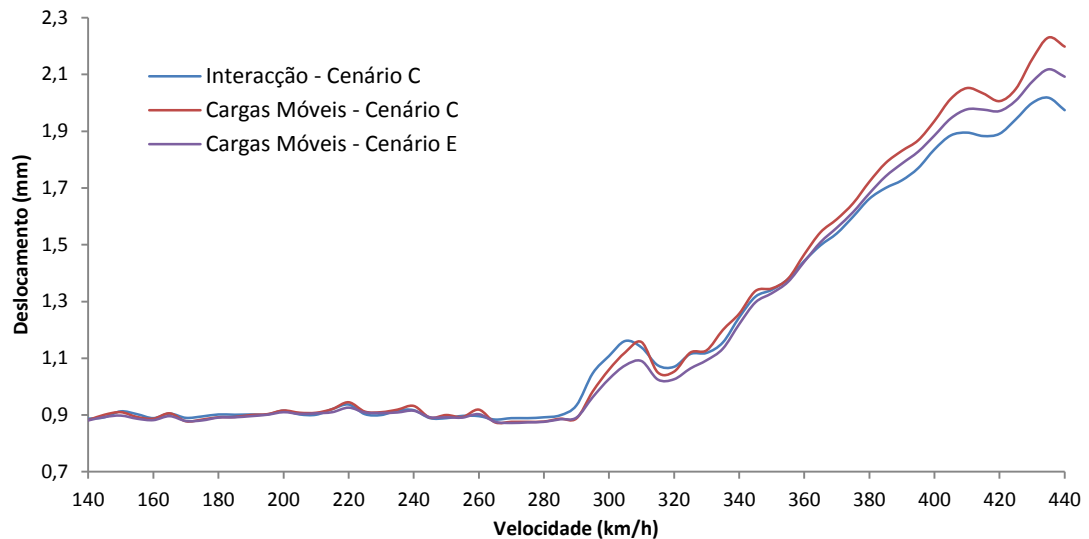
Constata-se que, principalmente para velocidades com acelerações mais pronunciadas, e em especial para as velocidades ressonantes, deveria existir uma pormenorização mais adequada através da diminuição do incremento da velocidade, de forma a afinar a perceção do desfaseamento entre velocidades ressonantes relativas aos dois métodos. Segundo investigações anteriores, geralmente, verifica-se uma translação dos picos ressonantes no sentido das velocidades decrescentes nas análises com interação relativamente às análises com cargas móveis pelo facto de nos modelos com interação se incluir a massa dos comboios, que provoca uma diminuição das frequências naturais da estrutura e das velocidades ressonantes.

No que diz respeito aos deslocamentos, mais uma vez se pode afirmar que os registados para os cenários C e D de cargas móveis são coincidentes tanto a meio vão como a um terço do vão, permitindo concluir que os modos com contribuições contrárias para as acelerações a um terço do vão não influenciam o registo dos deslocamentos, já que os modos determinantes para os deslocamentos verticais da ponte são os primeiros quatro modos. Por esta razão, optou-se por comparar os registos obtidos pelo método de interação com cenário de amortecimento C, com os cenário D e E de cargas móveis a meio e a um terço do vão, representados na Figura 6.8.

As conclusões obtidas para o registo dos deslocamentos são semelhantes às que se descreveram para as acelerações. De facto, para velocidades inferiores a 280 km/h os deslocamentos resultantes das análises com interação e com cargas móveis, tanto para o cenário C como para o E, são praticamente coincidentes. Apenas para velocidades de ressonância, em especial numa gama de velocidades mais elevada, superior a 360 km/h, é que os valores de deslocamentos se destacam, sendo que relativamente às análises com interação, que reduz ligeiramente os deslocamentos, o cenário E com cargas móveis é o mais aproximado devido ao acréscimo de amortecimento assumido em todos os modos de vibração da ponte.



a)



b)

Figura 6.8 - Deslocamentos máximos absolutos em função da velocidade: a)1/2 vão e b)1/3 vão

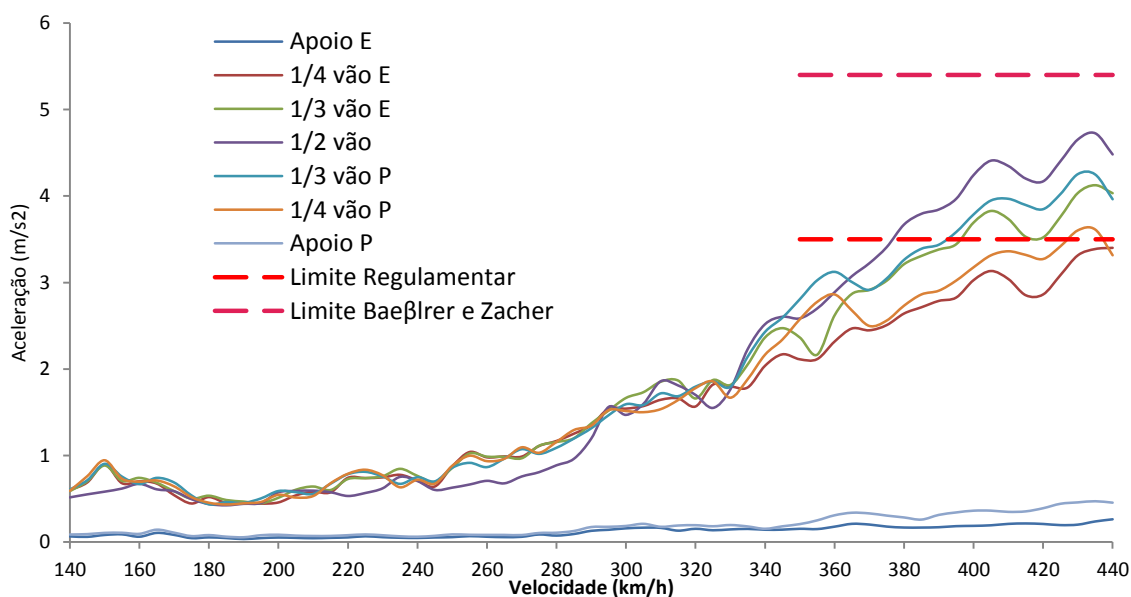
Em termos globais, esta análise comprova o interesse da introdução de um acréscimo de amortecimento ao coeficiente inicial regulamentar para pontes de vão próximos de 15 m, uma vez que se verifica uma redução das acelerações e dos deslocamentos para velocidades ressonantes, em especial para as velocidades mais elevadas, aproximando os resultados obtidos nas análises com cargas móveis das análises com interacção, tornando as análises simplificadas.

6.3.3. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE

Muito embora tenham sido efetuadas diversas análises com cargas móveis de forma a comparar os seus resultados com as análises com interação, a análise de diversos aspetos dinâmicos da ponte de Canelas já foi efetuada em trabalhos anteriores. Por esta razão e sendo um dos objetivos deste trabalho estudar o comportamento dinâmico da ponte e dos comboios com os resultados da interação entre estas estruturas, esta secção dá ênfase aos valores registados por este último método.

Nas figuras seguintes encontram-se os registos das acelerações e deslocamentos máximos absolutos em função da velocidade para as várias posições longitudinais do vão em estudo no tramo carregado, em que a abreviatura E representa o lado mais próximo do encontro e P o lado oposto.

Da observação do gráfico da aceleração verifica-se que o valor desta grandeza só se destaca a meio vão a partir dos 360 km/h, enquanto para velocidades inferiores é praticamente coincidente com os valores a um quarto ou a um terço do vão, chegando mesmo nalgumas velocidades a ser inferior aos valores registados a um terço do vão.



a) Acelerações

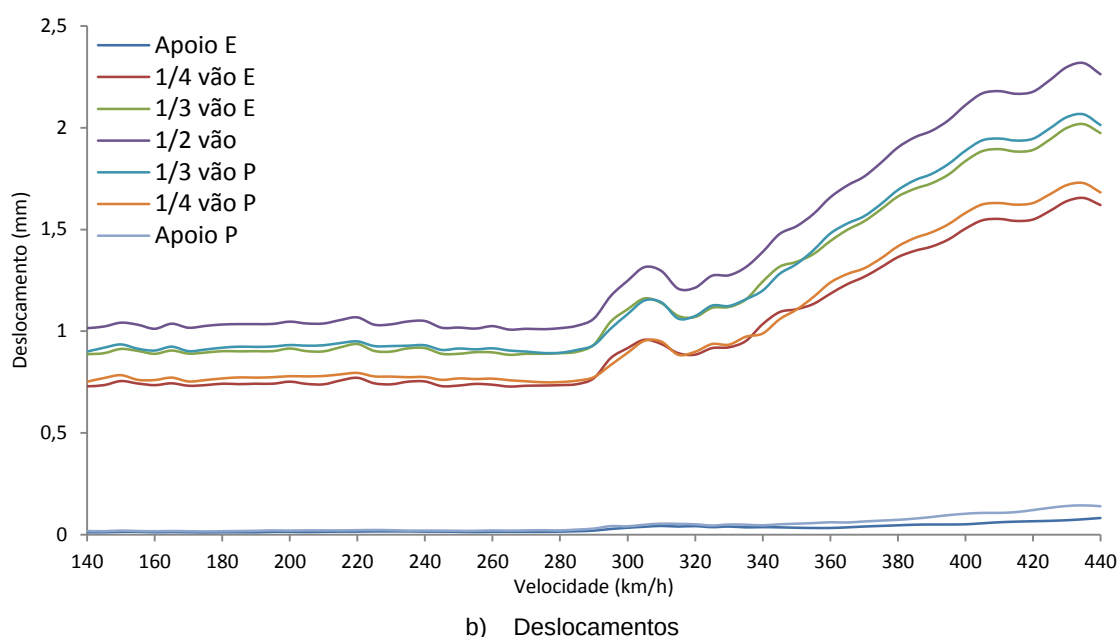


Figura 6.9 - Registos das acelerações e deslocamentos máximos absolutos em função da velocidade para as várias posições longitudinais do tramo carregado (E-encontro; P-tramo adjacente)

Para verificar os limites da ponte ao nível da segurança da via, fez-se uma comparação entre os valores máximos das acelerações obtidos e o limite regulamentar de $3,5 \text{ m/s}^2$, onde se conclui que este limite é excedido a meio vão a partir dos 375 km/h, enquanto para um terço do vão é ultrapassado aos 385 km/h e a um quarto do vão aos 420 km/h. Contudo, se fosse adotado o limite de aceleração proposto por Baeßler e Zacher de $5,5 \text{ m/s}^2$ para vias balastradas, uma vez que embora a análise não incluía frequências de 60Hz constatou-se que para esta gama de frequências os resultados não seriam afetados, então este limite nunca seria atingido em nenhuma das posições para este intervalo de velocidades.

No que diz respeito aos deslocamentos, apesar de tal como no registo das acelerações os valores serem superiores para as posições do lado do tramo contíguo em comparação ao lado do encontro, esta diferença é muito pouco significativa, sendo mesmo praticamente nula para velocidades mais reduzidas.

Na verificação da segurança estrutural da ponte foi efetuada a comparação entre os resultados de uma análise estática com os comboios reais ($1 + \varphi' + \varphi''/2$), uma análise estática para o modelo LM71 majorada pelo respectivo fator ϕ_2 e a análise dinâmica com interação ponte-comboio.

A análise estática é realizada através da obtenção do valor máximo dos deslocamentos devido à ação do modelo LM71, posteriormente majorado pelo coeficiente ϕ_2 , calculado pela expressão (3.8) em que L_ϕ é 12 m, que corresponde ao vão da ponte, e que culmina no valor de 1,269. Este resultado corresponde à envolvente dos efeitos estáticos majorados que tem de ser comparado com os resultados das análises dinâmicas.

Relativamente à análise com os comboios reais (RT), foi determinado o valor do deslocamento máximo posteriormente multiplicado pelo fator de amplificação dinâmica φ' determinado através da expressão (3.2) para cada velocidade estudada em que a frequência do primeiro modo de flexão vertical é de 9,07 Hz e para um valor da parcela de irregularidades igual a 0,258 obtido para velocidades superiores a 22 m/s.

Verifica-se que os deslocamentos do modelo LM71 superam em larga escala os deslocamentos registados na análise com interação, que só ultrapassam os valores da análise $1 + \varphi' + \varphi''/2$ para velocidades superiores a 420 km/h.

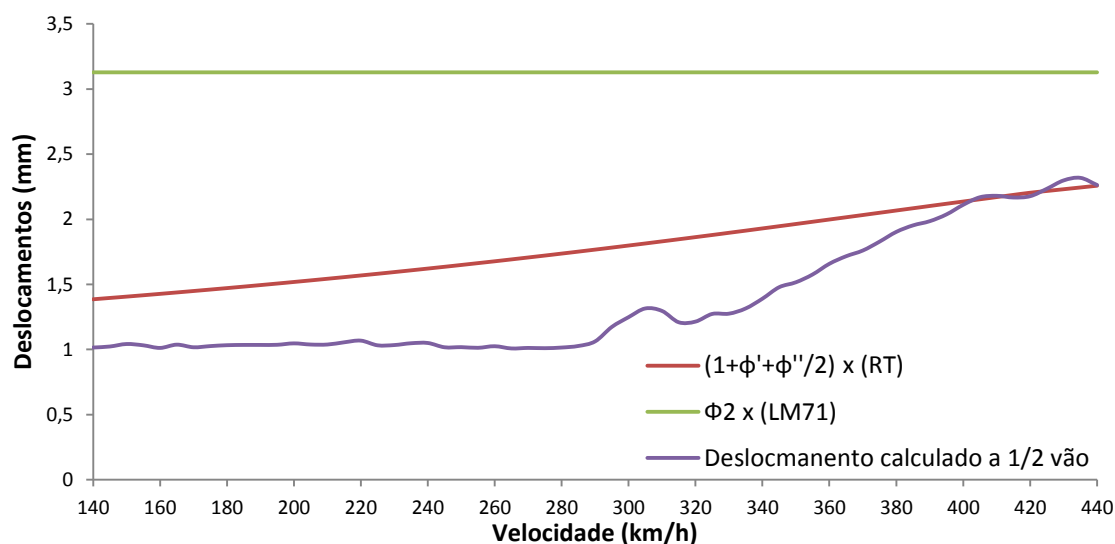


Figura 6.10 – Verificação regulamentar da segurança estrutural da ponte

6.3.4. INTERAÇÃO ENTRE TABULEIROS DEVIDO À CONTINUIDADE DA CAMADA DE BALASTRO

Uma vez que a ponte de Canelas possui dois tabuleiros separados em termos estruturais mas ligados pela camada de balastro presente na via, é interessante analisar a influência desta ligação, quando apenas um tramo é carregado e o outro sofre apenas um carregamento indireto devido a esta continuidade do balastro. De acordo com o modelo otimizado utilizado para retratar o comportamento da ponte de Canelas, ao longo dos anos, a zona central de ligação entre os dois tabuleiros sofreu alguma degradação, transmitindo menos carga do tramo carregado para o descarregado.

Na Figura 6.11 é possível observar as acelerações e deslocamentos máximos absolutos registados na viga central do tabuleiro, a meio vão, para o tramo carregado e descarregado, em função da velocidade de circulação do TGV.

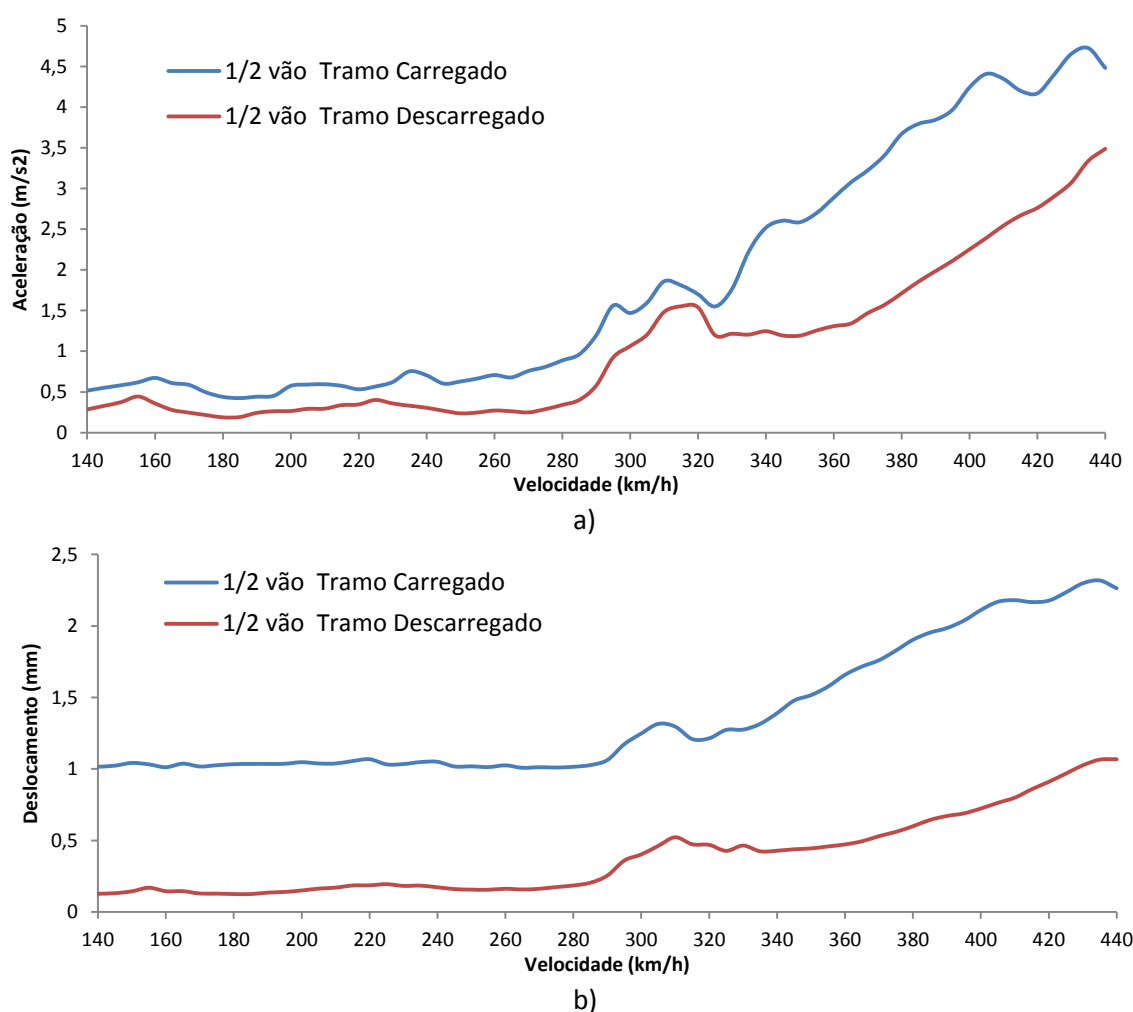


Figura 6.11 – Acelerações e deslocamentos máximos a meio vão do tramo carregado e do tramo descarregado

Em termos de acelerações, nota-se que as registadas no tramo carregado são sempre superiores ao do tramo descarregado, como seria lógico. Contudo a discrepância entre valores verificados nos dois tramos é maior para velocidades superiores a 320 km/h, enquanto para velocidades mais reduzidas, a diferença de acelerações é ligeira. Observa-se que o valor das acelerações aumenta de forma muito mais acentuada a partir da velocidade em que se destacam os valores das acelerações entre os dois

tramos. Comprova-se, assim, a influência da continuidade da camada de balastro em tabuleiros independentes, já que se não existisse esta ligação não seria expectável registar acelerações no tramo descarregado.

Da observação do gráfico dos deslocamentos confirma-se, mais uma vez, a interação entre os dois tabuleiros separados, contudo, ao contrário do que se verificou para as acelerações, o desfasamento entre os deslocamentos registados num e noutro tramo é praticamente constante ao longo de todas as velocidades analisadas, sendo que o tramo carregado apresenta um valor bastante superior ao do tramo descarregado.

Esta constatação permite comprovar que o efeito de interação entre os dois tabuleiros devido à continuidade da camada de balastro é muito mais significativa para ações dinâmicas associadas à circulação do comboio, essencialmente para velocidades até aos 320 km/h, do que para as ações estáticas relacionadas com a carga a que a estrutura fica sujeita pela ação do comboio.

6.4. COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE CANELAS

Uma das formas de representação mais intuitivas das grandezas relacionadas com o comportamento das pontes perante ações dinâmicas resultantes da circulação dos comboios são os gráficos de superfície, nos quais é simples comparar as grandezas em análise para diversas coordenadas da ponte, para uma determinada velocidade. No presente caso, optou-se por representar gráficos de superfície relativos à envolvente de acelerações máximas e aos deslocamentos máximos negativos, para a velocidade ressonante com valor de acelerações e deslocamentos mais elevados, 435 km/h, no tramo do vão P5-E2 sujeito a carregamento.

Para a realização destas perspetivas foram retirados valores para pontos correspondentes aos alinhamentos dos apoios, meio, terço e quarto do vão, tanto do lado do tramo adjacente como do lado do encontro, para cinco das nove vigas longitudinais existentes em cada tabuleiro, traduzidas pelas coordenadas Z e X, respetivamente.

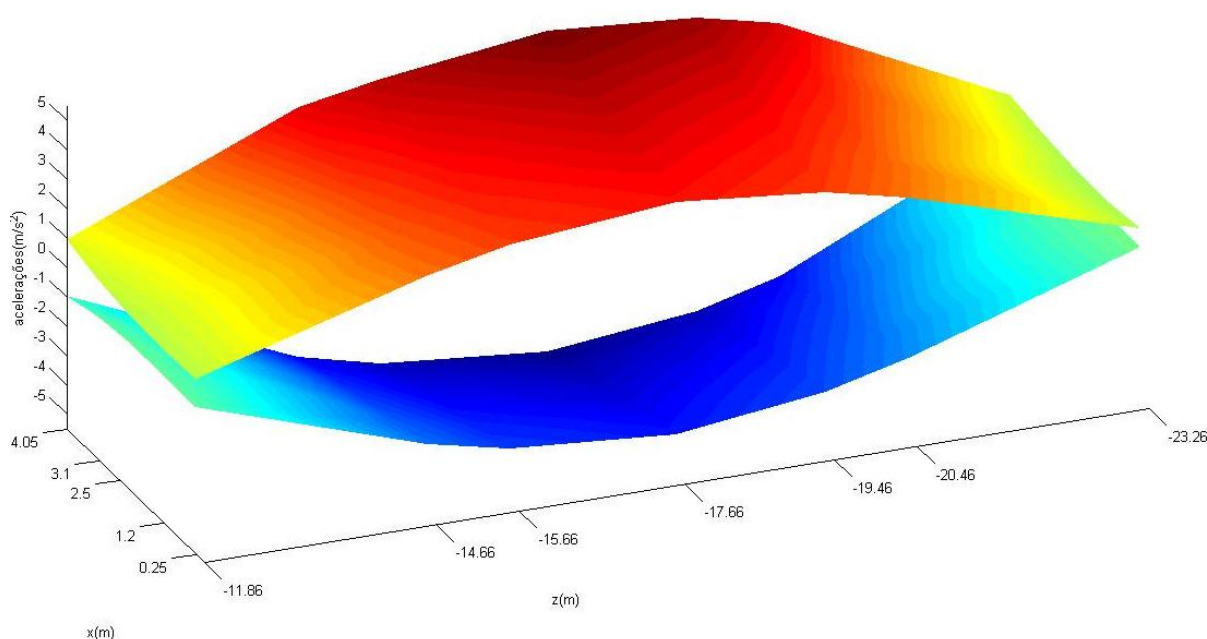


Figura 6.12 - Envolvente das acelerações máximas à velocidade de 435 km/h para o TGV, no tramo carregado

No gráfico observa-se que as acelerações atingem o seu valor máximo a meio vão, próximo dos 5 m/s², aumentando de forma gradual a partir dos encontros em direção ao centro, longitudinalmente. Também se nota que as acelerações máximas negativas e positivas apresentam valores praticamente iguais para as mesmas localizações, uma vez que as duas superfícies envolventes são praticamente simétricas.

Analisando o comportamento da ponte transversalmente encontra-se o pico máximo de acelerações na coordenada $x=4,05$ m, que representa a viga mais próxima da consola correspondente a este tramo, enquanto que no lado oposto, contíguo ao tramo descarregado, para o mesmo corte no eixo Z, as acelerações são ligeiramente inferiores. Este resultado está relacionado com o facto de cada tabuleiro independente da ponte não ser totalmente simétrico no eixo transversal, uma vez que de um dos lados o tabuleiro está ligado à consola e do outro, não existindo uma consola, encontra-se a camada de balastro interligada ao tabuleiro adjacente. Estas características de conceção da ponte conferem maior rigidez à zona do lado interior do tabuleiro em comparação com o lado da consola.

É possível analisar esta questão num panorama mais global através do gráfico da Figura 6.13, em que se verifica que a meio vão, as acelerações são praticamente coincidentes para todas as velocidades, exceção feita nas velocidades mais elevadas superiores a 360 km/h. Verifica-se, também, que para velocidades menores a zona com maiores valores de aceleração é a que para velocidades superiores apresenta menores acelerações relativamente às outras posições transversais.

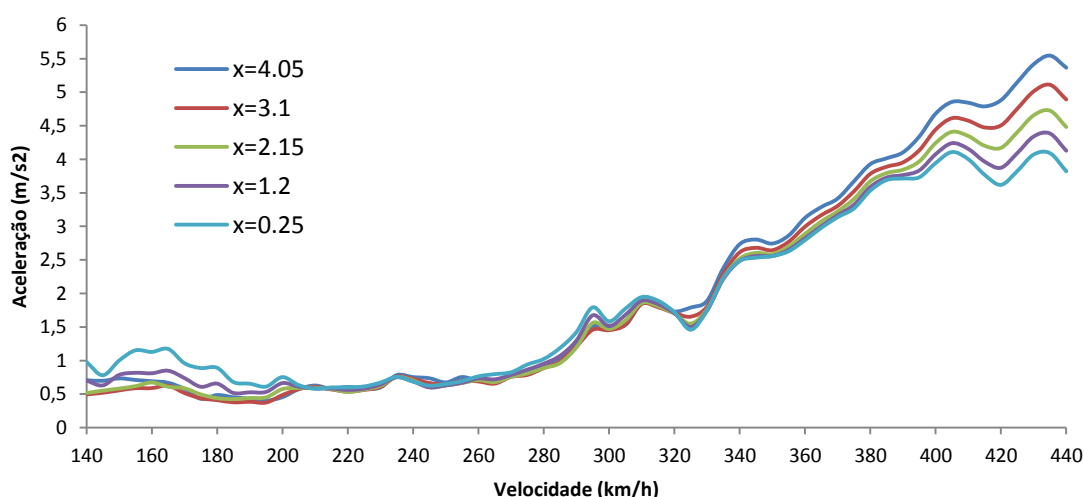


Figura 6.13 – Acelerações máximas a meio vão para as diferentes posições transversais do tramo carregado

No gráfico de superfície que retrata os deslocamentos máximos nas diversas posições da ponte, comprova-se o referido anteriormente sobre o comportamento da ponte ser similar ao comportamento de uma viga simplesmente apoiada. Os deslocamentos máximos situam-se a meio vão, sendo de aproximadamente 2,5 mm, e diminuem de forma gradual até aos apoios, nos quais tomam um valor praticamente nulo. Tal como para o registo das acelerações, verifica-se que os deslocamentos transversais são ligeiramente superiores no lado da consola, sem ser, no entanto, uma diferença significativa.

Através da Figura 6.15 verifica-se que, ao contrário dos registos das acelerações, os deslocamentos são praticamente coincidentes para todas as velocidades a nível de localização transversal a meio vão,

existindo umas diferenças insignificantes para velocidades muito elevadas. Este facto conciliado com as conclusões relativas ao registo de acelerações permitem afirmar que o facto da ponte não ser simétrica transversalmente têm mais influência nos aspetos dinâmicos da ponte, como as acelerações, do que nos aspetos mais estáticos relacionados com os deslocamentos associados à circulação do TGV. Comprova-se, então, que para algumas vibrações a ligação transversal entre tabuleiros é mobilizada e reequilibra as acelerações, ao contrário do que acontece para as componentes estáticas.

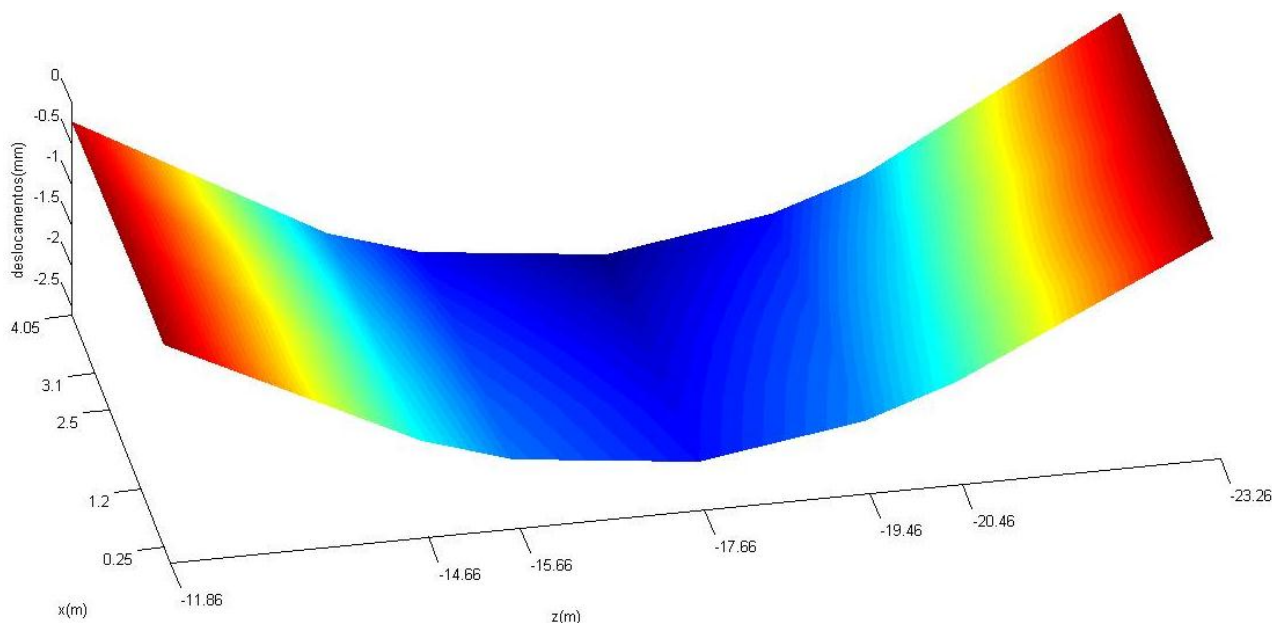


Figura 6.14 - Deslocamentos máximos no tramo carregado para o TGV à velocidade de 435 km/h

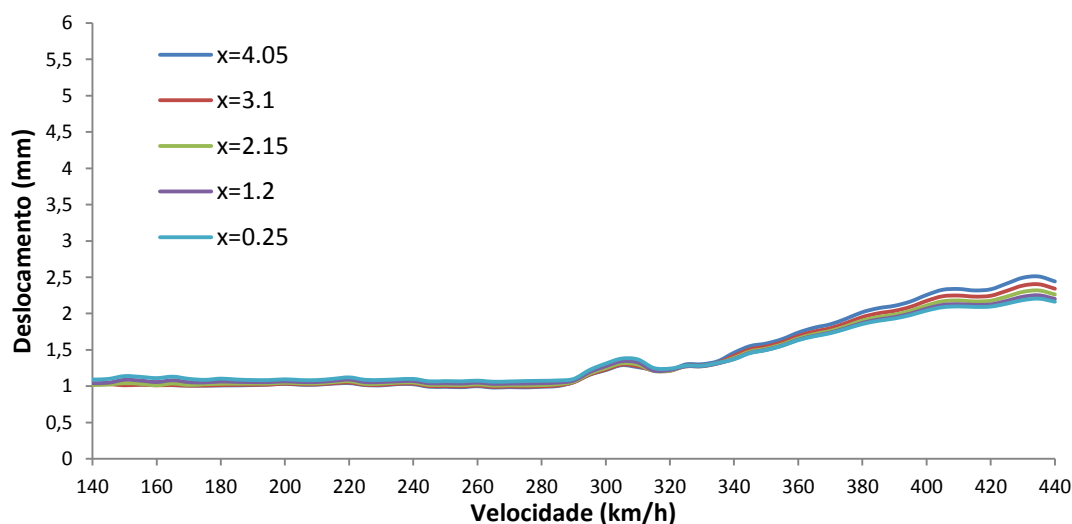


Figura 6.15 - Deslocamentos máximos a meio vão para diferentes posições transversais do tramo carregado para o TGV à velocidade de 435 km/h

6.5. COMPORTAMENTO DINÂMICO DO TGV

Recorrendo ao modelo com interação para realizar as análises dinâmicas, é possível obter informações sobre o comportamento dinâmico do comboio que, com o modelo com móveis, eram apenas estimadas através de diversas correlações. Neste ponto, são sistematizadas diversas informações acerca da ponte e, essencialmente do comboio, de forma a melhorar a compreensão do seu comportamento dinâmico, em comparação com as manifestações da estrutura de suporte.

Tal como descrito no capítulo 5, o veículo modelado é composto por um conjunto de dois comboios individuais similares, que por sua vez são constituídos por duas locomotivas nas extremidades, por uma carruagem de transição em cada um dos lados e por seis carruagens articuladas centrais. No âmbito deste estudo optou-se não analisar o comportamento das locomotivas, uma vez que o objetivo mais importante é a análise do conforto dos passageiros para diversos cenários.

De entre as restantes composições, considerou-se importante a análise das carruagens de transição, tanto as de extremidade, como as centrais, uma vez que são compostas por um bogie completo individual e por um grupo de eixos articulado e partilhado com a carruagem adjacente, características que podem ter influência no seu comportamento. No que se refere às carruagens articuladas, devido ao grande volume de informação, selecionaram-se as duas carruagens centrais de cada um dos comboios para retratarem o comportamento deste tipo de estrutura.

De forma a facilitar a análise dos resultados que são apresentados no desenvolvimento desta secção, faz-se em seguida uma sistematização dos dados relativos ao comboio. Na Figura 6.16 encontra-se um esquema das carruagens de um dos comboios individuais, uma vez que o outro comboio acoplado é similar. São, ainda, destacadas as composições a analisar, sendo que as carruagens R4 e R5 correspondem às centrais e articuladas e as R1 às carruagens de transição. Estas distinguem-se entre a inicial (parte da frente do comboio) e a final (parte de trás) de acordo com o sentido de deslocamento assinalado na figura. Pelo mesmo raciocínio, define-se que o que será denominado por 1º comboio será o primeiro dos veículos a circular na estrutura.

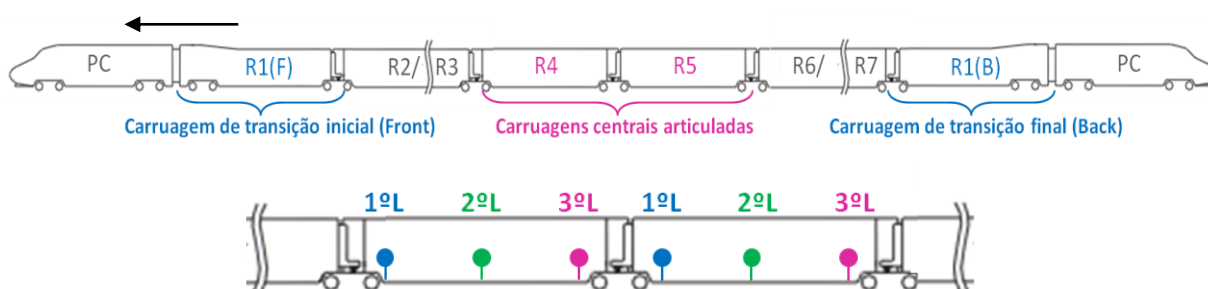


Figura 6.16 – Esquema das carruagens do TGV

Dado que no modelo utilizado nas análises foi introduzido um conjunto de massa, mola e amortecedor para simular o comportamento do passageiro-assento, em três posições longitudinais nas carruagens analisadas, optou-se por atribuir a denominação de 1ºL ao conjunto colocado na parte inicial da caixa, 2º L ao presente na parte central da mesma e 3ºL ao conjunto introduzido na parte final da caixa, de acordo com o sentido de circulação do comboio. Para estes conjuntos foram analisados dois pontos, um que corresponde à massa do passageiro/assento, designado por passageiro, e outro que tem a mesma posição longitudinal e transversal, mas que diz respeito à caixa na base do assento, designado por caixa.

Um dos aspetos com mais interesse na análise do comportamento dinâmico do comboio é verificar em que ponto da caixa do interior do veículo e para que velocidade a aceleração vertical máxima absoluta apresenta o seu valor mais elevado. Para isso foram comparados os valores extraídos das análises relativamente aos passageiros e à caixa de todas as carruagens estudadas. Constatou-se que os valores mais elevados eram atingidos em ambos os casos para a velocidade de 290 km/h, no 3ºL da carruagem R5 do 1º comboio. Verificou-se que a ordem de grandeza dos resultados era diferente, sendo que para o passageiro registou-se cerca de $0,25 \text{ m/s}^2$ de aceleração máxima absoluta, enquanto que na caixa atingiu apenas $0,16 \text{ m/s}^2$.

Na Figura 6.17 representam-se os registos de acelerações máximas absolutas em função da velocidade de circulação do comboio para os dois pontos que atingem globalmente a aceleração máxima. Observa-se que nas duas situações a aceleração é crescente até ao seu valor máximo e partir dessa velocidade vai diminuindo, existindo ligeiras oscilações com tendência geral de decréscimo.

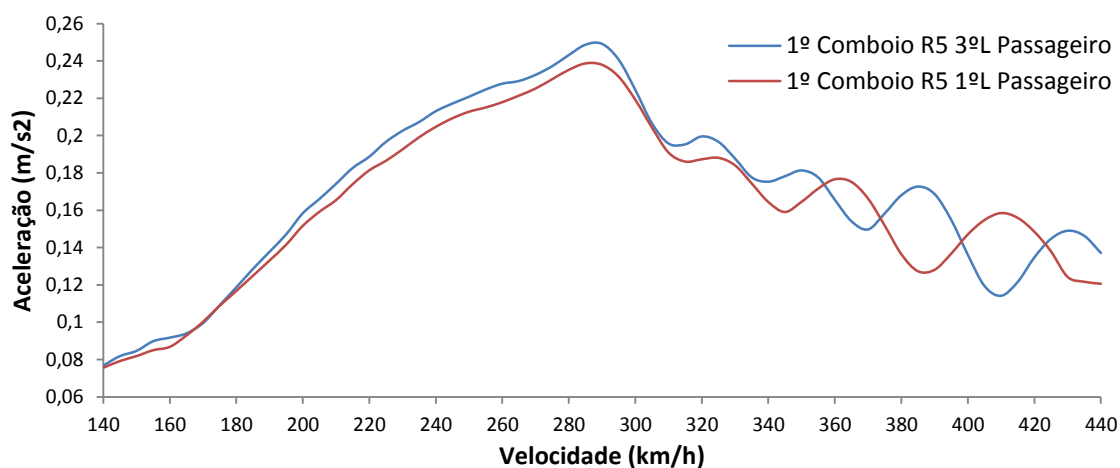


Figura 6.17 – Comparação da aceleração máxima em dois lugares da mesma carruagem

Da observação da Figura 6.18 constata-se que embora a aceleração máxima global fosse registada no 1º comboio, no que diz respeito aos passageiros, para velocidades superiores, os picos registados encontram-se no 3ºL da carruagem R5, mas no 2º comboio. Isto significa que o facto do comboio ser duplo tem mais influência em velocidades mais elevadas.

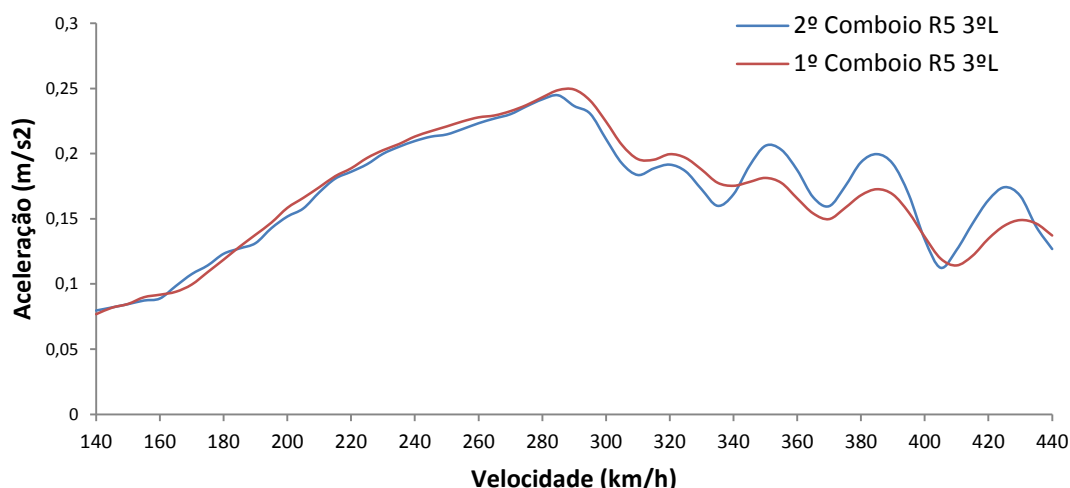


Figura 6.18 - Comparação da aceleração máxima no 1º e 2º comboio

Para além deste aspeto, verificou-se que os picos de acelerações registados para velocidades superiores alternam entre o 1ºL e o 3ºL, tanto na carruagem do primeiro comboio, como na do segundo e que o ponto central, correspondente ao 2ºL é o que, em toda a gama de velocidades, está sujeito a acelerações inferiores. Contudo, este comportamento não é similar em todas as carruagens tanto do primeiro como do segundo comboio.

Na figura seguinte podem-se observar as conjugações de comportamentos das 3 posições medidas em cada carruagem, para todas as composições analisadas, relativamente ao passageiro. No que toca à primeira carruagem a circular analisada, a R1(F) do primeiro comboio, nota-se que é a que apresenta um gráfico menos perturbado em termos de variações bruscas de aceleração ao longo das diversas velocidades, para além de que os valores vão em crescendo ao longo da carruagem, sendo bastante mais elevados no 3º lugar em comparação com os dois restantes. Contudo, para velocidades mais elevadas, verifica-se que a tendência é de equilíbrio entre as acelerações do 1ºL e do 3ºL.

As carruagens R4 e R5 do primeiro comboio apresentam um comportamento muito semelhante, uma vez que estão inseridas num conjunto de carruagens iguais e regulares, que permitem estabilizar o comportamento do seu conjunto. Realça-se que apesar do valor de acelerações mais elevado ser sempre do 3ºL, em ambas as carruagens há uma aproximação de todos os registos para velocidades mais elevadas, induzindo que para estes intervalos de velocidades o comportamento da carruagem como um todo é mais uniforme.

Quanto à composição R1(B) observa-se que o seu comportamento é totalmente inverso aos das restantes carruagens, tanto no primeiro como no segundo comboio, já que o último lugar é o que regista acelerações mais baixas em comparação com os restantes. Este facto demonstra que os dois primeiros lugares ainda sofrem bastante influência do comportamento do conjunto das seis carruagens semelhantes, bem como da parte articulada desta carruagem, enquanto que o último lugar apresenta acelerações muito inferiores devido à menor influência dos efeitos transferidos pelas outras carruagens.

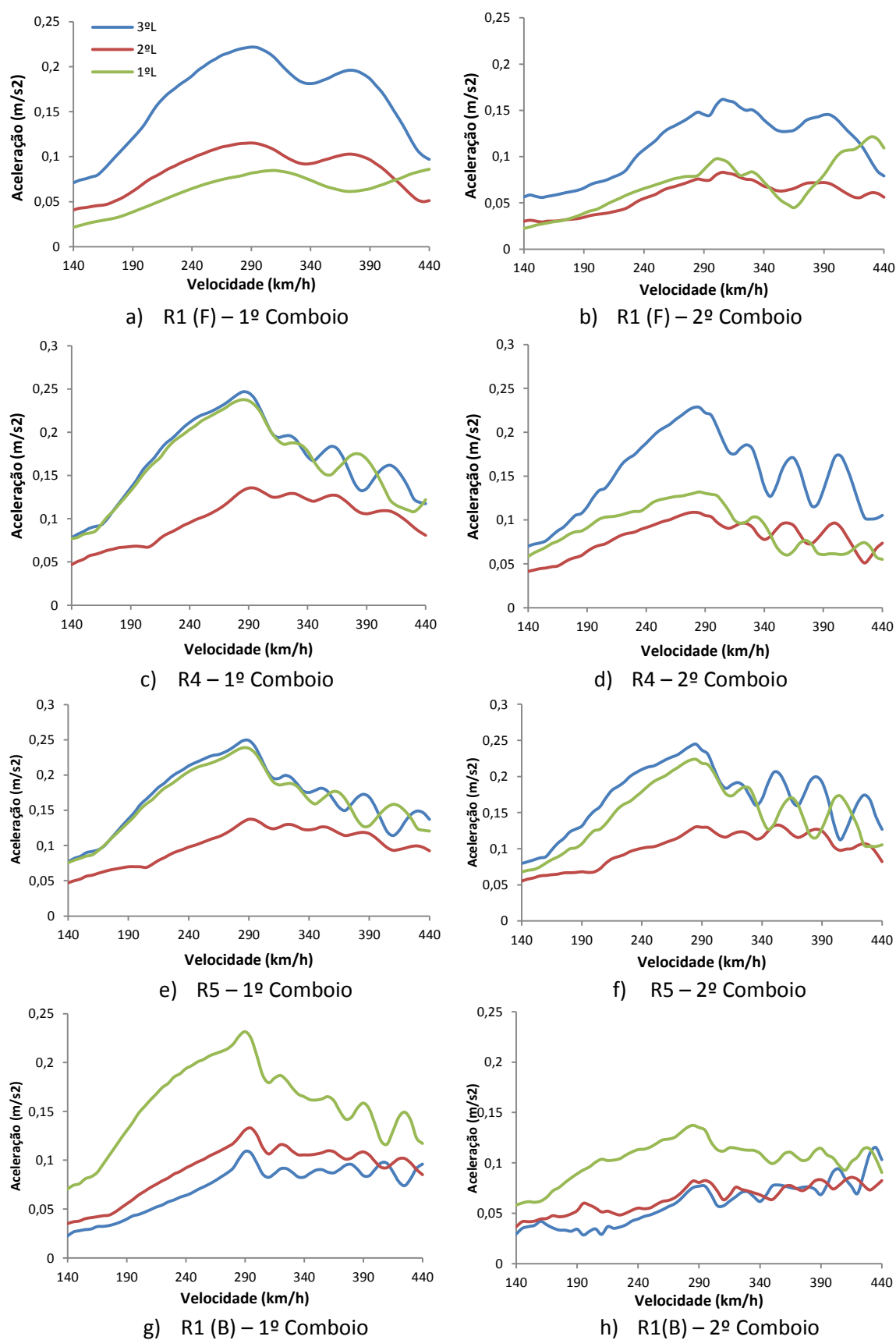


Figura 6.19 - Acelerações máximas absolutas em função da velocidade para todos os lugares de passageiro

Confrontando as carruagens em posição semelhante, constata-se que as principais diferenças estão nas primeiras de cada comboio, uma vez que a R1(F) do 2º comboio é afetada pela vibração da ponte induzida anteriormente pela passagem do 1º comboio. Para velocidades mais elevadas este facto tem ainda maior relevância, uma vez que o 1ºL é o que sofre gradualmente mais impacto no valor das acelerações.

Neste ponto limitou-se a análise ao comportamento dinâmico dos passageiros, já que os registos das acelerações sentidas na caixa nas mesmas posições são bastante similares, embora tenham ordens de grandeza inferiores. Esta informação consta no ANEXO 2, onde se pode verificar a correspondência de comportamento das duas posições.

6.5.1. VERIFICAÇÃO DO CONFORTO DOS PASSAGEIROS

No que se refere a verificações regulamentares e de acordo com a norma EN1990-Annex2, há que averiguar o nível de conforto a que os passageiros estão sujeitos aquando da circulação do veículo na estrutura. Tal como referido em 3.1.3.1, no caso da análise não incluir a modelação do veículo e a interação deste com a ponte deve comparar-se a relação L/δ , em que L é o vão e δ é o valor máximo do deslocamento vertical do tabuleiro sujeito ao modelo LM71, majorado pelo respectivo fator dinâmico ϕ_2 , com os limites impostos no regulamento. Uma vez que o vão é igual a 12m e o valor de $\phi_2 \times \delta_{LM71}$ é de 3,13, a relação L/δ é igual a 3,834.

Observando o gráfico da Figura 3.10, constata-se que esta relação é sempre superior ao limite do nível de conforto designado de “muito bom” para toda a gama de velocidades abrangida pelo regulamento, que atinge os 350 km/h.

De facto, chega-se a uma conclusão semelhante quando se observam os resultados provenientes das análises com interação, uma vez que todas as acelerações sentidas no interior das carruagens, inclusivamente nos passageiros que foram modelados, nunca ultrapassam os $0,27 \text{ m/s}^2$, sendo que o valor máximo de aceleração vertical regulamentar correspondente ao nível “muito bom” é de 1 m/s^2 .

Depois do estudo do comportamento dinâmico global do TGV-Duplo em termos de acelerações verticais máximas absolutas para as diversas velocidades analisadas, é interessante olhar de forma mais pormenorizada para a sua resposta dinâmica ao longo do tempo de circulação do veículo.

Na Figura 6.20 faz-se uma comparação entre o registo de acelerações máximas registadas na ponte e no comboio em função da velocidade deste para seleccionar as velocidades mais suscetíveis de serem analisadas. Dado que as ordens de grandeza das acelerações do comboio são aproximadamente uma ordem de grandeza inferiores às registadas na ponte, não era possível observar de forma evidente os dois registos sobrepostos. Para facilitar a análise, os registos da ponte encontram-se numa escala distinta, tal como se constata de seguida.

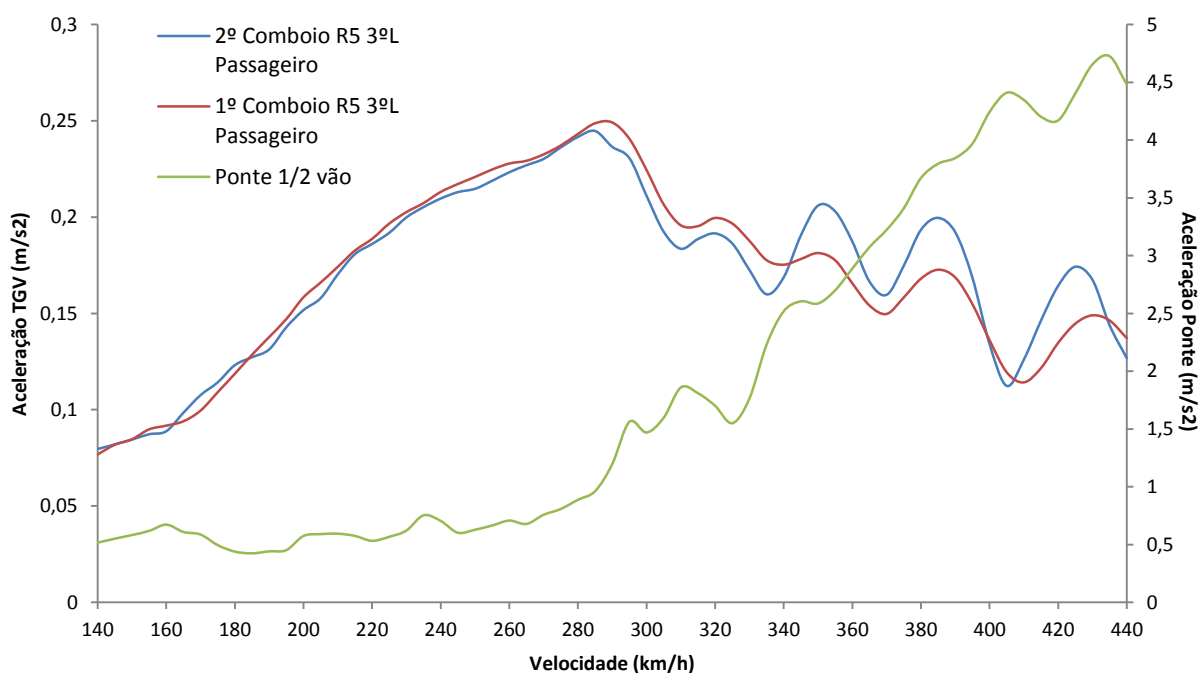


Figura 6.20 – Acelerações máximas registadas na ponte e no TGV em função da velocidade

Observando o gráfico, conclui-se que as velocidades mais relevantes são as que correspondem aos picos de acelerações do comboio e da ponte. Optou-se, então, por proceder ao estudo de diversos parâmetros para as velocidades de 290 e 435 km/h, bem como para as velocidades de 200 e 310 km/h..

Verifica-se, também, que o aumento da velocidade é muito mais gravoso para o comportamento da ponte, enquanto que para o caso dos passageiros tende a ser mais favorável a partir de determinada velocidade. Este aspeto pode ser devido ao facto de para velocidades de circulação mais elevadas as vibrações da ponte não serem transmitidas de forma tão significativa para o comboio.

Para cada uma das velocidades mencionadas são avaliados os registos temporais das acelerações durante a circulação do veículo na estrutura para os lugares do comboio onde foram observados valores máximos de aceleração vertical em função da velocidade.

Assim, no caso das carruagens de transição frontais de ambos os comboios, R1(F), escolheram-se os 3ªL de cada carruagem, bem como para todas as carruagens articuladas analisadas, as R4 e R5. Já para as carruagens de transição da parte traseira de cada comboio, optou-se por analisar o 1ªL de cada uma das composições, visto serem as únicas em que para a grande maioria das velocidades o 1ªL supera largamente as acelerações dos restantes.

Da observação da Figura 6.21 pode concluir-se que para todas as velocidades a carruagem de transição frontal do 2º comboio é a que regista acelerações inferiores, sendo que para os 310 km/h esta diferença é menos acentuada do que nas restantes velocidades. Consta-se que os registos têm uma forma muito semelhante independente da velocidade, apenas com escalas distintas e que, excetuando a velocidade de 310 km/h em que a carruagem de transição inicial do primeiro comboio regista o pico de aceleração máxima, esta grandeza é obtida sistematicamente para a última carruagem de transição do 1º comboio.

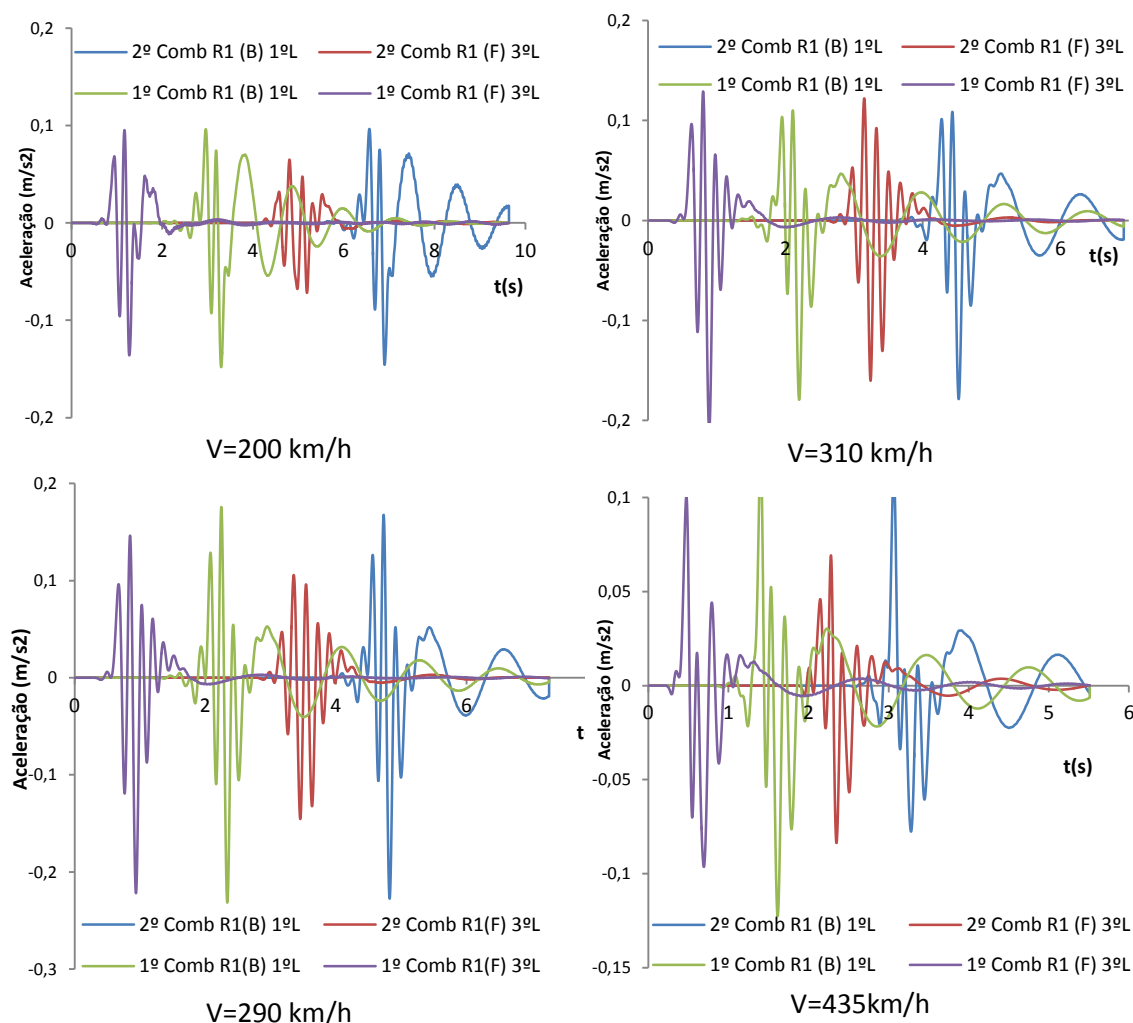


Figura 6.21 - Registos temporais das acelerações para diversas velocidades nas carruagens de transição

Para averiguar o comportamento das carruagens de transição, avaliaram-se os registos temporais do 3ºL em todas as carruagens indicados na Figura 6.22, uma vez que é o lugar que sistematicamente apresenta uma aceleração superior. Em oposição ao que foi referido para as carruagens de transição, em que as acelerações obtidas apresentavam valores dispares, essencialmente em relação à última do primeiro comboio, observa-se que, neste caso, os registos são praticamente idênticos em ambas as carruagens e nos dois comboios, facto que pode ser explicado por estas estarem inseridas numa sequência de carruagens iguais que induzem efeitos semelhantes na estrutura.

Contudo, para a velocidade de 435 km/h tal não se verifica. Nesta situação, para ambos os comboios, nota-se que a carruagem mais afetada em termos de acelerações máximas é a R5, podendo concluir-se que para velocidades mais elevadas, mesma para as carruagens articuladas centrais, a posição relativa entre estas começa a ter alguma relevância.

Tal como para as carruagens de transição e tal como se tinha verificado anteriormente no registo das acelerações em função da velocidade de circulação o pico máximo desta grandeza é registado aos 290 km/h.

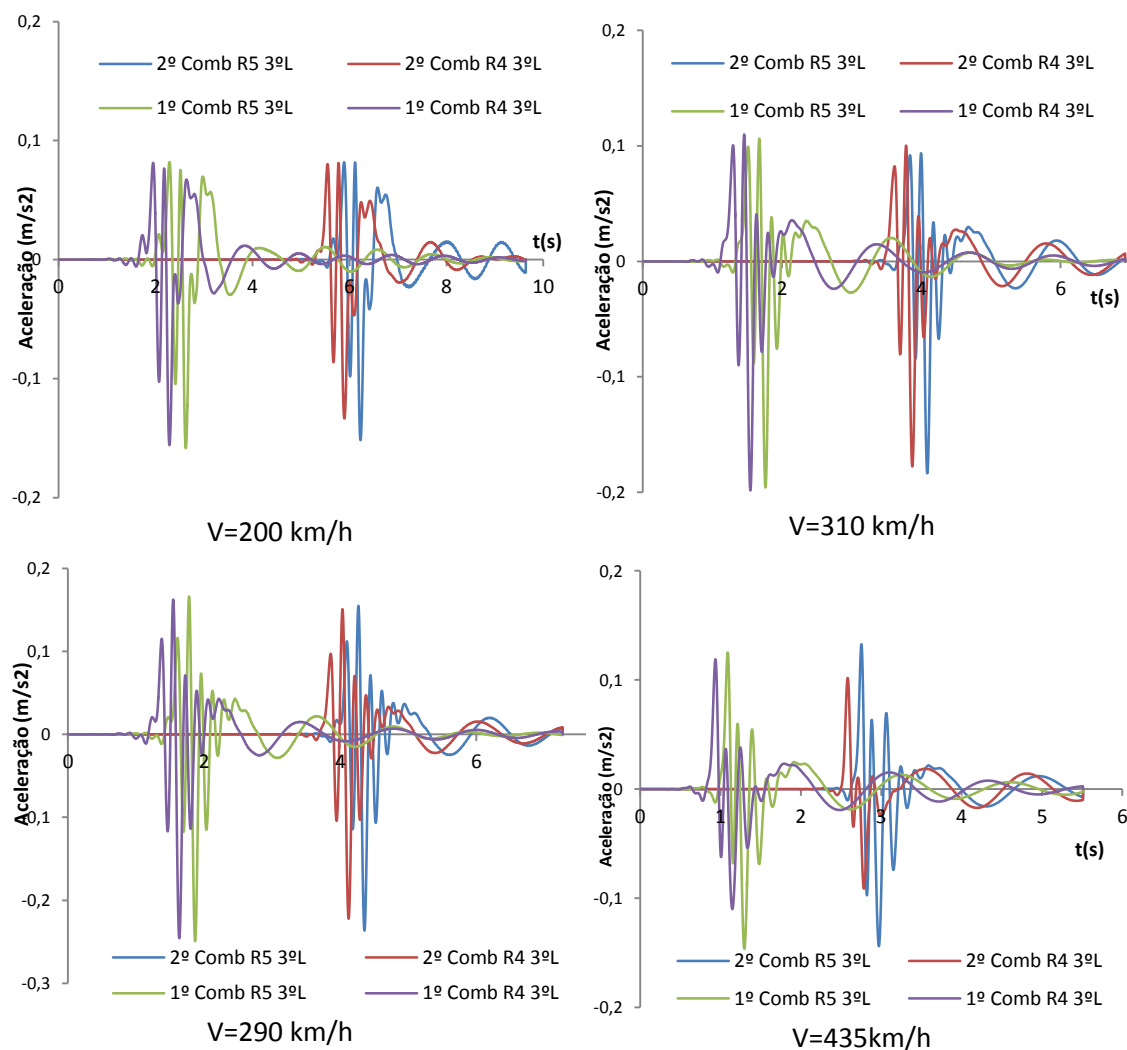


Figura 6.22 – Registos temporais das acelerações para diversas velocidades nas carruagens articuladas

Comparando agora o registo temporal das acelerações numa das carruagens articuladas, neste caso a R5, e uma das carruagens de transição, a frontal, em ambos os comboios e para o 3º lugar de cada carruagem, pode constatar-se que a forma dos registos não sofre alterações com o tipo de carruagem nem com a posição deste dentro de um comboio ou no confronto dos dois comboios. Mais uma vez se conclui que a carruagem articulada R5 do primeiro comboio é a que tem picos de acelerações absolutas mais elevadas, embora sempre muito próximos da carruagem semelhante do 2º comboio, exceto na velocidade de 310 km/h, em que a primeira carruagem de transição do primeiro comboio apresenta valores mais elevados.

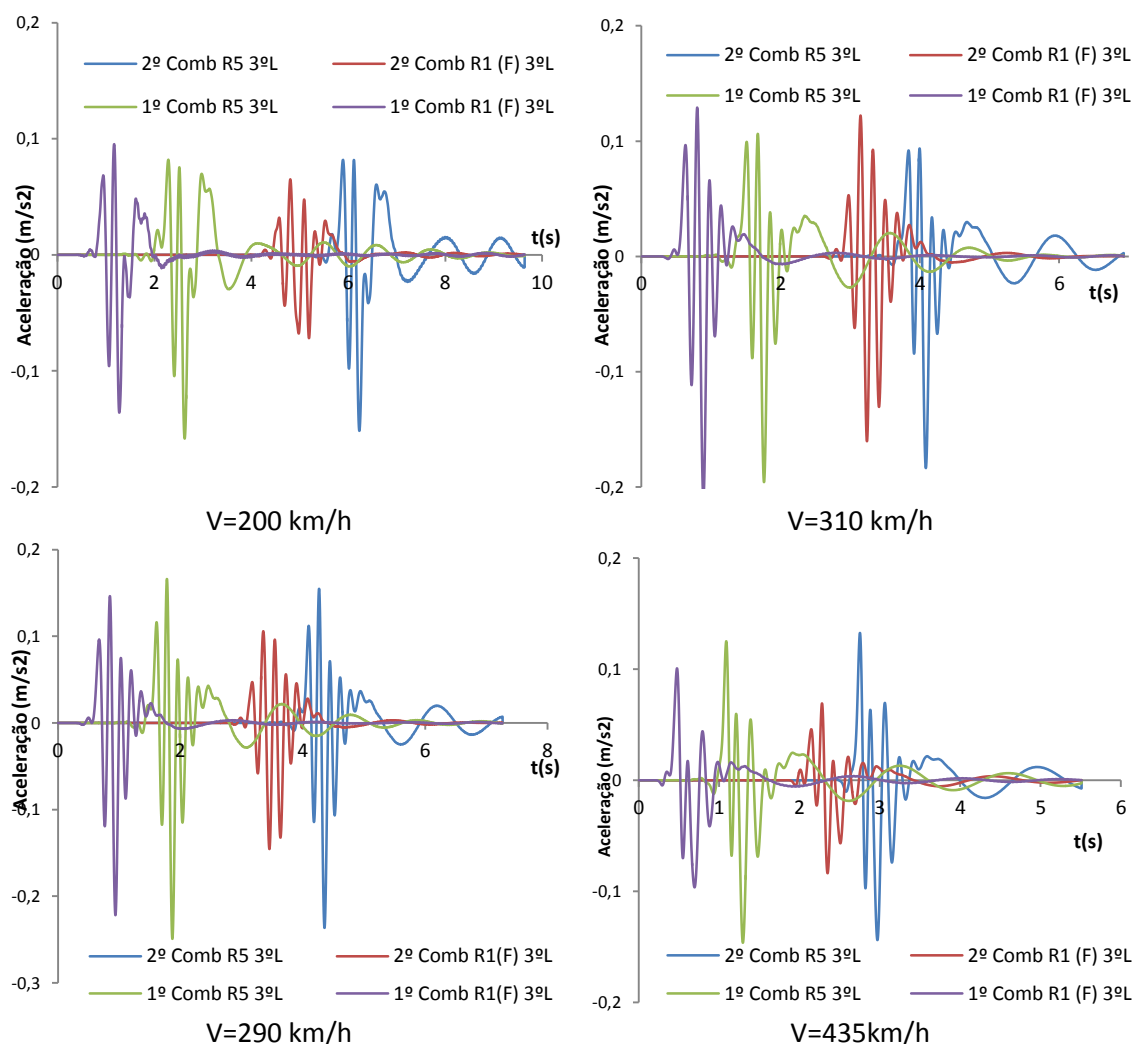


Figura 6.23 - Registo das acelerações em função do tempo para diversas velocidades nas carruagens articuladas, R4, e carruagens de transição frontais, R1(F)

Na Figura 6.24-a) apresentam-se os registos temporais das acelerações, na secção a meio vão do tabuleiro carregado do tramo P5-E2 para a passagem do TGV-Duplo às velocidades de 290 e 435 km/h, que correspondem às velocidades em que se registam as acelerações máximas nos passageiros e no tabuleiro da ponte, respetivamente. As assinaturas do comboio em função da velocidade são apresentados na Figura 6.24-b), enquanto que os gráficos representados em d) dizem respeito ao auto espectro da ponte em correspondência com os registos temporais em função da velocidade de circulação.

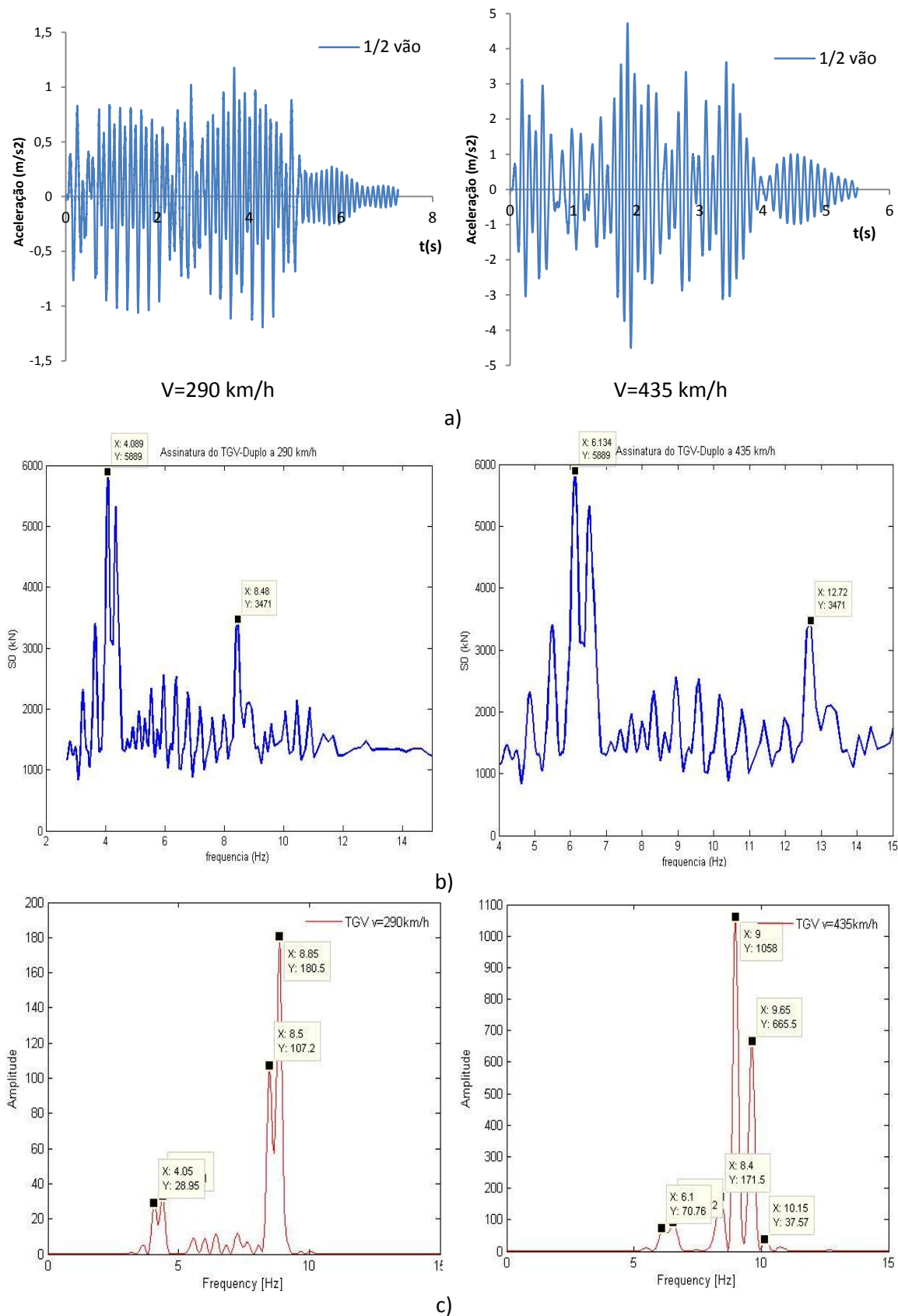


Figura 6.24 - Resposta dinâmica das acelerações a meio vão do tabuleiro para as velocidades de 290 e 435 km/h: a) Registos temporais; b) Assinatura dinâmica TGV; c) Auto-espectro

Da análise da figura é possível constatar que a resposta dinâmica da estrutura é bastante diferente consoante a velocidade de circulação do veículo, em particular nos conteúdos em frequência. Relativamente aos registos das acelerações verifica-se que estas apresentam valores muito superiores para a velocidade mais elevada. Observa-se, também, que a forma do registo a 290 km/h tem uma forma em que se distingue de forma clara a passagem do primeiro e do segundo comboio, enquanto que para os 435km/h esta forma é menos nítida.

Para a velocidade de 435 km/h a resposta em frequência é claramente dominada pelas frequências naturais da estrutura, já que não se observa uma correspondência entre os picos do gráfico da assinatura do comboio e os picos identificados para as respostas obtidas no cálculo numérico.

Atente-se nos gráficos da assinatura e do auto-espectro para a velocidade de 290 km/h, onde se observa que as frequências de 4,05 e 8,5 Hz apresentam picos em ambos. A primeira frequência é a que apresenta maior agressividade na assinatura do comboio para esta velocidade, sendo no entanto uma das menos relevantes na resposta da estrutura, concluindo-se, mais uma vez, que as frequências da ação não são as preponderantes na resposta desta. No entanto, quando as frequências de ação são próximas de um dos modos mais importantes da estrutura, como no caso dos 8,85 Hz, valor bastante próximo do 1º modo de vibração da ponte, a resposta desta vem amplificada, como se nota no auto-espectro.

Um facto interessante consiste na ligeira diferença de valores das frequências naturais da estrutura verificados no auto-espectro, que pode estar relacionado com o efeito de acoplamento da massa dos veículos com a massa da própria estrutura, o que origina uma redução das frequências de vibração da ponte.

A Figura 6.25 pretende demonstrar a comparação entre os registos temporais obtidos pelo método de análise com interação e pelo método das cargas móveis para uma velocidade de 435 km/h, no tramo carregado a meio vão. Verifica-se que os registos têm padrões idênticos, variando apenas o valor das acelerações máximas em cada instante de tempo, sendo na grande generalidade inferiores quando se realizam as análises com interação, facto que corrobora as teorias relacionadas com o assunto. As discrepâncias que se observam entre os dois registos são superiores para os picos com valor mais elevado, sendo mais esbatidas à medida que o valor de aceleração a que a ponte está sujeita diminui.

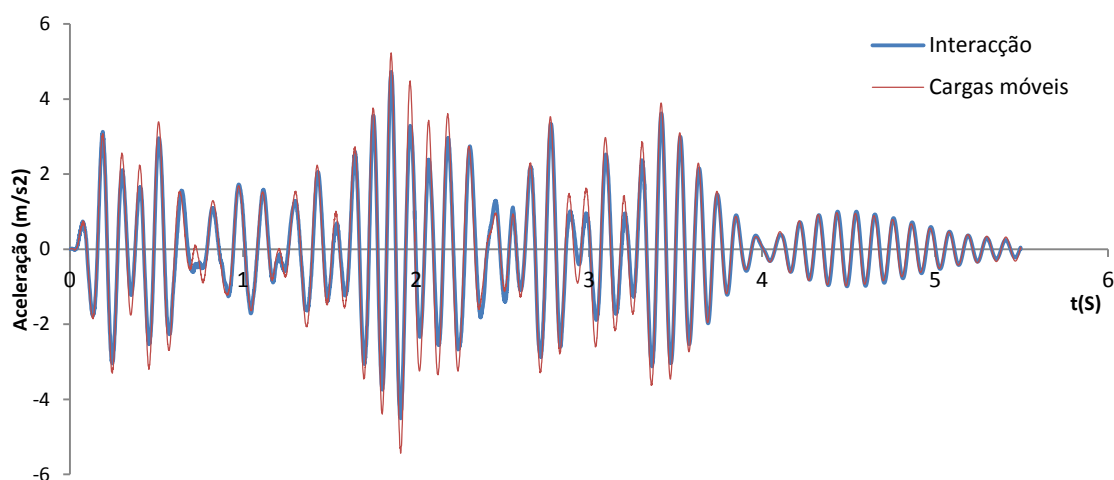


Figura 6.25 - Registo das acelerações em função do tempo a meio vão do tabuleiro para a velocidade de 435km/h, no caso da análise com cargas móveis e com interação

6.5.2. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS IRREGULARIDADES DA VIA

Um dos parâmetros incluídos na análise dinâmica com a interação entre o veículo e a estrutura são as irregularidades da via reais e medidas experimentalmente. De forma a averiguar até que ponto é que a inclusão deste parâmetro afecta os resultados numéricos obtidos, realizou-se uma comparação entre os registos resultantes de uma análise com interação incluindo as irregularidades da via e uma outra análise que apresenta as mesmas características e definições, excetuando essas irregularidades.

O gráfico da Figura 6.26 representa as irregularidades da via medidas experimentalmente correspondentes ao caminho de cargas que se analisou. Na figura é identificada a zona de aterro, o tramo P5-E2 em estudo e o tramo adjacente P5-P4, bem como o sentido de circulação de comboio.

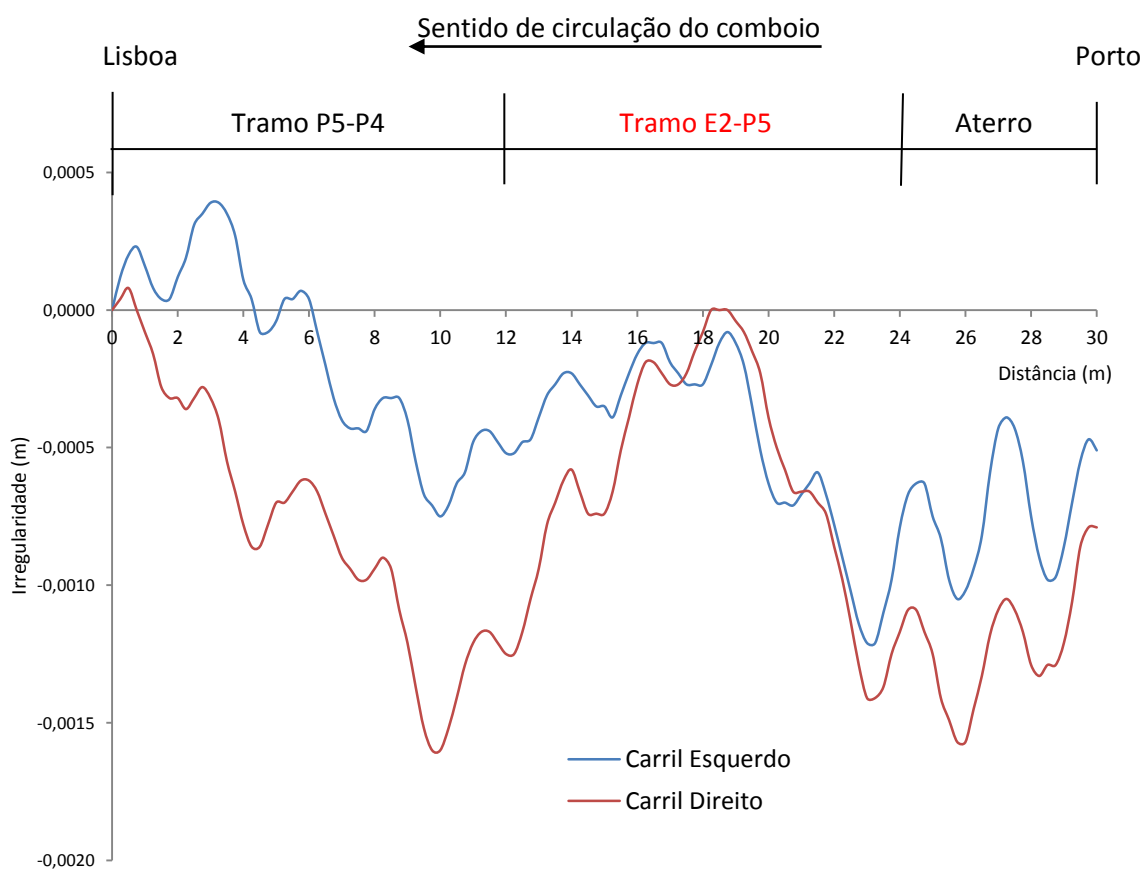


Figura 6.26 – Irregularidades da via

A Figura 6.27 compara os registos das acelerações máximas absolutas a meio vão do tramo carregado com cargas móveis e com interação sem irregularidades, em função da velocidade, enquanto que a Figura 6.28 compara os registos com interação para os cenários de análise com e sem inclusão das irregularidades da via.

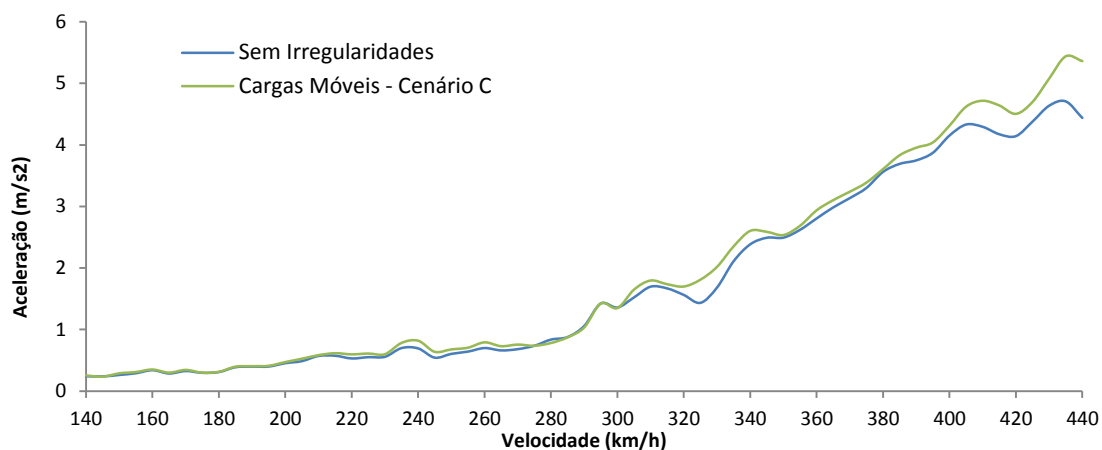


Figura 6.27 - Acelerações máximas absolutas com cargas móveis e com interação sem irregularidades em função da velocidade a meio vão do tramo carregado

Da observação da figura anterior pode concluir-se que, as análises com interação relativamente às análises com cargas móveis apresentam valores de aceleração distintos em velocidades ressonantes, especialmente nas mais elevadas, sendo praticamente coincidentes nas restantes velocidades. De facto, ao contrário do que se verificou na comparação das análises com cargas móveis e com interação incluindo irregularidades, as acelerações têm o mesmo valor em velocidades mais baixas, que comprova a influência deste parâmetro, essencialmente para uma gama de velocidades mais reduzidas.

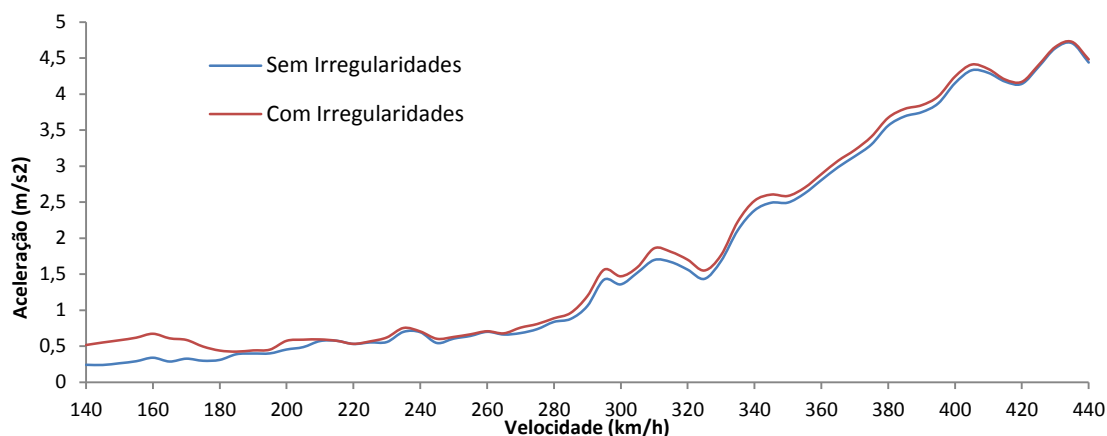


Figura 6.28 - Acelerações máximas absolutas com interação com ou sem irregularidades em função da velocidade a meio vão do tramo carregado

Confrontando as acelerações obtidas através das análises com interação, para os cenários com e sem inclusão das irregularidades da via, comprova-se mais uma vez que as irregularidades têm mais influência para velocidades mais baixas, ou em velocidades de ressonância, sendo praticamente imperceptíveis nas restantes, já que nestes casos os dois cenários de interação são coincidentes. Esta conclusão tem um cariz relevante, uma vez que pressupostos teóricos relativos a este assunto não consideram a influência que este parâmetro pode ter nos resultados.

A Figura 6.29 representa os registos temporais das acelerações a meio vão do tramo carregado para a análise dinâmica com interação com e sem inclusão das irregularidades, para várias velocidades. Verifica-se que as formas dos registos são coincidentes nos dois cenários de análise com interação, com exceção para as grandezas das acelerações no caso da velocidade de 310 e 345 km/h. É possível, também, observar a evolução da forma dos registos ao longo de várias velocidades, nos quais os picos de acelerações máximas se vão acentuando cada vez mais ao longo da velocidade em ambos os comboios.

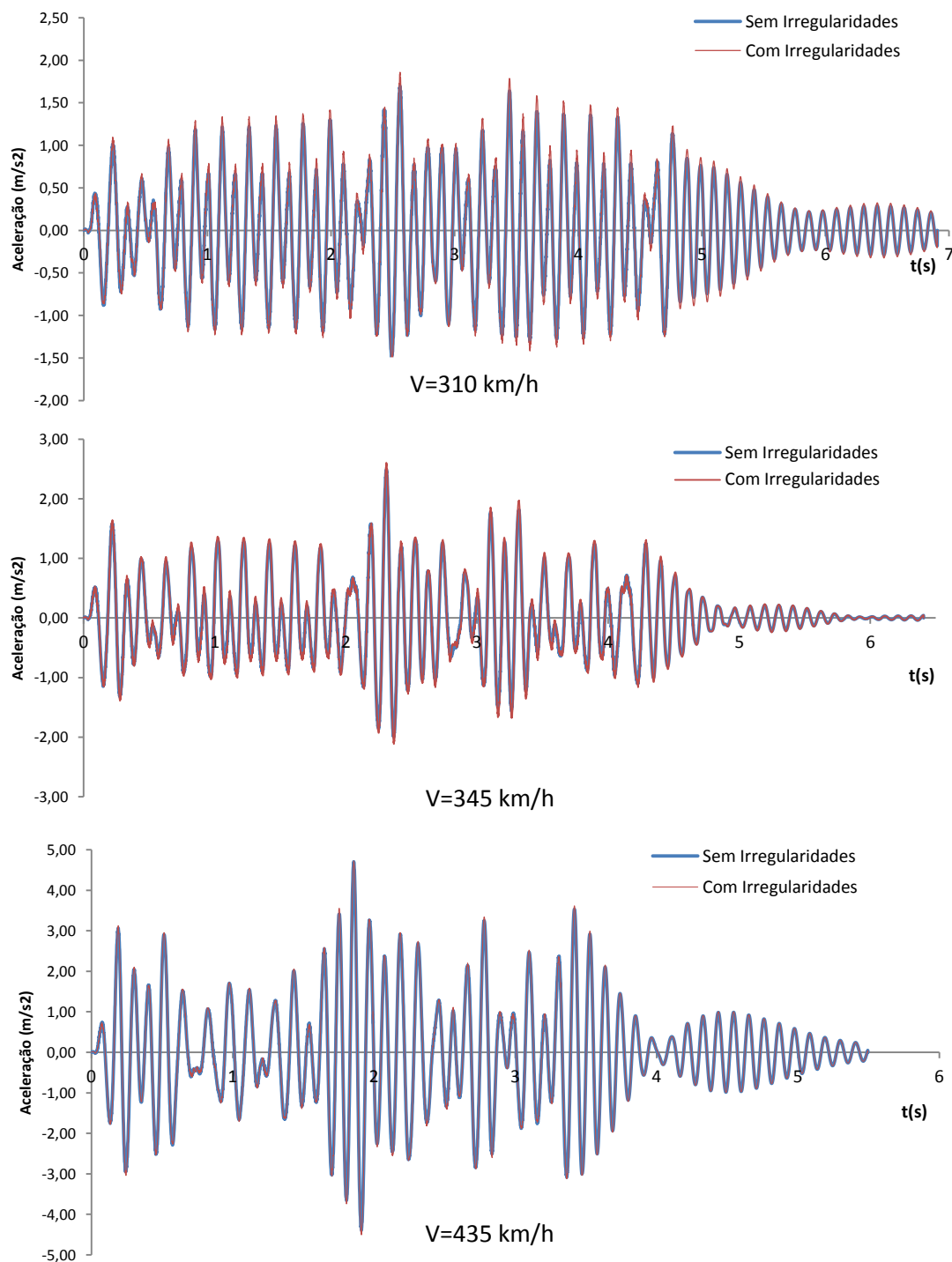
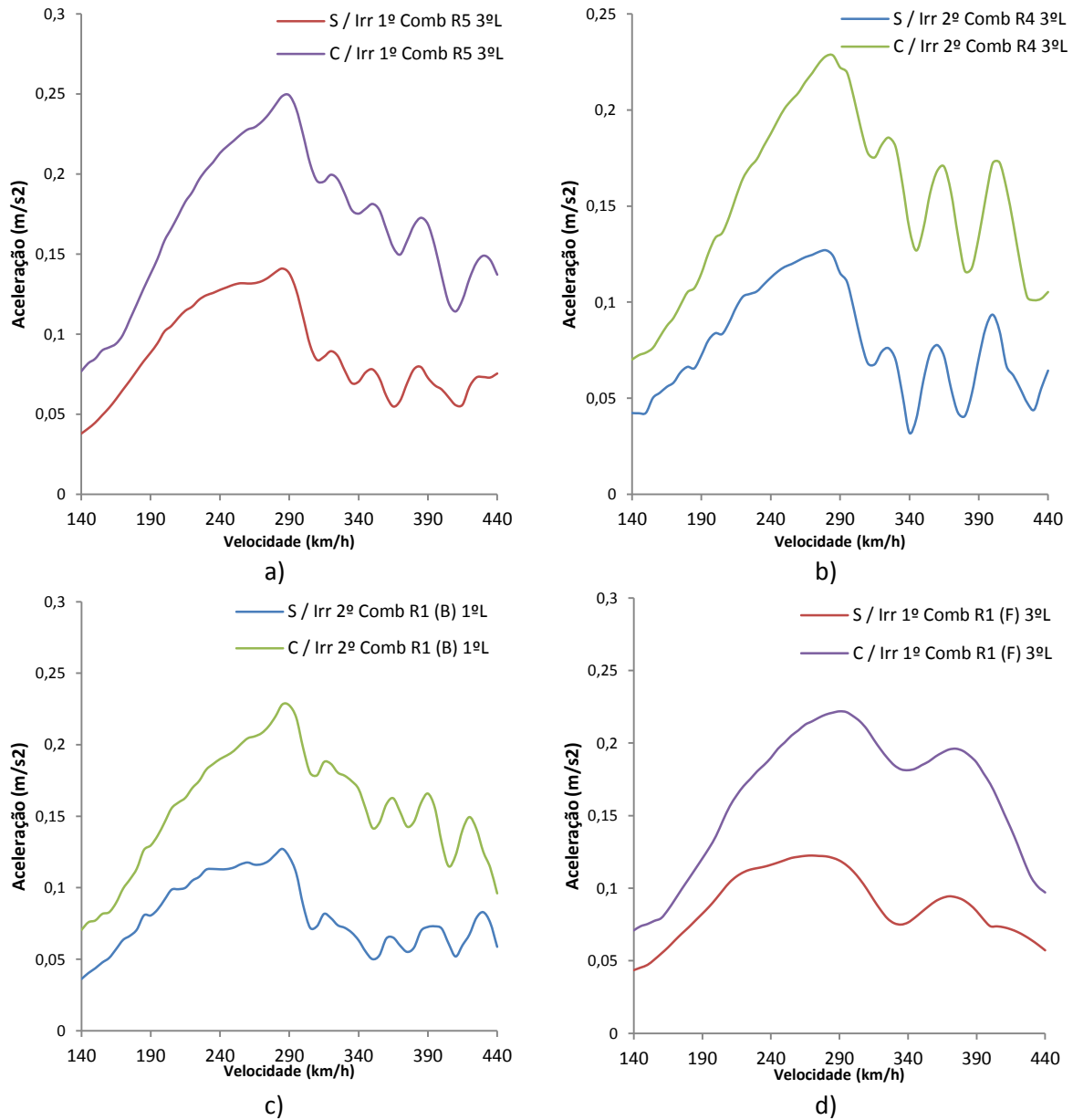


Figura 6.29 - Registos temporais das acelerações com interação com ou sem irregularidades a meio vão

Porém, as irregularidades da via podem ter influência nos registos de acelerações dos comboios, com especial interesse no caso dos passageiros. Para avaliar as possíveis alterações causadas pela exclusão das irregularidades realizaram-se os gráficos da Figura 6.30 para algumas das posições dos passageiros nas carruagens estudadas, comparando os registos com ambos os cenários, em função da velocidade.



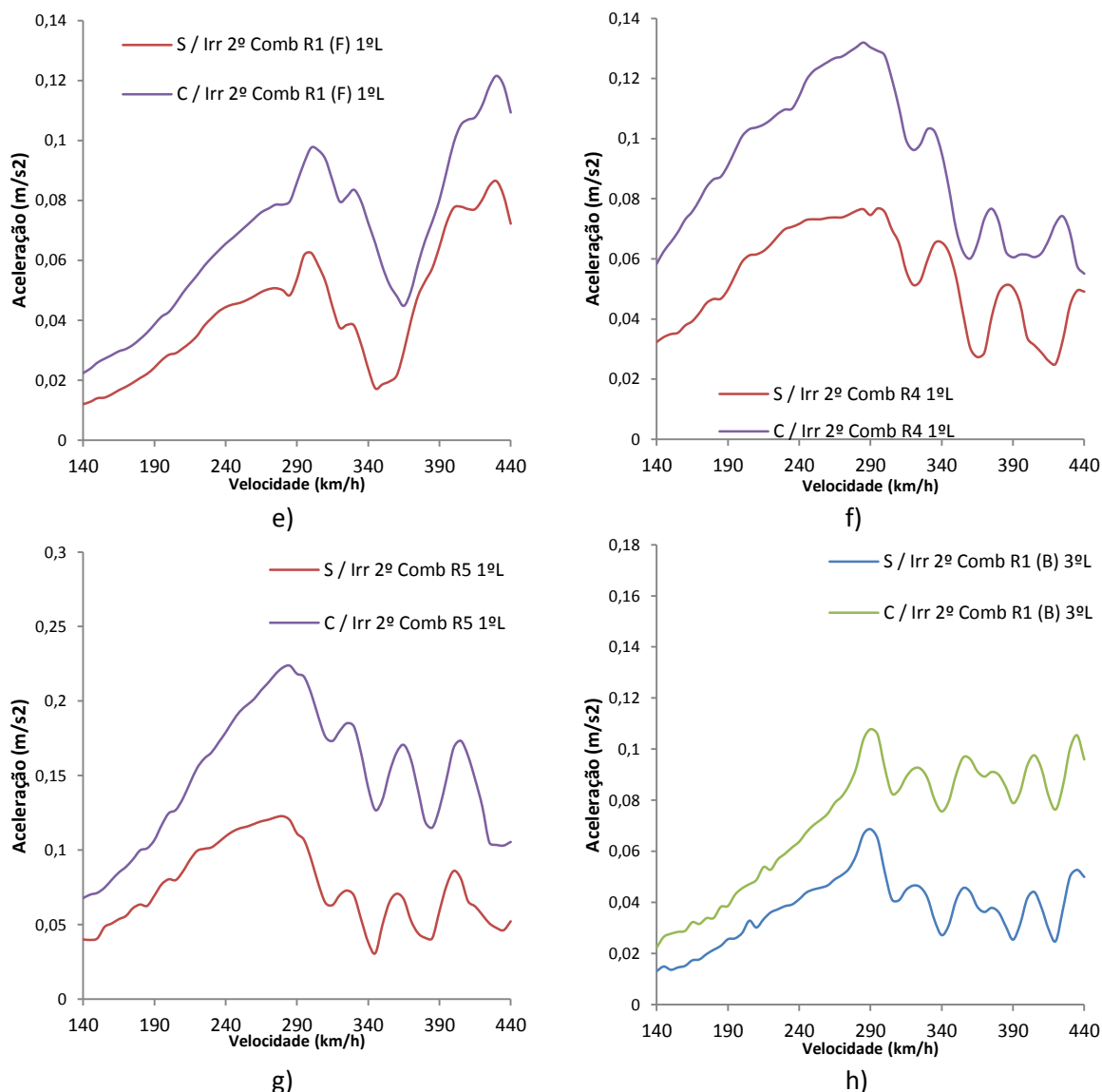


Figura 6.30 – Acelerações máximas em função da velocidade para várias posições de passageiros com e sem irregularidades da via

A observação das figuras permite aferir que em todos os casos as irregularidades têm influência, embora seja mais notório em determinadas posições e certas gamas de velocidades. As figuras a) e b) permite avaliar este aspeto nas carruagens articuladas, em ambos os comboios, no lugar com registos mais desfavoráveis, em que se verifica o desfasamento é menor para velocidades mais baixas.

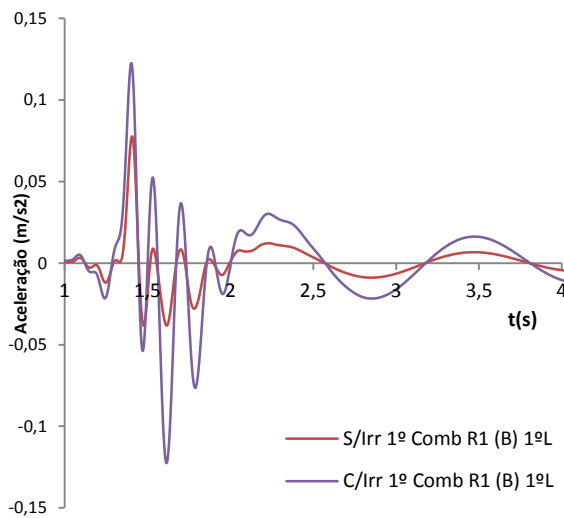
As figuras c) e d) avaliam o mesmo aspeto nas carruagens de transição iniciais e finais em ambos os comboios, nas posições que se tinham verificado mais gravosas para cada tipo de composição anteriormente. Constata-se que tanto nas carruagens finais como nas carruagens frontais, existe uma elevada diferença entre os registos obtidos com os dois casos de análise. Neste caso, para todo o intervalo de velocidades analisadas existe um diferencial praticamente constante, sendo que a forma do registo é idêntica, apenas com a translação devido ao valor da grandeza ser distinto.

O referido para esta situação é válido para todos os outros casos, em que são analisados os lugares que não tinham as acelerações mais elevadas, em todas as carruagens do segundo comboio. Confirma-se

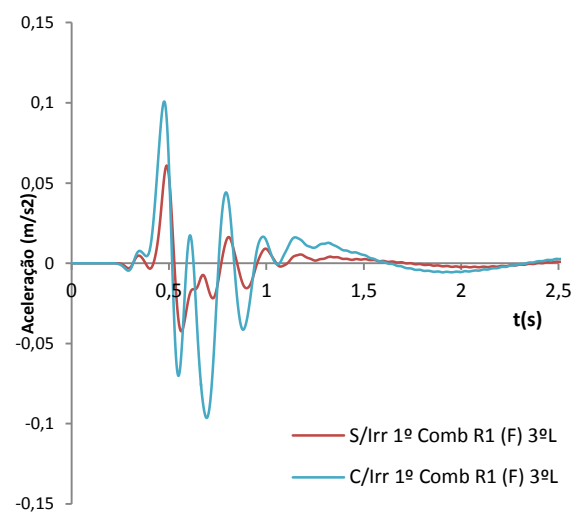
que o cenário de inclusão das irregularidades é mais gravoso, ou seja, pelo lado da segurança, tal como se verificou no caso da ponte.

A Figura 6.31 apresenta o registo temporal das acelerações nos lugares de cada carruagem com picos de aceleração mais elevados, para ambas as situações de análise, correspondentes à velocidade de 435 km/h, uma vez que é uma das velocidades em que seja qual for a posição existe sempre diferença entre os registos analisados.

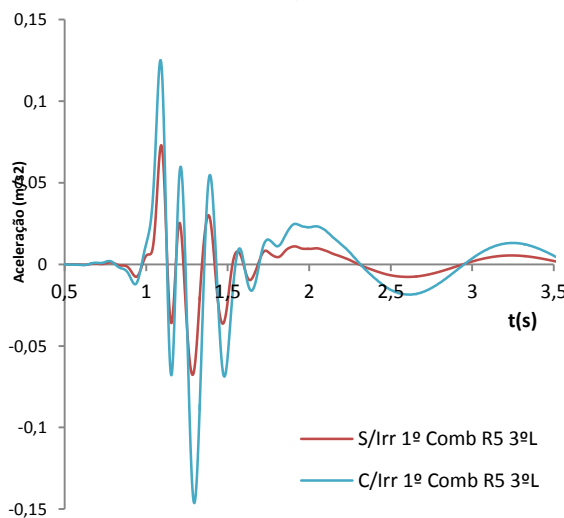
A visualização dos diversos gráficos permite concluir que os registos apresentam grandezas diferentes, mas também sofrem ligeiras alterações na sua forma, principalmente nas carruagens de transição, como se verifica com mais facilidade no gráfico e).



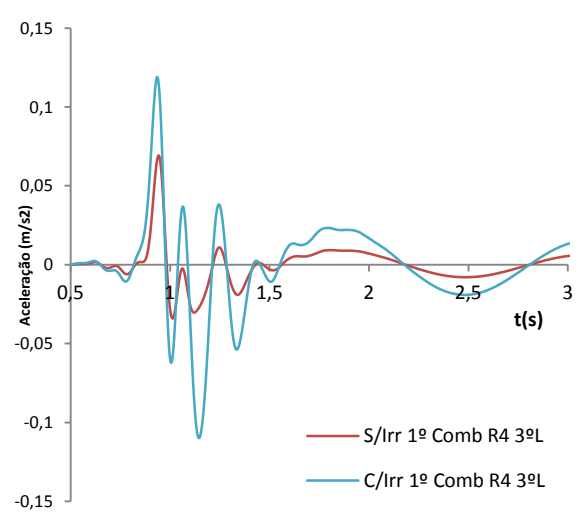
a)



b)



c)



d)

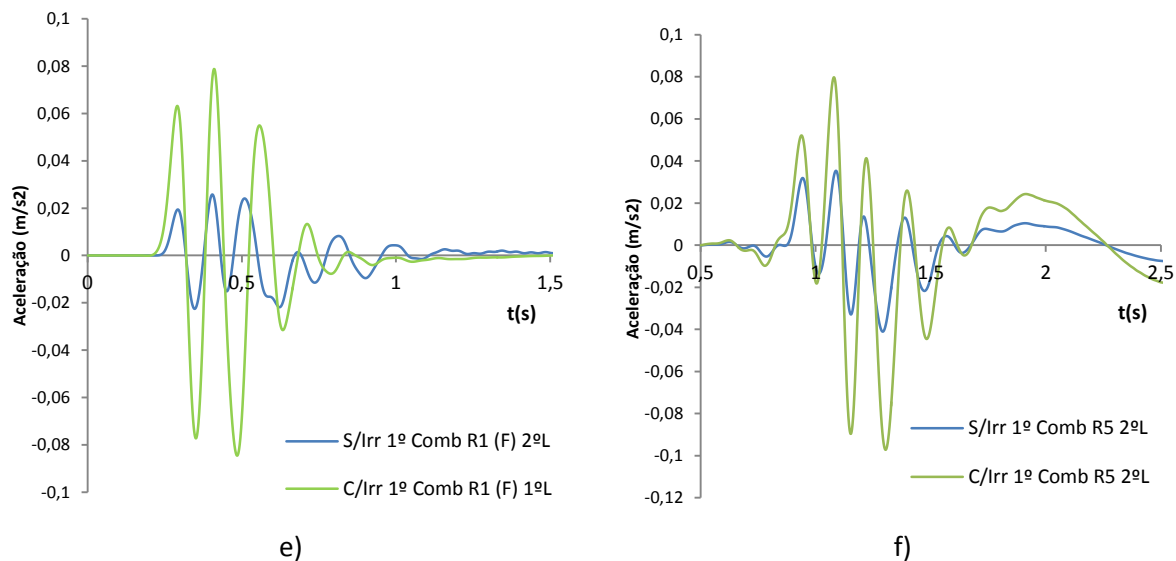


Figura 6.31 - Registo temporal das acelerações em várias posições de passageiros a 435 km/h

6.6. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DEVIDO À CIRCULAÇÃO DO ALFA PENDULAR

A análise do comportamento dinâmico da ponte devido à circulação do comboio Alfa Pendular é muito idêntica à que foi anteriormente descrita para o TGV Duplo, sendo no entanto bastante limitada nas análises com interação, quando comparada com o outro comboio, devido ao tempo que uma análise deste comboio demora. De facto, o modelo de Alfa Pendular realizado no programa ANSYS e descrito na secção 5.5.3 é muito complexo e possui um número de graus de liberdade muito elevado, que acrescentado aos graus de liberdade da ponte de Canelas, culmina num processo de cálculo de cerca de 24h, dependendo das velocidades, para um “time step” de 0,001s. Existiu, ainda, outro problema, devido aos recursos computacionais que a conjugação dos modelos das duas estruturas exigiu. De facto, uma análise desta dimensão exige um computador com memória RAM superior a 25 GB.

As considerações tecidas relativamente a inúmeros aspetos relacionados com as análises, como o incremento de tempo utilizado, a gama de velocidades analisadas, os amortecimentos considerados para cada modo, bem como a forma de inclusão das irregularidades da via é semelhante ao descrito anteriormente para o caso do TGV, não sendo repetido neste ponto.

Dado que a análise relativa à ponte com a circulação do TGV e do próprio comboio foi bastante exaustiva e detalhada, optou-se por limitar o estudo relacionado com o Alfa Pendular a alguns aspetos considerados mais interessantes e relevantes, de uma forma mais resumida. Sempre que se considerou oportuno realizou-se, também, uma comparação entre as grandezas obtidas na análise com o TGV e com o Alfa, realçando as causas das diferenças observadas.

O estudo prévio sobre as velocidades ressonantes teóricas da ponte para a passagem do Alfa Pendular foi levado a cabo com o mesmo procedimento descrito para o TGV, sendo que na presente situação o valor do espaçamento regular entre os grupos de eixos, D , aumenta para o valor de 25,9 m. No quadro seguinte são apresentadas as velocidades de ressonância e realçadas as que se incluem na gama de velocidades analisadas no âmbito deste trabalho.

Quadro 6.4 - Estimativa das velocidades ressonantes para o Alfa

Comboio Alfa	Nº Modo	Freq. Modal (Hz)	i			
			2	3	4	5
D=25,9 m	2	9,07	423	282	211	169
	4	9,78	456	304	228	182
	6	14,89	694	463	347	278
	8	16,6	774	516	387	310
	10	26,47	1234	823	617	494
	12	27,25	1270	847	635	508
	14	30,54	1424	949	712	570

A Figura 6.32 representa a evolução das acelerações máximas absolutas em função da velocidade de circulação do veículo, para ambos os comboios (TGV e Alfa), a meio vão do tramo carregado, para o método de cargas móveis, com cenário de amortecimento C, descrito atrás, uma vez que é o cenário que possibilita a posterior comparação com os resultados obtidos pelo método de interação. A sua visualização permite concluir que o TGV é muito mais gravoso no que diz respeito às acelerações induzidas na ponte para velocidades elevadas, a partir dos 290 km/h.

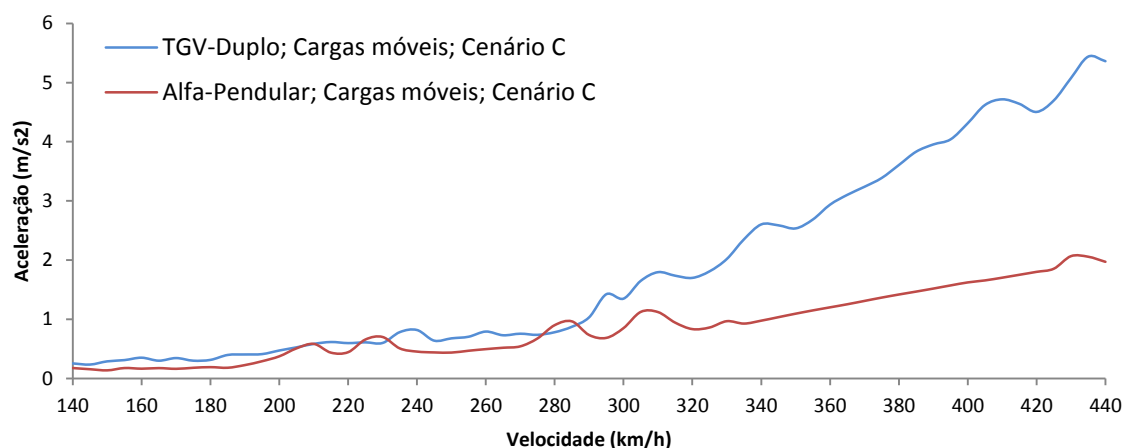


Figura 6.32 - Aceleração máxima absoluta em função da velocidade para os comboios TGV e Alfa, com o método das cargas móveis e cenário de amortecimento C, a meio vão do tramo carregado

Em termos de deslocamentos na mesma posição do tabuleiro, para o mesmo cenário de carregamento, assinala-se que o valor registado no caso do Alfa é praticamente independente da velocidade de circulação do comboio, existindo ligeiras variações nas velocidades ressonantes, em oposição ao caso do TGV em que para velocidades mais elevadas, aproximadamente a partir dos 320 km/h, apresenta um acréscimo significativo desta grandeza.

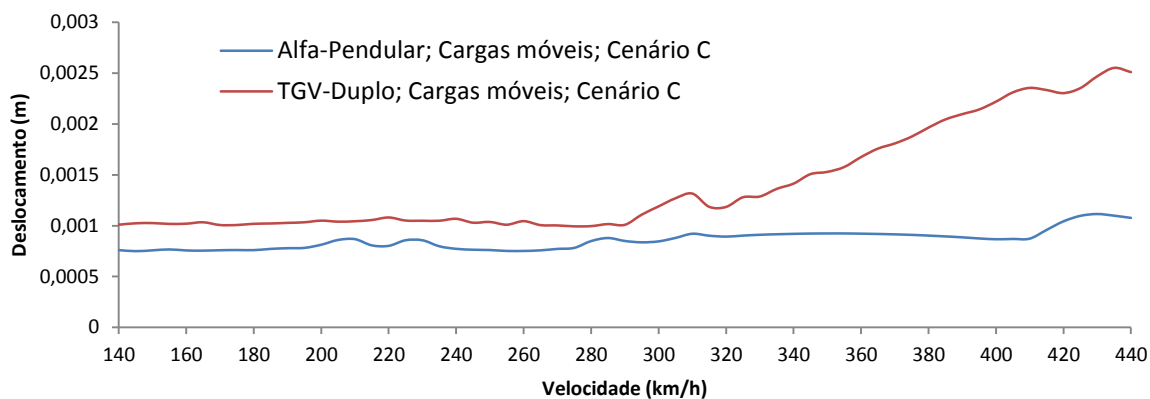


Figura 6.33 - Deslocamento máximo absoluto em função da velocidade para os comboios TGV e Alfa, com o método das cargas móveis e cenário de amortecimento C, a meio vão do tramo carregado

Neste caso, e contrariamente ao escolhido para o caso do TGV, em que se representou a velocidade com acelerações a meio vão mais elevadas, optou-se por realizar um gráfico de superfície das acelerações máximas absolutas ao longo do tabuleiro carregado do tramo P5-E2, para uma velocidade ressonante em que as acelerações a meio vão não são as de valor mais elevado, 230 km/h. Da observação do gráfico pode concluir-se que, tal como no caso do TGV, as acelerações transversais são máximas na zona mais próxima da consola, consolidando o referido anteriormente acerca da variação da rigidez transversal de um meio tabuleiro, devido à influência da existência e continuidade da camada de balastro, bem como da zona da consola.

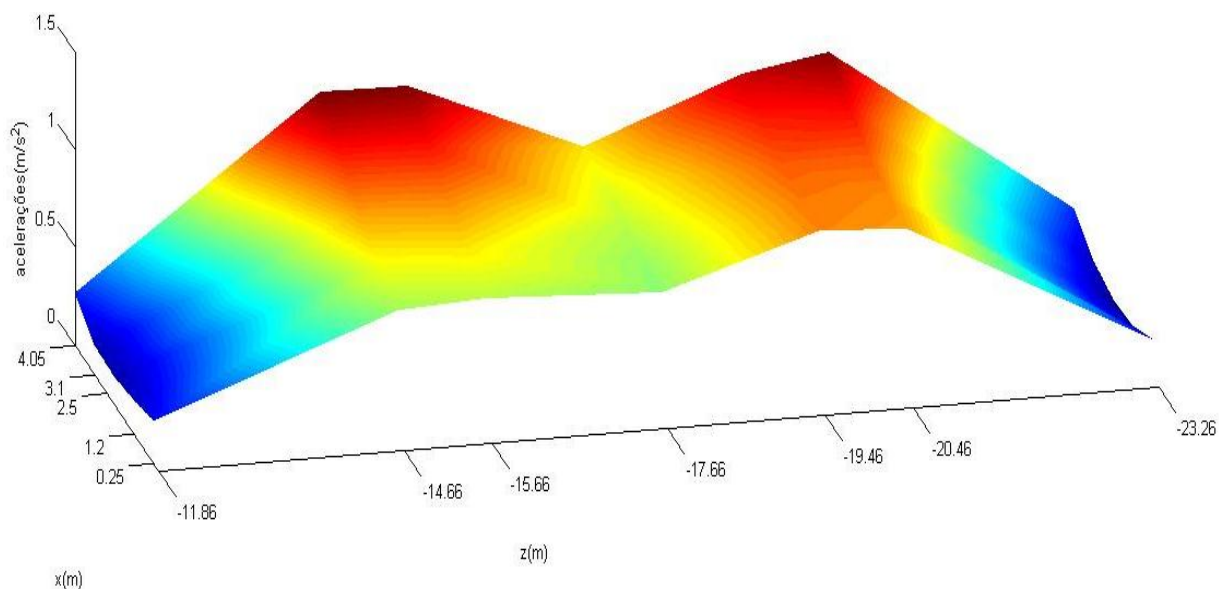


Figura 6.34 - Acelerações máximas absolutas no tramo carregado para a velocidade de 230 km/h, no tramo carregado

Uma vez que não existiu a oportunidade de calcular os registos de acelerações para todas as velocidades no método de interação com o Alfa Pendular, optou-se por fazer a comparação dos registos temporais para duas velocidades analisadas, 200 e 305 km/h.

A Figura 6.35 apresenta o registo das acelerações em função do tempo para as duas velocidades referidas, segundo a análise de cargas móveis e a análise pelo método de interação. De realçar que os registos resultantes da interação foram filtrados superiormente à frequência máxima considerada na análise, 30 Hz, para eliminar algum ruído numérico presente no registo das acelerações.

Observa-se em ambas as situações uma redução dos valores das acelerações, principalmente para os picos mais elevados. Esta diferença é mais acentuada para a velocidade de 200 km/h, sendo de realçar a desigualdade dos registos em vibração livre.

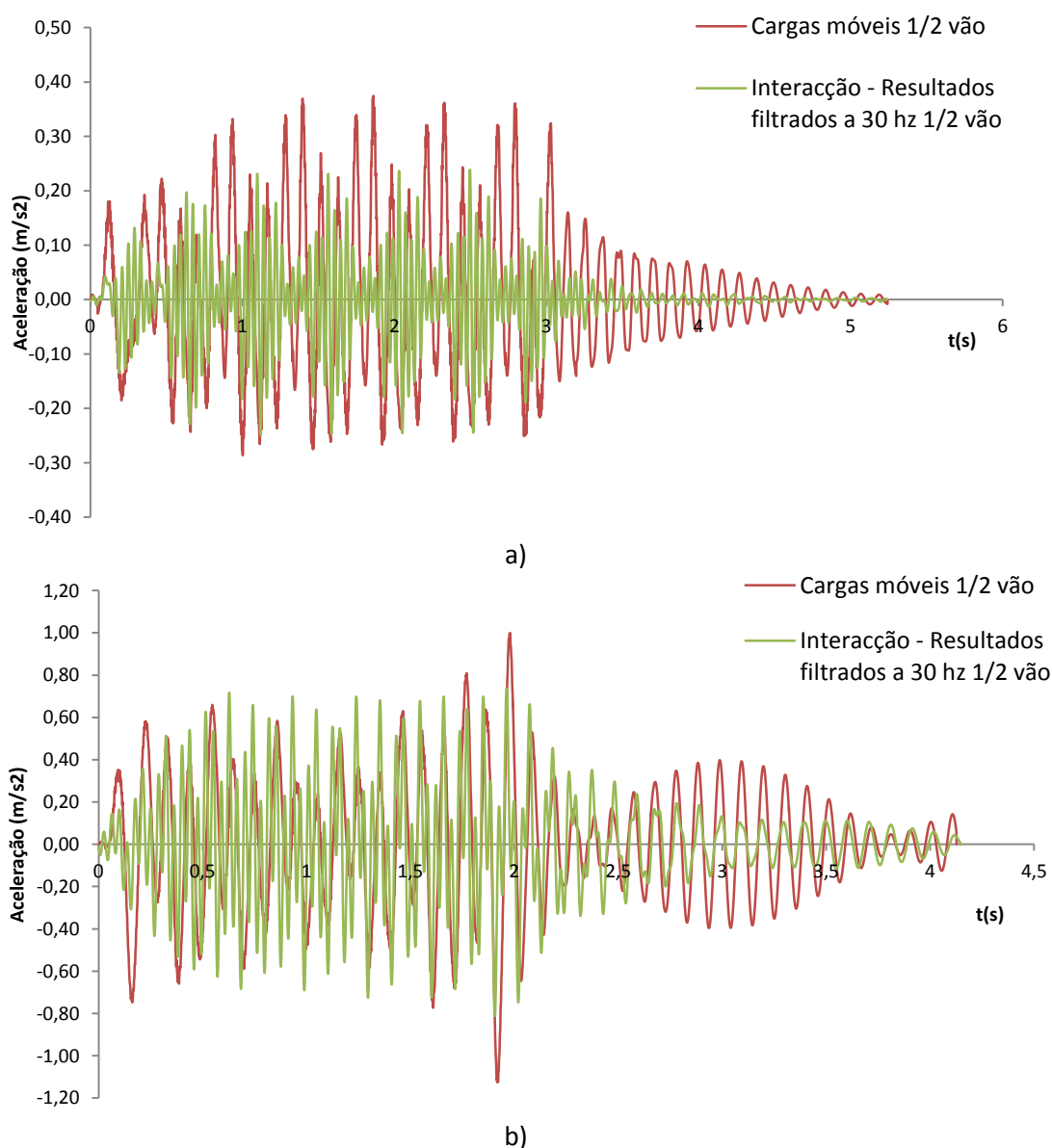
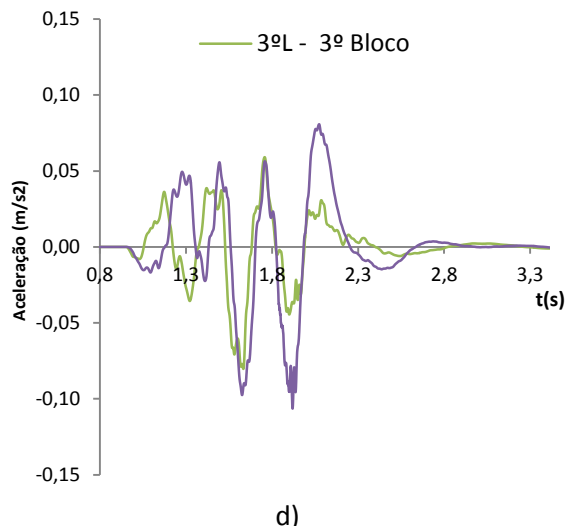
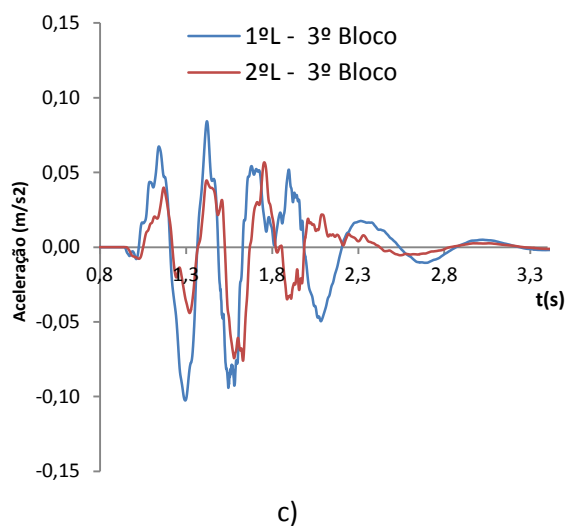
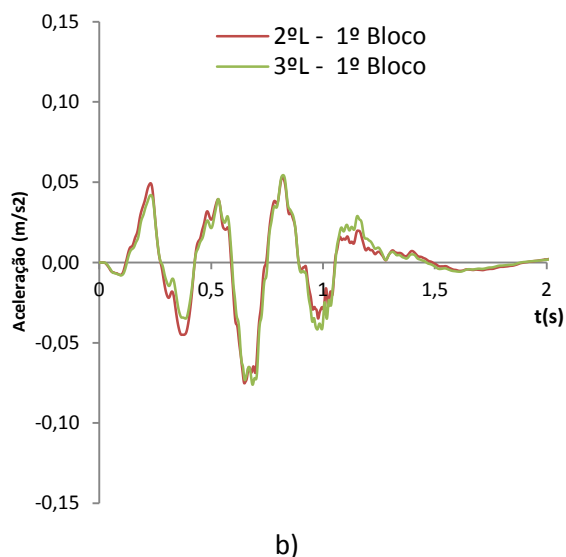
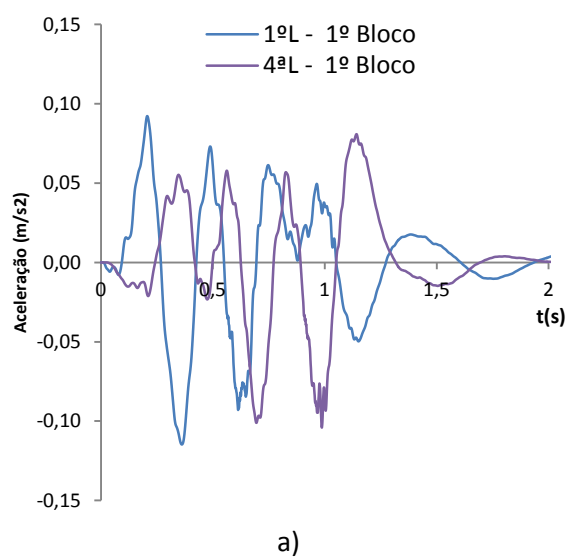


Figura 6.35 - Comparação do registo temporal entre o método de cargas móveis e o de interação com registo filtrado a 30 Hz a meio vão da ponte: a) 200 km/h; b) 305 km/h

No que diz respeito ao comportamento dos passageiros, considerou-se interessante realizar a análise para uma velocidade plausível de circulação deste comboio na ponte em estudo, os 200 km/h. Na Figura 6.36 apresentam-se diversas comparações relativas ao comportamento dos passageiros em quatro localizações dentro de cada carruagem (duas posições nas extremidades de cada composição e duas posições correspondentes aos lugares mais centrais) e em quatro carruagens, a primeira, terceira, quinta e última carruagem, verificando a influência do comprimento do comboio e dos ciclos de carga nas acelerações dos passageiros, bem como da flexibilidade atribuída na modelação à caixa do veículo.



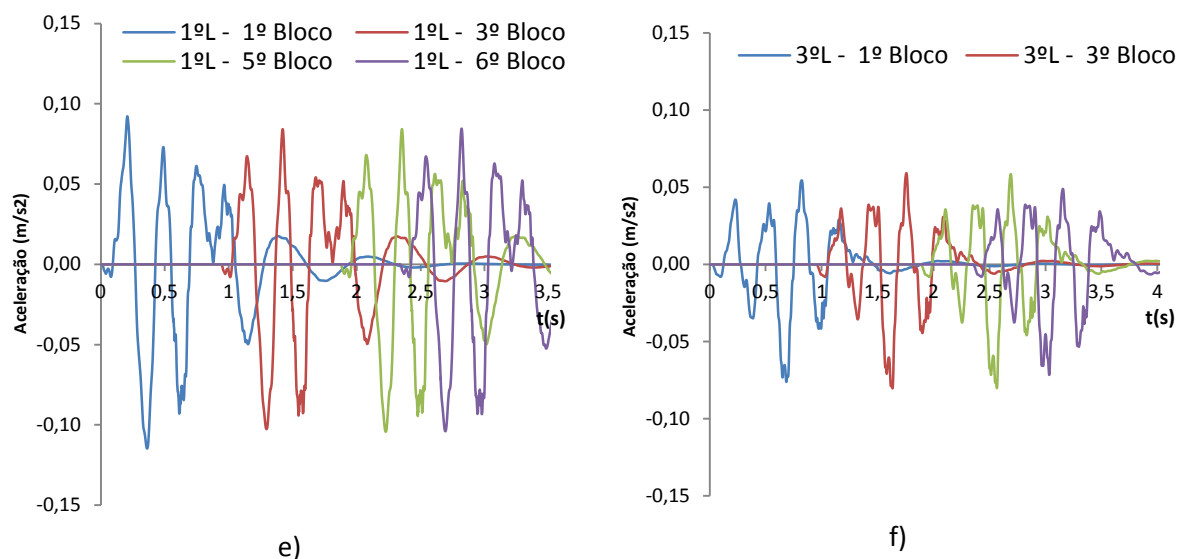


Figura 6.36 – Registo temporal das acelerações dos passageiros a 200 km/h

Observando os registos constata-se que, ao contrário do que acontecia no comboio TGV-Duplo, a posição da carruagem, correspondente ao bloco analisado, não têm uma influência significativa no registo de acelerações nem no valor máximo desta grandeza. Verifica-se que na primeira carruagem o valor máximo registado, que corresponde ao 1º lugar, é ligeiramente superior do que os picos máximos das carruagens intermédias, enquanto que na última composição o mesmo sucede no 4º lugar da mesma. Este aspeto indica que os lugares mais extremos das carruagens iniciais e finais, são os mais prejudicados ao nível do comportamento dinâmico.

No que diz respeito à variação do comportamento associado à localização dentro da mesma carruagem, conclui-se que os lugares iniciais e finais são os mais afetados em termos de acelerações máximas, atingindo picos de aceleração ligeiramente superiores a metade dos obtidos nos lugares extremos.

Em todos os casos confirma-se que o nível de conforto corresponde ao designado no regulamento de “muito bom”, uma vez que a aceleração máxima não atinge 1 m/s^2 , sendo até aproximadamente 10% deste valor.

Comparando os registos obtidos para o passageiro que apresentou a aceleração máxima em cada um dos comboios à velocidade de 200 km/h, verifica-se que a grandeza do valor é semelhante, facto que seria expectável dado que para esta velocidade as acelerações impostas à ponte pela circulação dos dois veículos são muito próximas. Seria de extrema importância avaliar o comportamento dos passageiros em função da velocidade, como foi realizado no caso do TGV, verificando a evolução desta grandeza à medida que a aceleração registada na ponte também aumenta, confrontando os valores com os obtidos para o outro comboio.

7

CONCLUSÕES

7.1. CONCLUSÕES GERAIS

O principal objetivo desta dissertação consistiu no estudo do comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária de pequeno vão, a ponte de Canelas, situada na linha do Norte, próximo de Aveiro, sob a ação do tráfego ferroviário de alta velocidade. A ponte de Canelas é do tipo filler beam, solução construtiva muito comum em linhas ferroviárias de alta velocidade europeias, e é constituída por seis tramos simplesmente apoiados de 12 m de vão.

As pontes de pequeno vão constituem um desafio devido ao seu comportamento dinâmico especialmente suscetível a fenómenos de ressonância, que causam problemas de estabilidade da camada de balastro devido a acelerações excessivas que se registam no tabuleiro. Outro aspeto significativo nesta ponte em particular está relacionada com o facto de existir uma continuidade da camada de balastro entre os dois meios tabuleiros, estruturalmente independentes, que suportam as duas vias.

No que diz respeito à regulamentação, as normas EN1991-2 e EN1990-AnnexA2 definem os procedimentos a ter em consideração no dimensionamento de estruturas e na sua análise dinâmica e preconizam algumas verificações relativas à segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros.

O estudo dos efeitos dinâmicos em pontes ferroviárias pode ser realizado com recurso a modelos de cargas móveis ou modelos com interação entre o veículo e a estrutura. Em alternativa às análises mais complexas com interação as normas sugerem a utilização de um acréscimo de amortecimento que introduz efeitos favoráveis na resposta dinâmica da estrutura, uma vez que a consideração de um veículo, com a sua massa e as suas suspensões, contribui para um aumento do amortecimento da estrutura de suporte, pois os elementos do comboio dissipam energia transmitida pelas oscilações do tabuleiro. Este acréscimo é mais significativo para pontes de vão entre 10 e 20 m, sendo de especial interesse ser analisado no estudo desta ponte de 12 m de vão.

Neste trabalho foram abordadas as metodologias de análise dinâmica numérica, em especial as que usam o modelo de cargas móveis e o método de interação com o processo iterativo, e que foram utilizadas com o auxílio de uma aplicação computacional, desenvolvida por Ribeiro [16] em ambiente Matlab, o programa “Train-Bridge Interaction” (TBI). Este programa considera, no caso do modelo com interação, a ligação entre dois subsistemas, a ponte e o comboio, modelados de forma independente no programa ANSYS.

No âmbito do trabalho, fez-se uma descrição do processo de modelação da ponte de Canelas, bem como das propriedades otimizadas e calibradas que foram adotadas resultantes do processo de

calibração realizado por Carvalho [9], com base nos ensaios experimentais de vibração ambiental. Realizou-se também, uma análise modal para os 14 primeiros modos de vibração da ponte que inclui os modos com frequências de 30 Hz para ambos os tramos modelados.

No decorrer do trabalho dedicou-se especial atenção à modelação em 3D de um comboio do tipo articulado, o TGV-Duplo, composto por inúmeras carruagens e consequentemente bastante extenso. Este modelo foi desenvolvido de acordo com os pressupostos dos modelos de corpos rígidos, que se traduzem por um conjunto de vigas rígidas que simulam as caixas do veículo e os bogies, nas quais se colocam massas concentradas em correspondência com os respetivos elementos, e se ligam estes elementos por conjuntos de molas e amortecedores que simulam as suspensões primárias e secundárias do sistema de suporte do veículo. A flexibilidade da própria estrutura das carruagens não é tida em conta, devido a esta simplificação. O modelo foi realizado com recurso ao software ANSYS 12.0. Foram também simulados os passageiros, para as posteriores análises das acelerações, através de uma massa suspensa por uma mola e um amortecedor.

Inicialmente realizou-se uma modelação bidimensional do TGV-Duplo, para que de uma forma mais simplificada fosse possível averiguar o comportamento dinâmico do comboio após a aplicação dos valores adotados e verificar se as opções relativas ao programa de modelação permitiam retratar convenientemente a estrutura. Concluído este passo procedeu-se à transformação num modelo 3D, visto que o modelo numérico da ponte de Canelas é tridimensional e esta conversão permitia uniformizar os modelos e aproximar da realidade o efeito de interação entre o comboio e a ponte. Foram, ainda, identificadas as configurações modais dos principais modos de vibração das carruagens articuladas, das locomotivas, dos bogies e dos passageiros.

Outro dos modelos utilizados nas análises dinâmicas de interação comboio-ponte foi o modelo numérico do comboio Alfa Pendular anteriormente desenvolvido pelo autor Ribeiro [16] no programa ANSYS, realizado à luz da teoria dos modelos de corpos flexíveis, que têm assumido um papel cada vez mais preponderante por parte de diversas investigações, uma vez que permitem avaliar a importância dos modos de flexão nas acelerações no interior da carruagem. O processo de modelação de uma das carruagens é descrito no trabalho já que se assume que o comboio é constituído por seis carruagens idênticas atendendo à semelhança estrutural entre as várias carruagens e à complexidade associada a um modelo. Realiza-se posteriormente uma análise modal em que se verifica a existência de modos de vibração da caixa que dizem respeito aos movimentos de corpo rígido e estão relacionados com os movimentos de translação e rotação da caixa sobre as suspensões secundárias e modos de carácter estrutural só observáveis em modelos flexíveis, pois retratam os movimentos de torção e flexão da caixa.

De seguida, fez-se uma comparação entre as assinaturas dos comboios Alfa Pendular e TGV, variando o comprimento de cada um dos comboios, de forma a estudar a influência deste aspeto na agressividade do espectro de ação do comboio. Verifica-se, em ambos os comboios, que os picos observados para os comprimentos de onda correspondentes à distância característica entre eixos, ou dos seus submúltiplos, é mais agressiva no caso do comboio ser duplo. Relativamente ao TGV constata-se que, no caso deste ser duplo, existem dois picos com comprimentos de onda próximos da distância característica entre eixos devido à quebra do espaçamento na zona da transição dos dois comboios, entre as locomotivas adjacentes, como se comprova quando se compara esta assinatura com a correspondente ao TGV composto apenas por um comboio, na qual se evidencia apenas um pico com comprimento de onda igual à distância regular entre eixos e para os suas frações a 1/2 e 1/3 deste comprimento de onda.

O passo seguinte foi a realização da análise dinâmica da ponte, concretamente do tramo P5-E2, sob a ação do tráfego de alta velocidade, nomeadamente dos comboios TGV-Duplo e Alfa Pendular. As análises realizaram-se com recurso a metodologias numéricas de cargas móveis e de interação pelo método iterativo, implementadas na aplicação de cálculo TBI.

Realizou-se um estudo prévio de forma a avaliar a influência do número de modos, do incremento de tempo e do amortecimento atribuído a cada modo de vibração da ponte na resposta dinâmica desta.

Relativamente ao número de modos a incluir constatou-se que no caso das acelerações o primeiro modo de flexão vertical da estrutura não representa de forma precisa a resposta da estrutura, uma vez que ao incluir o primeiro modo de torção (inclusão de 4 modos), o valor das acelerações máximas sofre um aumento, mais relevante à medida que a velocidade aumenta. Conclui-se, ainda, que o aumento do número de modos até um limite de 60 Hz não altera de forma significativa as respostas para velocidades superiores a 300 km/h e que, para velocidades inferiores, os valores máximos das acelerações, apesar de diferentes, são muito reduzidos não condicionando a análise. No que diz respeito ao deslocamento verifica-se que meio vão é condicionada pelos primeiros modos de flexão vertical e de torção (inclusão dos 4 primeiros modos), uma vez que o aumento do número de modos até aos 60 Hz, não altera o registo. Pode afirmar-se, com base nos aspetos referidos, que uma análise dinâmica até uma frequência limite de 30 Hz descreve de forma conveniente o comportamento dinâmico da ponte em estudo, tendo-se optado por realizar a análise até uma frequência de modos de vibração da ponte de 30,54 Hz, de forma a incluir o modo 14 que corresponde ao tramo em estudo (P5-E2).

No que diz respeito ao incremento de tempo optou-se por utilizar o valor de 1ms para todas as análises, que embora seja inferior ao valor recomendado mais restritivo acabou por se revelar um bom compromisso entre o esforço computacional e o rigor exigido.

A influência do amortecimento modal na resposta da estrutura foi avaliada através da análise com o modelo de cargas móveis, tanto para o caso de circulação do TGV como para o do Alfa Pendular, admitindo 5 cenários de variação dos coeficientes de amortecimento. Considerou-se um cenário A em que todos os modos apresentam valores de coeficiente de amortecimento regulamentar, o B em que se considera para esses modos o valor regulamentar conciliado com o acréscimo de amortecimento, o cenário C em que os quatro primeiros modos têm os valores obtidos no ensaio experimental e os restantes o valor regulamentar, o cenário D em que os primeiros modos apresentam os valores experimentais e os restantes o valor regulamentar somado ao acréscimo de amortecimento e o cenário E em que relativamente ao D se soma o acréscimo de amortecimento aos quatro primeiros modos.

A meio vão, em ambos os comboios constata-se que as acelerações registadas para os cenário A e E são coincidentes, permitindo concluir que os quatro primeiros modos são os mais preponderantes na resposta da estrutura e o valor dos amortecimentos atribuídos a estes modos são os mais importantes, já que nestes cenários os primeiros modos têm um valor de amortecimento semelhante enquanto que os restantes modos têm valores distintos. O mesmo acontece para os cenários C e D, reforçando a importância do amortecimento dos primeiros modos. Tanto no Alfa como no TGV é possível verificar que o cenário com acelerações mais baixas é o B, facto que se justifica por todos os modos apresentarem os valores de amortecimento regulamentares com acréscimo.

A comparação das análises dinâmicas da ponte devido à passagem do TGV-Duplo com os modelos de cargas móveis e de interação permite concluir que os cálculos com interação só têm relevância nas velocidades de ressonância, particularmente numa gama de velocidades mais elevadas, acima dos 380 km/h. Verifica-se mesmo que para velocidades mais reduzidas na ordem dos 140 a 200 km/h as

acelerações resultantes da análise com interação são ligeiramente mais elevadas do que nas cargas móveis, para o mesmo cenário de amortecimento.

Constata-se, ainda, que as acelerações nas análises de cargas móveis com o cenário E são mais próximas das registadas na interação em comparação com as do cenário C, facto que seria expectável uma vez que neste caso os quatro primeiros modos têm o acréscimo de amortecimento somado ao coeficiente experimental, que reduz a resposta da ponte em termos de acelerações nas velocidades de ressonância, particularmente numa gama de velocidades mais elevada.

A análise comprova o interesse da introdução de um acréscimo de amortecimento ao coeficiente inicial regulamentar para pontes de vão próximos de 15 m, uma vez que se verifica uma redução das acelerações e dos deslocamentos para velocidades ressonantes, em especial para as velocidades mais elevadas, aproximando os resultados obtidos nas análises com cargas móveis das análises com interação.

Analisando o comportamento longitudinal do tabuleiro conclui-se que a aceleração só se destaca a meio vão a partir dos 360 km/h, enquanto que para velocidades inferiores é praticamente coincidente com os valores a um quarto ou a um terço do vão, chegando mesmo nalgumas velocidades a ser inferior aos valores registados a um terço do vão. Para além disso, verifica-se que para uma gama de velocidades superiores os valores das acelerações para posição semelhantes são ligeiramente mais elevados no lado adjacente ao tramo contíguo.

Ao nível da segurança da via, fez-se uma comparação entre os valores máximos das acelerações obtidos e o limite regulamentar de $3,5 \text{ m/s}^2$, onde se conclui que este limite é excedido a meio vão a partir dos 375 km/h, enquanto que para um terço do vão é ultrapassado aos 385 km/h e a um quarto do vão aos 420 km/h. Contudo, se fosse adotado o limite de aceleração proposto por Baeßler e Zacher de $5,5 \text{ m/s}^2$ para vias balastradas, uma vez que embora a análise não incluía frequências de 60Hz constatou-se que para esta gama de frequências os resultados não seriam muito afetados, não se atingindo o limite em nenhuma das posições para este intervalo de velocidades.

Relativamente à verificação da segurança estrutural conclui-se que os deslocamentos do modelo LM71 superam em larga escala os deslocamentos registados na análise com interação, que só ultrapassam os valores da análise dinâmica com comboios reais para velocidades superiores a 420 km/h.

Do estudo da interação entre os tabuleiros devido à continuidade da camada de balastro observou-se que a discrepância dos valores da aceleração entre os valores registados no tramo carregado e descarregado é maior para velocidades superiores a 320 km/h, enquanto que para velocidades mais reduzidas, a diferença de acelerações é muito ligeira. O desfasamento entre os deslocamentos registados num e noutro tramo é praticamente constante ao longo de todas as velocidades analisadas, sendo que o tramo carregado apresenta um valor bastante superior ao do tramo descarregado. Esta constatação permite comprovar que o efeito de interação entre os dois tabuleiros devido à continuidade da camada de balastro é muito mais significativa para ações dinâmicas associadas à circulação do comboio, essencialmente para velocidades até aos 320 km/h, do que para as ações estáticas relacionadas com a carga a que a estrutura fica sujeita pela ação do comboio.

Da observação das acelerações nos passageiros do comboio TGV-Duplo constatou-se que os valores mais elevados eram atingidos para a velocidade de 290 km/h, no 3ºL da carruagem R5 do 1º comboio sendo que a aceleração é crescente até ao seu valor máximo e a partir dessa velocidade vai diminuindo, existindo uma ligeira oscilação com tendência geral de decréscimo. Para velocidades superiores, os picos registados encontram-se no 3ºL da carruagem R5, mas no 2º comboio. Isto significa que o facto do comboio ser duplo tem mais influência em velocidades mais elevadas.

Comparando os registos das carruagens conclui-se que as carruagens R4 e R5 do primeiro comboio apresentam um comportamento muito semelhante, uma vez que estão inseridas numa sequência de carruagens iguais e regulares, que induzem efeitos semelhantes na estrutura. Realça-se que apesar do valor de acelerações mais elevado ser sempre do 3ºL, em ambas as carruagens há uma aproximação de todos os registos para velocidades mais elevadas, induzindo que para estes intervalos de velocidades o comportamento da carruagem como um todo é mais uniforme.

No que toca à primeira carruagem a circular analisada, a R1(F) do primeiro comboio, nota-se que é a que apresenta um gráfico menos perturbado em termos de variações bruscas de aceleração ao longo das diversas velocidades, para além de que os valores vão em crescendo ao longo da carruagem. Quanto à composição R1(B) observa-se que o seu comportamento é totalmente inverso aos das restantes carruagens, tanto no primeiro como no segundo comboio, já que o último lugar é o que regista acelerações mais baixas em comparação com os restantes. Confrontando as carruagens em posições semelhantes constata-se que as principais diferenças estão nas primeiras carruagens de cada comboio, uma vez que a R1(F) do 2º comboio é afetada pela resposta da ponte já excitada anteriormente pela passagem do 1º comboio.

Fazendo a verificação do conforto dos passageiros constata-se que todas as acelerações sentidas no interior das carruagens, inclusivamente nos passageiros que foram modelados, nunca ultrapassam os $0,27 \text{ m/s}^2$, sendo que o valor máximo de aceleração vertical regulamentar correspondente ao nível “muito bom” é de 1 m/s^2 .

Avaliando a evolução dos registos das acelerações máximas em função da velocidade de circulação do veículo conclui-se que o aumento da velocidade é muito mais gravoso para o comportamento da ponte, enquanto que para o caso dos passageiros tende a ser mais favorável a partir de determinada velocidade. Este aspeto pode ser devido ao facto de para velocidades de circulação mais elevadas a resposta da ponte não ser transmitida de forma tão significativa para o comboio.

Avaliando a resposta em frequência da estrutura em comparação com a assinatura do comboio TGV-Duplo constata-se que esta é claramente dominada pelas frequências naturais da estrutura, já que não se observa uma correspondência entre os picos do gráfico da assinatura do comboio e os picos identificados para as respostas obtidas no cálculo numérico. Contudo, quando existe uma proximidade entre a frequência da ação e a frequência natural da estrutura a resposta dinâmica da ponte, para essa mesma frequência, vem amplificada, assumindo maior importância relativamente às restantes.

Fez-se, também, um estudo de sensibilidade dos registos de acelerações da ponte e dos passageiros face à consideração ou não das irregularidades da via. Consta-se que o resultado das acelerações da ponte para uma gama de velocidades mais baixas, em que na teoria os resultados com interação e com cargas móveis seriam praticamente coincidentes, é devido às irregularidades introduzidas na via. Verifica-se, ainda, que para velocidades intermédias de ressonância, se não se considerarem as irregularidades, as acelerações na ponte diminuem ligeiramente.

No caso das acelerações do comboio verifica-se que em geral, em todas as carruagens, só para as velocidades mais elevadas, já quando a aceleração máxima foi registada, é que as irregularidades alteram de forma mais significativa os valores. Confirma-se, então, que o cenário de inclusão das irregularidades é mais gravoso, ou seja, pelo lado da segurança, tal como se verificou no caso da ponte.

Relativamente à análise do comportamento dinâmico da ponte devido à circulação do comboio Alfa Pendular constatou-se, em comparação com os registos obtidos para o caso da circulação do TGV-Duplo, que as acelerações impostas pelo Alfa só ultrapassam as impostas pelo TGV para as

velocidades ressonantes do primeiro numa gama de velocidades mais baixas. Em termos de deslocamentos na mesma posição do tabuleiro, para o mesmo cenário de carregamento, assinala-se que o valor registado no caso do Alfa é praticamente independente da velocidade de circulação do comboio, existindo umas ligeiras variações nas velocidades ressonantes, em oposição ao caso do TGV em que para velocidades mais elevadas, aproximadamente a partir dos 320 km/h, apresenta um acréscimo significativo desta grandeza.

Da comparação entre o registo das acelerações a 200 km/h e a 305 km/h para o caso das cargas móveis e de interação, considerando o mesmo cenário de amortecimento, observou-se, em ambas as situações, uma redução dos valores das acelerações, principalmente para os picos mais elevados, facto que reforça a teoria de que a consideração da interação entre as subestruturas, acrescentando massa e amortecimento ao sistema, reduz as acelerações, especialmente em velocidades ressonantes.

Relativamente ao comportamento dinâmico dos passageiros, constata-se que, ao contrário do que acontecia no comboio TGV-Duplo, a posição da carruagem, correspondente ao bloco analisado, não têm uma influência significativa no registo de acelerações nem no valor máximo desta grandeza e que em todos os casos se confirma que o nível de conforto corresponde ao designado no regulamento de “muito bom”, uma vez que a aceleração máxima não atinge 1 m/s^2 , sendo até aproximadamente 10% deste valor.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Inseridos no contexto do estudo da alta velocidade, com a convicção que o transporte ferroviário é uma alternativa promissora, sustentável e com grande capacidade de evolução no sector dos transportes a nível mundial, sendo que em Portugal se perspectiva que no futuro possa vir a ser uma realidade, apresentam-se em seguida algumas sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros, algumas como complemento ou sequência do trabalho efectuado nesta dissertação:

- i. No estudo prévio das análises dinâmicas constatou-se que as acelerações máximas dependem do número de modos de vibração da ponte incluídos na análise, tendo-se optado neste caso por considerar os modos até ao limite regulamentar de 30 Hz, uma vez que no caso da interação existem dados das irregularidades da via que incluam frequências acima desta frequência. Seria interessante, nas futuras análises incluir os 186 modos de vibração da estrutura de suporte que preconizam a frequência de 60 Hz, com a participação das irregularidades da via para comprimentos de onda inferiores a 3m, confrontando os resultados obtidos e verificando a influência do comprimento de onda das irregularidades da via e dos modos da ponte com frequência mais elevada;
- ii. Neste trabalho foi desenvolvido um modelo numérico do comboio TGV-Duplo de corpos rígidos relativamente simples, quando comparado com o modelo de corpos flexíveis apresentado do Alfa Pendular desenvolvido por Ribeiro [16]. No entanto, nos próximos trabalhos teria interesse desenvolver um modelo numérico mais complexo, com recurso a informação mais detalhada fornecida pelos construtores do veículo, comparando os resultados obtidos com os dois modelos e verificando se a complexidade associada aos modelos e o seu consequente esforço computacional apresentam vantagens;
- iii. Na presente dissertação não foi possível efetuar um estudo aprofundado acerca da influência da rigidez de ligação entre a roda carril nos registos de acelerações obtidas tanto na ponte como no comboio. Um estudo de sensibilidade complementado com alguma informação experimental seria o ideal, visto ser um parâmetro muito relevante e de difícil caracterização;

- iv. A campanha de ensaios de vibração ambiental levada a cabo por Carvalho no ano transacto, obtiveram-se amplitudes de vibração muito reduzidas, dificultando a tarefa de identificação dos modos de vibração, dos valores das frequências e dos amortecimentos modais. De facto, para o último parâmetro é essencial haver um nível de vibração bastante mais elevado para mobilizar os mecanismos de dissipação de energia para cada modo. Sugere-se, assim, a realização de ensaios de excitação forçada da estrutura, que para além de completar a informação experimental da estrutura, permitirá averiguar com mais segurança os coeficientes de amortecimento;
- v. Nas análises dinâmicas com recurso à metodologia de interação ponte-comboio apenas foi incluída a interação vertical entre as duas sub-estruturas. Contudo, estão atualmente a ser desenvolvidas metodologias de análise dinâmica de interação ponte-comboio com inclusão de ferramentas que possibilitam a interação lateral, por parte do grupo de investigação de Alta Velocidade do Departamento de Engenharia Civil da FEUP, sendo possível, num futuro próximo a realização das análises com este método mais desenvolvido, verificando a importância de uma análise mais rigorosa e completa face aos esforços de cálculo inerente;
- vi. Uma vez que o programa de cálculo utilizado, o TBI, apresenta algumas limitações relativas ao uso específico de um elemento de modelação do programa ANSYS, os MPC's utilizados no modelo numérico da ponte, sugere-se uma actualização do programa no processo de "input" da informação que se retira do ANSYS, ou uma alternativa na modelação da ponte relativamente a este tipo de elementos específico;
- vii. Relativamente às análises dinâmicas com interação desenvolvidas neste projeto, em particular para o Alfa Pendular que exige um tempo de cálculo e um esforço computacional demasiado elevado, não foi possível obter muitos resultados, nem realizar análises suficientes para retratar com precisão o comportamento dinâmico da estrutura com os registos deste método. Em comparação com o estudo efectuado para o TGV, poderão ser realizadas análises complementares, que seriam mais produtivas no caso de se realizar uma optimização no processo de cálculo do TBI, de forma a torná-lo mais eficiente e rápido;
- viii. Dado que os resultados obtidos relativos à aceleração a que os passageiros estão sujeitos no modelo numérico não têm termo de comparação nem validação, seria importante realizar ensaios experimentais em que se determinassem os valores da grandeza enunciados durante a passagem do comboio Alfa Pendular na ponte de Canelas a determinadas velocidades, estabelecendo uma comparação entre os registos experimentais e os valores provenientes da análise numérica.

BIBLIOGRAFIA

1. http://pt.wikipedia.org/wiki/Transporte_ferrovilrio. Consultado em Março de 2012.
2. http://en.wikipedia.org/wiki/High-speed_rail. Consultado em Março de 2012.
3. <http://www.uic.org/IMG/pdf/2010122>. Consultado em Março de 2012.
4. <http://www.cp.pt/cp/displayPage.do?vgnextoid=7a1fb4327>. Consultado em Março de 2012.
5. RAVE, *Projecto de Alta Velocidade em Portugal*, FEUP, 2008.
6. Silva, F., *O projecto da Alta Velocidade - Ordenamento de Territorio e o Sistema de Transportes*, 2008.
7. LNEC, *Estudo do comportamento dinâmico da Ponte de Canelas sob acção do tráfego ferroviário*, 2001.
8. Silva, L., *Comportamento dinâmico de uma Ponte ferroviária de pequeno vão para tráfego de Alta Velocidade*, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, 2010.
9. Carvalho, M., *Comportamento Dinâmico de uma Ponte Ferroviária de Pequeno Vão para Tráfego de Alta Velocidade*, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, 2011,
10. Dielemen, Fournol., *Dynamic behaviour of short railway bridges*. Conference of Structures for high-speed railway transportation (IABSE), 2003.
11. Museros, P., et al., *Advances in the analysis of short span railway bridges for high-speed lines*. Computers & Structures, 2002. **80**(27–30): p. 2121-2132.
12. ERRI-D214/RP9, *Rail Bridges for Speeds > 200 Km/h*, 1999.
13. Ribeiro, D., *Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário de Alta Velocidade*, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, 2004.
14. Calçada, R., *“Efeitos Dinâmicos em Pontes resultantes do Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade”*: Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, Porto, 1995
15. Neves, S., *Análise Dinâmica com Interação Veículo-Estrutura em Vias de Alta Velocidade*, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil , 2008.
16. Ribeiro, D., et al., *“Finite element model updating of a railway vehicle based on experimental modal parameters”*, Vehicle System Dynamics, 2012 (submetido)
17. EN1991-2, *Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*, European Committee for Standarization (CEN), Brussels, 2003.
18. H. Figueiredo, Delgado, R., Calçada, R., *Aspectos Regulamentares no Cálculo de Pontes ferroviárias de Alta Velocidade*, 2009: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
19. Pimentel, R., *Caracterização do Tráfego Ferroviário e dos seus Efeitos em Pontes de Pequeno Vão*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
20. Rocha, J., Henriques, A., Calçada, A., *Efeito da Interação Ponte-Comboio na Resposta Dinâmica de uma Ponte Mista de Pequeno Vão para Tráfego de Comboios de Alta Velocidade*, VIII Congresso de Construção Metálica e Mista, 2011.

21. Rocha, J., Henriques, A., Calçada, A., *Avaliação da segurança de uma ponte de pequeno vão para tráfego de comboios de alta velocidade*, in *ASCP'2011 – 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes*, Coimbra, 2011.
22. Rocha, J., Henriques, A., Calçada, A., *Train-bridge interaction effects on the dynamic response of a small span high-speed railway bridge*. 2011.
23. Farinha, J., *Tabelas Técnicas*, Edição P.O.B. : Setúbal, 1993.
24. Esveld, C., *Modern Railway Track*, MRT Productions: Zaltbommel, 2001.
25. Manterola, J., *Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción Vol.2*, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos - Servicio de Publicaciones: Madrid, 2006.
26. EN1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2004.
27. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2005.
28. UIC719-Rb, *Earthworks and Track Bed for Railway Lines*, UIC, 2008.
29. Fernandes, P., *Análises dinâmicas com interação veículo-via-tabuleiro para ferrovias de alta velocidade*, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, 2009.
30. Yong Seon, Lee. and Kim. Sang Hyo, *Structural analysis of 3D high-speed train-bridge interactions for simple train load models*. *Vehicle System Dynamics*, **48**(2): p. 263-281, 2010.

ANEXO A1

ESQUEMAS DE CARGAS DOS COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE

D_t - Distância acumulada entre eixos (m)

D_i – Distância para o eixo anterior (m)

P – Peso por eixo (N)

Quadro A1.1 – Esquema de cargas do comboio Alfa Pendular.

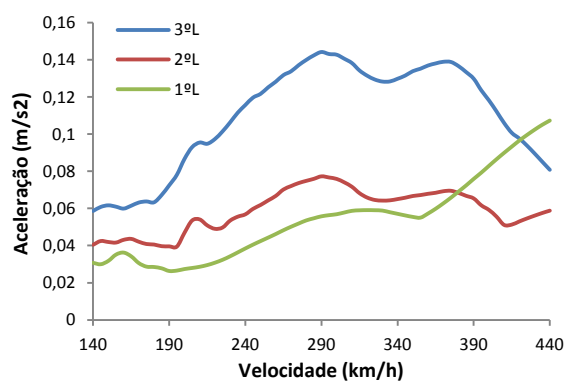
Eixo	P (N)	D_t (m)	D_i (m)	Eixo	P (N)	D_t (m)	D_i (m)
1	129780	0	-	13	132680	77.7	4.2
2	132640	2.7	2.7	14	132680	80.4	2.7
3	132640	19	16.3	15	132680	96.7	16.3
4	129240	21.7	2.7	16	132680	99.4	2.7
5	131470	25.9	4.2	17	133190	103.6	4.2
6	134870	28.6	2.7	18	136580	106.3	2.7
7	134870	44.9	16.3	19	136580	122.6	16.3
8	131470	47.6	2.7	20	133190	125.3	2.7
9	128760	51.8	4.2	21	130230	129.5	4.2
10	128760	54.5	2.7	22	134150	132.2	2.7
11	128760	70.8	16.3	23	134150	148.5	16.3
12	128760	73.5	2.7	24	130760	151.2	2.7

Quadro A1.2 – Esquema de cargas do comboio TGV

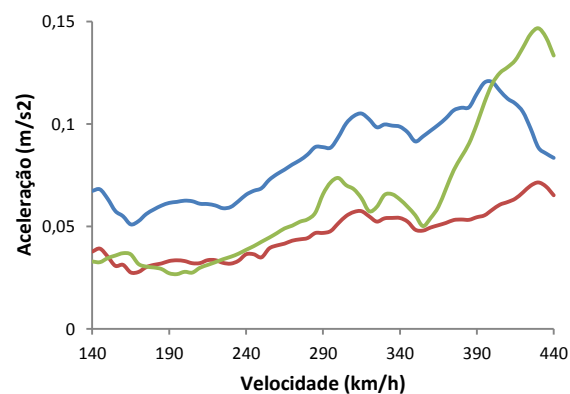
1º Comboio	Eixo	P(N)	Dt(m)	Di(m)	2º Comboio	Eixo	P(N)	Dt(m)	Di(m)
	1	170000	0.0	-		27	170000	200.2	7.0
	2	170000	3.0	3		28	170000	203.2	3.0
	3	170000	14.0	11		29	170000	214.2	11.0
	4	170000	17.0	3		30	170000	217.2	3.0
	5	163000	20.3	3.3		31	163000	220.5	3.3
	6	163000	23.3	3		32	163000	223.5	3.0
	7	170000	39.0	15.7		33	170000	239.2	15.7
	8	170000	42.0	3		34	170000	242.2	3.0
	9	170000	57.7	15.7		35	170000	257.9	15.7
	10	170000	60.7	3		36	170000	260.9	3.0
	11	170000	76.4	15.7		37	170000	276.6	15.7
	12	170000	79.4	3		38	170000	279.6	3.0
	13	170000	95.1	15.7		39	170000	295.3	15.7
	14	170000	98.1	3		40	170000	298.3	3.0
	15	170000	113.8	15.7		41	170000	314	15.7
	16	170000	116.8	3		42	170000	317	3.0
	17	170000	132.5	15.7		43	170000	332.7	15.7
	18	170000	135.5	3		44	170000	335.7	3.0
	19	170000	151.2	15.7		45	170000	351.4	15.7
	20	170000	154.2	3		46	170000	354.4	3.0
	21	163000	169.9	15.7		47	163000	370.1	15.7
	22	163000	172.9	3		48	163000	373.1	3.0
	23	170000	176.2	3.3		49	170000	376.4	3.3
	24	170000	179.2	3		50	170000	379.4	3.0
	25	170000	190.2	11		51	170000	390.4	11.0
	26	170000	193.2	3		52	170000	393.4	3.0

ANEXO A2

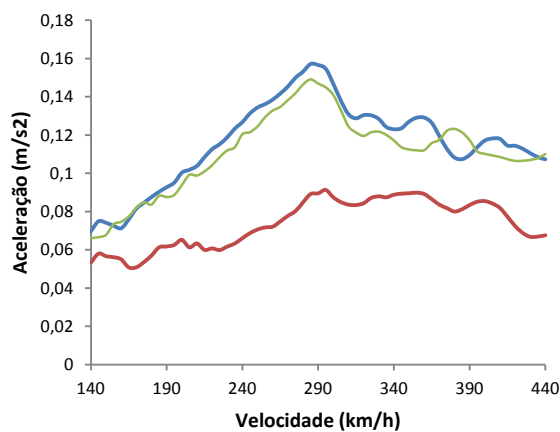
ACELERAÇÕES MÁXIMAS ABSOLUTAS EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE PARA TODOS OS LUGARES DA CAIXA COM POSICIONAMENTO DO PASSAGEIRO



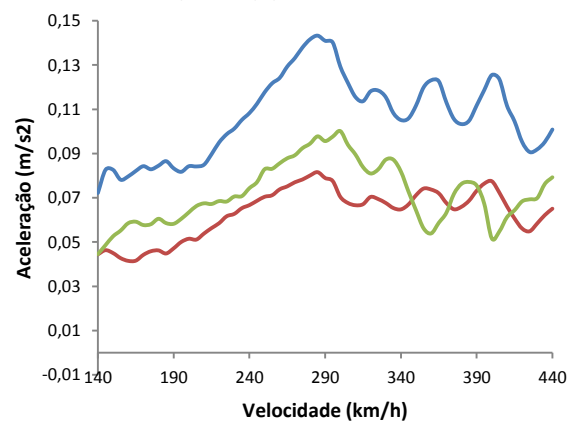
a) R1 (F) – 1º Comboio



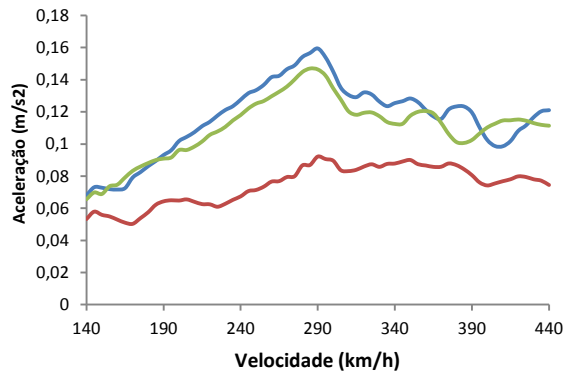
b) R1 (F) – 2º Comboio



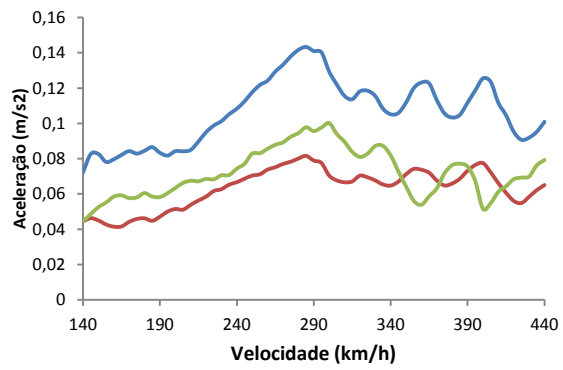
c) R4 – 1º Comboio



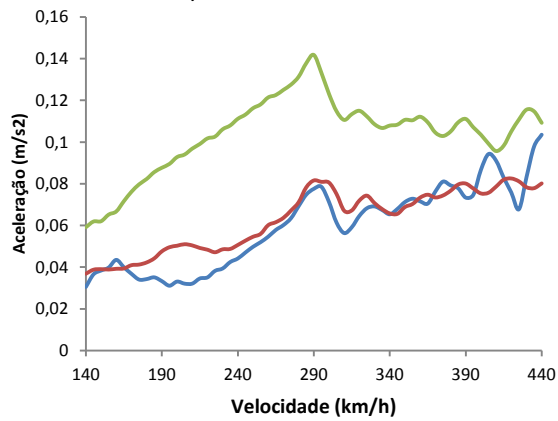
d) R4 – 2º Comboio



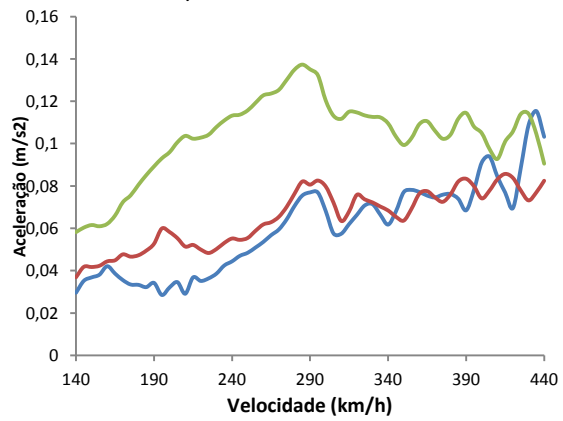
e) R5 – 1º Comboio



f) R5 – 2º Comboio



g) R1 (B) – 1º Comboio



h) R1(B) – 2º Comboio

Acelerações máximas absolutas em função da velocidade para as caixas correspondente ao posicionamento dos passageiros