



M 2018

ANÁLISE DINÂMICA DE PONTES COM TABULEIRO PRÉ-FABRICADO PARA LINHAS DE ALTA VELOCIDADE

DIOGO FILIPE PEREIRA DA CUNHA NUNES

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ENGENHARIA CIVIL - ESTRUTURAS

ANÁLISE DINÂMICA DE PONTES COM TABULEIRO PRÉ-FABRICADO PARA LINHAS DE ALTA VELOCIDADE

DIOGO FILIPE PEREIRA DA CUNHA NUNES

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

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

Coorientador: Professor Doutor Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro

Coorientador: Engenheiro José António Gonçalves Terra

JULHO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

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 - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

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

“Viver é enfrentar um problema atrás do outro. O modo como você o encara é que faz toda a diferença”

Benjamin Franklin

AGRADECIMENTOS

No término desta dissertação quero agradecer a determinadas pessoas que me ajudaram e apoiaram no decorrer da realização da mesma, tanto a nível pessoal como profissional. Agradeço:

- Ao Professor Rui Calçada, orientador desta dissertação, pela dedicação com que encarou a orientação desta mesma, pela forma incansável, simplicidade e rapidez com que solucionou todos os problemas e dúvidas que foram surgindo, estando sempre disponível para me ajudar na realização desta dissertação, o que foi essencial na concretização da mesma.
- Ao Professor Diogo Rodrigo Ribeiro, coorientador desta dissertação, quero agradecer todo o apoio que me deu, os conhecimentos que me passou e também rapidez, permanente disponibilidade e simplicidade que sempre demonstrou no esclarecimento de todos os problemas que surgiram na realização desta dissertação. A dedicação com que encarou a orientação desta dissertação foi parte essencial na concretização da mesma.
- Ao Engenheiro José Gonçalves Terra quero agradecer a oportunidade que me concedeu, tanto a nível profissional, como a nível do estabelecimento de acordos para a concretização desta dissertação, nunca colocando entraves em nada que se relacionasse com a sua concretização e ajudando sempre através da passagem de conhecimentos que possui. Um muito obrigado.
- Ao Engenheiro Carlos Gomes, pela excelência dos conhecimentos partilhados, tanto a nível de programação computacional, como a nível do programa de elementos finitos Robot Structural analysis e a prontidão que sempre demonstrou em contribuir, para o desenvolvimento das ferramentas computacionais necessárias para a realização desta dissertação, sendo uma parte importante na sua concretização.
- A todos os meus amigos, sem fazer distinções que, apesar de não serem parte contributiva para a realização desta dissertação, sempre me apoiaram, tanto nos bons como nos maus momentos, tanto no decorrer desta dissertação, como na minha vida quotidiana. O vosso sucesso é parte essencial da minha felicidade.
- Deixo aqui também, uma palavra de agradecimento, a todos os meus colegas de trabalho, pelo ambiente que me proporcionam e pela qualidade e excelência que cada um acrescenta ao grupo de trabalho. A todos desejo o maior dos sucessos, tanto a nível pessoal como profissional.
- Aos meus pais quero deixar um agradecimento muito especial pelo apoio, carinho e dedicação. Aos dois agradeço o esforço que fizeram e fazem para me proporcionarem a melhor vida possível. Sem dúvida que vocês são uma parte importante daquilo que sou e nada seria possível sem o vosso permanente apoio. Não há palavras para descrever o quanto vos estou agradecido.

RESUMO

O objetivo principal desta dissertação envolveu o desenvolvimento de métodos e programas para serem empregues no projeto de pontes para comboios alta velocidade, mais especificamente na realização de análises dinâmicas.

Inicialmente, procedeu-se à organização dos aspectos regulamentares necessários para a realização deste tipo de análises, nomeadamente, a quantificação das ações e diferentes configurações das mesmas, os limites impostos pelas normas EN1990-A2 e EN1991-2, os diferentes parâmetros a serem utilizados nas análises tais como, os valores do amortecimento, massa e rigidez e por último, as diferentes verificações de segurança, incluindo as relativas à via necessárias para uma correta avaliação dos efeitos dinâmicos que o movimento dos comboios de alta velocidade solicita em pontes.

Foram desenvolvidas, duas metodologias, para realização de análises dinâmicas. O método de Decomposição da Excitação em Resonância (DER), método dependente das características da ponte, da assinatura dinâmica do comboio, e do intervalo de comprimento de onda utilizado, exclusivamente usado para pontes simplesmente apoiadas, e o método das cargas móveis, para a realização de análises dinâmicas mais elaboradas, onde é possível avaliar os vários efeitos tais como esforços, acelerações e deslocamentos (verticais, transversais, torção, etc.), aplicado no programa de cálculo de elementos finitos Robot Structural Analysis (ROBOT). A interação ponte-comboio não é contemplada neste método. Outros métodos foram apresentados, tais como, o método de análise com interação ponte-comboio e a análise simplificada da Linha de Influência Residual (LIR), contudo, não foram desenvolvidos no âmbito desta dissertação.

O método das cargas móveis foi aplicado a 3 tipos de pontes, pontes essas que fazem parte de um leque de várias soluções que a empresa ShayMurtagh, empresa com a qual esta dissertação foi realizada em parceria, pretende avaliar de forma a determinar sua viabilidade. Essas pontes consistem, duas delas, em pontes simplesmente apoiadas, com 25 m de vão, uma constituída por duas vigas artesa e outra, por quatro vigas W-13, e a terceira é uma ponte contínua de 3 vãos (20m+25m+20m), com um total de 65 m de desenvolvimento, constituída por 4 vigas W-13. Todas as soluções aqui referidas são formadas por vigas pré-fabricadas.

Por último, e para as pontes simplesmente apoiadas, pretendeu-se avaliar o impacto que o amortecimento tem na realização de análises dinâmicas, sendo que para isso, realizaram-se análises com o valor regulamentar de 1% e com um valor de 2,5%. A análise da ponte contínua foi realizada com valor de amortecimento de 1%.

PALAVRAS-CHAVE: Análise dinâmica; Pontes Ferroviárias; Tabuleiros Pré-fabricados; Alta Velocidade.

ABSTRACT

The main goal of this thesis was the methods and programs development to be used in high speed train bridges design, in particularly in bridges dynamic analysis.

The first step was the organization of the regulatory aspects necessary to carry on with this type of analysis, namely, actions quantifications and the different configurations of these, the limits imposed by EN1990-A2 and EN1991-2, the different parameters to be used in the analysis as damping, masses and stiffness and finally the different safety assurance, as structural or track, necessary for a correct evaluation of the dynamic effects that the movement of the high-speed trains demands in bridges.

Two methodologies were developed, for bridges dynamic analysis. The Resonance Excitation Decomposition method that is dependent on the bridges characteristics, on the dynamic signature of the train and on the range of the wavelength used, exclusively used for simply supported bridges, and another, moving loads method which perform more elaborate dynamic analysis in Robot Structural Analysis (ROBOT), where it's possible to evaluate the various effects that the high-speed trains movement perform on bridges as stresses, accelerations and displacements (vertical, transverse, torsion, etc). The interaction between train and bridge is not contemplated in this method (moving loads). Other methods were exposed, such as the bridge-train interaction analysis and the simplified Residual Influence Line (LIR) analysis, however not developed in the scope of this dissertation.

The moving loads method was applied in three different types of bridge, two simply support bridges, with 25 m length, one of them formed by two Artesa pre-cast beams and another by four W-13 pre-cast beams. The third is a three spans continuous bridges (20+25+20), with a 65 m length, formed by four W-13 pre-cast beams. Each bridges are part of a range of solutions that ShayMuratgh, company which this dissertation was carried out with in partnership, intends to evaluate in order to determine its viability.

Finally, and only for the simply supported bridges, it was evaluated the impact that the damping was on the dynamic analysis. For that were carried out dynamic analysis with two damping values, 1% and 2.5%. The dynamic analysis for continuous bridge was made only with 1% value of damping.

KEYWORDS: Dynamic analysis; Railway Bridges; Precast Spans; High Speed.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL	1
1.2. OBJETIVOS	3
1.3. CONTEÚDOS DA DISSERTAÇÃO	4
2. HS2- HIGH SPEED 2 HISTÓRIA, LINHA E REQUISITOS	7
2.1. INTRODUÇÃO	7
2.2. I HIGH SPEED 2 (Hs2)	8
2.2.1. Hs2 – FASE 1	9
2.2.2. HS2 - Fase 2A	11
2.2.3. Hs2 - Fase 2B	13
2.3. REQUISITOS	19
3. ASPECTOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS	21
3.1. INTRODUÇÃO	21
3.2. AÇÕES VERTICAIS	21
3.2.1. EFEITOS ESTÁTICOS	22
3.2.1.1. Modelo de carga LM71	22
3.2.1.2. Modelo de carga SW70 e SW/2	22
3.2.1.3. Modelo de do comboio sem carga (“unloaded Train”)	23
3.2.1.4. Excentricidade das cargas verticais (LM71 e SW/0)	23
3.2.2. DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS PELOS CARRIS, TRAVESSAS E BALASTRO	24
3.2.2.1. Distribuição longitudinal pelo carril	24
3.2.2.2. Distribuição longitudinal das ações pelas travessas e balastro	24

3.2.2.3. Distribuição transversal das ações pelas travessas e balastro.....	25
3.2.3. EFEITOS DINÂMICOS.....	27
3.2.3.1. Fator dinâmico Φ	27
3.2.3.2. Critério para a realização de uma análise dinâmica.....	28
3.2.4. REQUISITOS RELATIVOS À ANÁLISE DINÂMICA.....	32
3.2.4.1. Modelos de carga para comboios reais.....	32
3.2.4.2. Modelos de carga HSLM.....	34
3.2.4.3. Gama de velocidades.....	37
3.2.4.4. Parâmetros relativos à ponte.....	38
3.2.5. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA.....	40
3.3. AÇÕES HORIZONTAIS.....	41
3.3.1. FORÇAS CENTRÍFUGAS.....	41
3.3.2. FORÇA DE LACETE.....	42
3.3.3. FORÇA DE ARRANQUE E FRENAGEM.....	42
3.4. DISPOSIÇÃO, GRUPOS E COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	43
3.4.1. DISPOSIÇÃO DE AÇÕES.....	43
3.4.2. GRUPOS DE AÇÕES.....	45
3.4.3. COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	46
3.5. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	46
3.5.1. CRITÉRIOS RELATIVOS À SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	46
3.5.2. CRITÉRIOS RELATIVOS À SEGURANÇA DA VIA.....	48
3.5.2.1. Aceleração vertical do tabuleiro.....	48
3.5.2.2. Torção no tabuleiro.....	49
3.5.2.3. Deformação vertical do tabuleiro.....	50
3.5.2.4. Deformação e vibração transversal do tabuleiro.....	50
3.5.3. CRITÉRIOS RELATIVOS AO CONFORTO DOS PASSAGEIROS.....	51
3.5.3.1. Critério de conforto.....	51
3.5.3.2. Critério de deformação para a verificação do conforto dos passageiros.....	51
3.5.3.3. Requisitos para uma análise dinâmica com interação veículo/estrutura, para avaliação do nível de conforto.....	52

4. METODOLOGIAS DE ANÁLISES DINÂMICAS DO SISTEMA PONTE-COMBOIO	53
4.1. INTRODUÇÃO	53
4.2. ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO	54
4.2.1. CARGAS MÓVEIS	54
4.2.2. IMPLEMENTAÇÃO DA METODOLOGIA DE CARGAS MÓVEIS NO ROBOT	56
4.3. MÉTODO DA SOBREPOSIÇÃO MODAL	61
4.3.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO	61
4.3.2. SOBREPOSIÇÃO MODAL	63
4.4. VALIDAÇÃO DO PROGRAMA	63
4.5. ASSINATURA DINÂMICA DE UM COMBOIO	65
4.6. METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS DE ANÁLISE DINÂMICA	67
4.6.1. MÉTODO DA DECOMPOSIÇÃO DA EXCITAÇÃO EM RESSONÂNCIA (DER)	67
4.6.1.1. Conceito de sub-comboio	68
4.6.1.2. Conceitos dinâmicos teóricos sobre esta metodologia	69
4.6.2. COMPROVAÇÃO DO MÉTODO DESENVOLVIDO	74
5. MODELAÇÃO DE PONTES PARA ANÁLISE DINÂMICA PARA A PASSAGEM DE COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE	77
5.1. INTRODUÇÃO	77
5.2. ASPETOS GERAIS	77
5.3. VIGA ARTESA, 25 METROS	79
5.3.1. MODELOS AVALIADOS	80
5.3.2. CONCLUSÕES	86
5.3.3. CARACTERÍSTICAS DO MODELO	87
5.3.4. ANÁLISE MODAL	88
5.4. VIGA W-13, 25 METROS	91
5.4.1. MODELOS AVALIADOS	92
5.4.2. CONCLUSÕES	95
5.4.3. CARACTERÍSTICAS DO MODELO	96
5.4.4. ANÁLISE MODAL	98

5.5. VIGA W-13, 65 METROS, 3 VÃOS	100
5.5.1. ANÁLISE MODAL	103
5.5. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	105
5.6.1. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE AO ESPAÇAMENTO ENTRE CARGAS Δs	105
5.6.1. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE AO INTERVALO DE GRAVAÇÃO Δt	108
 6. ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA DE PONTES	113
6.1. INTRODUÇÃO	113
6.2. VIGA ARTESA	114
6.2.1. AMORTECIMENTO EM ANÁLISE 1%	114
6.2.1.1. Envolventes.....	118
6.2.1.2. Fatores de amplificação dinâmica.....	120
6.2.2. AMORTECIMENTO EM ANÁLISE 2.5%	121
6.2.2.1. Envolventes.....	125
6.2.2.2. Fatores de amplificação dinâmica.....	127
6.2.3. COMPARAÇÃO E CONCLUSÕES DAS ANÁLISES.....	127
6.3. VIGA W-13 – 25 METROS	132
6.3.1. AMORTECIMENTO EM ANÁLISE 1%	132
6.3.1.1. Envolventes.....	136
6.3.1.2. Fatores de amplificação dinâmica.....	138
6.3.2. AMORTECIMENTO EM ANÁLISE 2.5%	139
6.3.2.1. Envolventes.....	141
6.3.2.2. Fatores de amplificação dinâmica.....	142
6.3.3. COMPARAÇÃO E CONCLUSÕES DAS ANÁLISES.....	142
6.4. VIGA W-13 – 65 METROS (CONTÍNUA DE 3 VÃOS)	145
6.4.1. 1º VÃO.....	148
6.4.2. 2º VÃO.....	153
6.4.3. 3º VÃO.....	159
6.4.4. COEFICIENTES DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA.....	164
6.5. CONCLUSÕES	166

7. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES	169
7.1. INTRODUÇÃO	169
7.2. SEGURANÇA ESTRUTURAL	169
7.2.1. VIGA ARTESA	169
7.2.2. VIGA W-13 (25 METROS)	172
7.2.2. VIGA W-13 (65 METROS, 3 VÃOS)	174
7.3. SEGURANÇA DA VIA	181
7.3.1. VIGA ARTESA	182
7.3.1.1. Aceleração vertical do tabuleiro	182
7.3.1.2. Torção do tabuleiro	183
7.3.1.3. Deformação vertical da via	184
7.3.1.4. Levantamento dos apoios	184
7.3.1.5. Conforto dos passageiros	185
7.3.2. VIGA W-13 (25 METROS)	186
7.3.2.1. Aceleração vertical do tabuleiro	186
7.3.2.2. Torção do tabuleiro	186
7.3.2.3. Deformação vertical da via	187
7.3.2.5. Levantamento dos apoios	187
7.3.2.6. Conforto dos passageiros	188
7.3.3. VIGA W-13 (65 METROS, 3 VÃOS)	188
7.3.3.1. Aceleração vertical do tabuleiro	188
7.3.3.2. Torção do tabuleiro	189
7.3.3.3. Deformação vertical da via	189
7.3.3.4. Levantamento dos apoios	190
7.3.3.6. Conforto dos passageiros	191
7.4. CONCLUSÕES	192
8. CONCLUSÕES	193
8.1. CONCLUSÕES GERAIS	193
8.1. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	195

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Comboios de alta velocidade: TGV (esquerda) Eurostar (direita).....	1
Figura 1.2 - Mapa da rede ferroviária normal e de alta velocidade Europeia.....	2
Figura 1.3 - Mapas das Linhas do High Speed: a) High Speed 1, b) High Speed 2	3
Figura 2.1 - Mapa da linha correspondente ao projecto Hs1.....	8
Figura 2.2 - Mapa da linha prevista para o projecto Hs2.....	9
Figura 2.3 - Planta do traçado do viaduto sobre o “Grand Union Canal e Rio Coine” (Unido, Colne Valley viaduct).....	10
Figura 2.4 - Planta do traçado do viaduto No.1 de Water Orton (Unido, North Chord).....	10
Figura 2.5 - Planta do traçado do viaduto sobre o centro da cidade para acesso a “Curson Street Station” (Unido, GOV.UK).....	10
Figura 2.6 - Mapa da linha prevista para o projecto Hs2 – Fase 1.....	11
Figura 2.7 – Planta da linha prevista para as várias secções – fase 2A.....	12
Figura 2.8 – Planta do traçado viaduto sobre o Rio Trent (Unido, HSM03 Sheet1).....	12
Figura 2.9 - Planta do traçado do viaduto sobre a linha ferroviária existente na área de Chorlton (Unido, HSM10 Sheet 1).....	13
Figura 2.10 – Planta da linha prevista para as várias secções – fase 2B.....	14
Figura 2.11 - Planta do traçado viaduto sobre os rios Trent, Dane e Mersey Canal (Unido, HS2 Phase 2b: Chorlton to Winterbottom route sheet 4).....	14
Figura 2.12 - Planta do traçado viaduto sobre A556, A559 e Linnards Lane (Unido, HS2 Phase 2b: Chorlton to Winterbottom route sheet 5).....	15
Figura 2.13 - Planta do traçado viaduto sobre Manchester Ship Canal, Manchester Road e a A57 (Unido, HS2 Phase 2b: Warburton to Lowton route sheet 1).....	15
Figura 2.14 – Planta da linha prevista para as várias secções – fase 2B.....	16
Figura 2.15 - Planta do traçado viaduto sobre Kingsbury Water Park e Zona de inundação do Rio Tame (Unido, HS2 Phase 2b: Marston to Birchmoor route sheet 1).....	17
Figura 2.16 - Planta do traçado viaduto sobre A453 e Ratcliffe Lane (Unido, HS2 Phase 2b: Tonge to Long Eaton route sheet 1).....	17
Figura 2.17 - Planta do traçado viaduto sobre a bacia de cheia do Rio Trent e Cranfleet Canal (Unido, HS2 Phase 2b: Tonge to Long Eaton route sheet 2).....	17
Figura 2.18 - Planta do traçado viaduto sobre a bacia de cheia do Rio Erewash e Erewash Canal (Unido, HS2 Phase 2b: Long Eaton to Trowell route sheet 2).....	18
Figura 2.19 - Planta do traçado viaduto sobre o canal de navegação Aire e Calder (Unido, HS2 Phase 2b: Sharlston Common to Church Fenton route sheet 1).....	18
Figura 2.20 - Planta do traçado viaduto sobre a A639, Oulton Beck, Fleet Lane, bacia de cheia do Rio Aire (Unido, HS2 Phase 2b: Sharlston Common to Church Fenton route sheet 2).....	18

Figura 2.21 - Planta do traçado viaduto sobre a Commom Lane, bacia de cheia de Dort's Dike (Unido, HS2 Phase 2b: Sharlston Common to Church Fenton route sheet 5).	19
Figura 3.1 – Modelo de cargas LM71.	22
Figura 3.2 – Modelo de cargas SW/0 e SW/2.	22
Figura 3.3 – Excentricidade do carregamento vertical.	23
Figura 3.4 – Distribuição longitudinal da carga pelo carril.	24
Figura 3.5 – Distribuição longitudinal da carga pela travessa e pelo balastro.	25
Figura 3.6 – Distribuição transversal da carga pela travessa e pelo balastro num troço de via sem sobrelevação.	25
Figura 3.7 – Distribuição transversal da carga pela travessa e pelo balastro num troço de via sem sobrelevação.	26
Figura 3.8 – Distribuição transversal da carga pela travessa e pelo balastro num troço de via com sobrelevação.	26
Figura 3.9 – Fluxograma para a determinação da necessidade de realização de uma análise dinâmica da ponte (EN1991-2,2003).	29
Figura 3.10 - Limites da frequência natural da ponte n_0 (Hz) em função do comprimento do vão L (m) (EN1991-2, 2003).	31
Figura 3. 11 - Esquema de cargas dos Comboio Reais para alta velocidade (EN1991-2,2003).	32
Figura 3.12 - Tipo de Comboio Reais para alta velocidade: a) Convencional; b) Articulado; c) Regular (EN1991-2,2003).	34
Figura 3.13 - Configuração do tipo de comboio HSLM-A (EN1991-2, 2003).	34
Figura 3.14 - Configuração do tipo de comboio HSLM-B: a) Configuração das cargas b) Gráfico de determinação de N e d em função de L (EN1991-2, 2003).	35
Figura 3.15 – Evolução do coeficiente de amortecimento do betão em função da tensão (Pinto, 2007).	39
Figura 3.16 – Gráfico para determinação do amortecimento adicional em função do vão (EN1991-2, 2003).	41
Figura 3.17 – Torção no tabuleiro (EN1990-A2, 2005).	49
Figura 3.18 - Determinação do empenamento do tabuleiro (t) a partir do conhecimento dos deslocamentos sobre os carris (Figueiredo, 2007).	50
Figura 3.19 – Quantificação da deformação vertical no tabuleiro (EN1990-A2, 2005).	50
Figura 3. 20 – Quantificação de L/δ (EN1990-A2, 2005).	52
Figura 4.1 – Variação da força nodal no nó J devida à passagem da carga rolante P_k (baseado em Ribeiro, (2004)).....	55
Figura 4.2 – Função de carga, correspondente a uma velocidade de 450km/h, com espaçamento de 0.5 metros, correspondente ao primeiro e segundo pontos de carga.	56
Figura 4.3 – Definição da análise dinâmica no ROBOT: a) Tipos de análise, b) Análise Time History.	56

Figura 4.4 - Programa de Excel de Pré-processamento.....	58
Figura 4.5 - Programa desenvolvido em C# (C-sharp) para o pós-processamento.	59
Figura 4.6 – Exemplo de gráfico de acelerações retirado do RSA.	59
Figura 4.7 – Método da sobreposição dos efeitos.	60
Figura 4.8 – Gráfico final da análise dinâmica, para uma determinada velocidade para um comboio A3.	60
Figura 4.9 – Forças do problema dinâmico, a atuar numa estrutura, Princípio D'Alembert.	61
Figura 4.10 – Idealização da divisão da equação de movimento.	62
Figura 4.11 – Modelo utilizado para a validação no programda ROBOT.	64
Figura 4.12 – Gráficos de deslocamentos e acelerações utilizados como termo comparativo (Ribeiro, 2004).	64
Figura 4. 13 – Gráfico gerado pelo programa desenvolvido para as acelerações a 269 km/h.	65
Figura 4.14 – Gráfico gerado pelo programa desenvolvido para os deslocamentos a 269 km/h.	65
Figura 4.15 – Assinatura dinâmica respetiva aos comboios do caso de carga HSLM.	66
Figura 4.16 – Envolvente das assinaturas dinâmicas respectivas aos comboios do caso de carga HSLM.....	66
Figura 4. 17 - Definição de Sub-Comboio (Ribeiro, 2004).	69
Figura 4. 18 – Redução de um sistema global a um sistema de 1 grau de liberdade (Ribeiro, 2004).	70
Figura 4.19 – Gráfico da agressividade gerado pelo programa desenvolvido para o exemplo enunciado.	74
Figura 4. 20 – Gráfico usado como termo comparativo (Ribeiro, 2004).	75
Figura 5.1 – a) Estribos de ligação Viga-Tabuleiro e b) colocação de pré-laje.	78
Figura 5.2 – a) Apoios das vigas e carlinga, b) extremidade de uma viga Artesa.....	79
Figura 5. 3 – Geometria da secção do tabuleiro (mm).....	79
Figura 5.4 – Geometria da viga Artesa (mm).....	80
Figura 5.5 -1º Modelo numérico: alçado	81
Figura 5.6 – 1º Modelo numérico: 3D.....	81
Figura 5.7 – Deformada do 1º modelo devido à ação do peso próprio.	82
Figura 5.8 – 2º Modelo numérico: alçado.....	82
Figura 5.9 – 2º Modelo numérico: 3D.....	83
Figura 5.10 – Deformada do 2º modelo devido à ação do peso próprio	84
Figura 5.11 - 3º Modelo numérico: alçado	84
Figura 5.12 – 3º Modelo numérico: 3D.....	85
Figura 5.13 – Deformada do 3º modelo devido à ação do peso próprio.	86
Figura 5.14 – Casos de carga do modelo numérico.	88

Figura 5.15 – Modos de vibração estruturais.....	89
Figura 5.16 – Geometria da secção do tabuleiro (mm).	91
Figura 5.17 – Geometria da secção da viga (mm).....	92
Figura 5. 18 - 1º Modelo numérico: alçado.	92
Figura 5.19 – 1º Modelo numérico: 3D.....	93
Figura 5.20 – Deformada do 1º modelo devido à ação do peso próprio.	93
Figura 5.21 - 2º Modelo numérico: alçado.	94
Figura 5.22 – 2º Modelo numérico: 3D.....	94
Figura 5.23 – Deformada do 2º modelo devido à ação do peso próprio.	95
Figura 5.24 – Casos de carga do modelo numérico (kN)	97
Figura 5.25 – Modos de vibração estruturais.....	98
Figura 5.26 – Exemplos de ligações viga-viga para a garantia de continuidade estrutural.....	100
Figura 5.27 – Modelo numérico (vista 3D).	101
Figura 5.28 – Casos de carga do modelo numérico.	102
Figura 5.29 – Modos de vibração estruturais.....	103
Figura 5.30 – Funções de carga definidas por um espaçamento Δs	106
Figura 5. 31 – Determinação dos efeitos dinâmicos num o ponto Δt correspondente à divisão de Δs	106
Figura 5.32 – Aceleração para espaçamento de cargas de 0,5 m.	107
Figura 5.33 – Aceleração para espaçamento de cargas de 1,0 m.	107
Figura 5.34 – Aceleração para espaçamento de cargas de 1,25 m.	107
Figura 5.35 – Gráfico de acelerações para os diferentes espaçamentos.	108
Figura 5. 36 – Gráfico de acelerações para 480km/h a) $\Delta t=0.00167$ s, b) $\Delta t=0.0067$ s.	109
Figura 5. 37 – Gráfico de acelerações para 470km/h: a) $\Delta t=0.00167$ s, b) $\Delta t=0.0067$ s.....	109
Figura 5. 38 – Gráfico de acelerações para os diferentes Δt	110
Figura 6.1– Gráficos referentes aos deslocamentos para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 400 km/h	114
Figura 6.2 – Gráficos referentes às acelerações para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 400 km/h.	115
Figura 6.3 – Gráficos referentes aos modos de vibração solicitados no movimento dos comboios A9, A8, A6 e A7, para a velocidade de 400 km/h (Frequências em Hz).	116
Figura 6.4 – Gráficos de resultados para os deslocamentos relativos às velocidades de 400 km/h e 330 km/h.....	117
Figura 6.5 – Gráfico de resultados para as acelerações, para as velocidades de 400 km/h e 330 km/h.	118

Figura 6.6 – Gráfico de envolventes de acelerações, da análise dinâmica realizada.	118
Figura 6.7 – Gráfico de envolventes de deslocamentos, da análise dinâmica realizada.	119
Figura 6.8 – Posições das cargas estáticas para o máximo deslocamento a meio vão.	121
Figura 6.9 – Gráficos referentes aos deslocamentos para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 400 km/h.	121
Figura 6.10 – Gráficos referentes às acelerações para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 400 km/h.	122
Figura 6.11 – Gráficos referentes aos modos de vibração solicitados no movimento dos comboios atrás demonstrados (Frequências em Hz).	123
Figura 6.12 – Gráfico de resultados para as acelerações para as velocidades de 400 km/h e 350 km/h.	124
Figura 6.13 – Gráfico de resultados para os deslocamentos para as velocidades de 400 km/h e 330 km/h.	124
Figura 6.14 - Gráfico de envolventes de acelerações, da análise dinâmica realizada.	125
Figura 6.15 – Gráfico de envolventes de deslocamentos, da análise dinâmica realizada.	125
Figura 6.16 – Sobreposição dos gráficos de acelerações e deslocamentos, para o comboio A1, para análise com valor de amortecimento de 1% e 25%: a) acelerações b) deslocamentos.	127
Figura 6.17 – Comparação dos valores de acelerações e deslocamentos, para a análise com 1% (a e c)) e 2,5% (b e d)), para o comboio A7 a 300 km/h.	128
Figura 6.18 – Comparação dos valores de acelerações e deslocamentos, para a análise com 1% (a e c)) e 2,5% (b e d)), para o comboio A10 a 350 km/h.	129
Figura 6. 19 – Comparação dos valores de acelerações e deslocamentos, para a análise com 1% (a e c)) e 2,5% (b e d)), para o comboio A9 a 440 km/h.	129
Figura 6.20 - Sobreposição dos gráficos de acelerações e deslocamentos, para o comboio A4, para análise com valor de amortecimento de 1% e 2,5%: a) acelerações b) deslocamentos	130
Figura 6.21 - Gráficos de acelerações para as velocidades de a) 220 km/h, b) 240 km/h e c) 310 km/h, respetivamente para os comboios A1, A5 e A9.	131
Figura 6.22 - Gráficos referentes às frequências solicitadas no movimento da ponte para as velocidades de a) 220 km/h, b) 240 km/h e c) 310 km/h, respetivamente para os comboios A1, A5 e A9.	131
Figura 6.23 - Gráficos referentes às frequências do movimento do comboio para as velocidades de a) 220 km/h, b) 240 km/h e c) 310 km/h, respetivamente para os comboios A1, A5 e A9.	132
Figura 6. 24 – Gráficos referentes aos deslocamentos para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 480 km/h	132
Figura 6.25 – Gráficos referentes às acelerações para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 480 km/h.	133
Figura 6.26 – Gráficos referentes aos modos de vibração solicitados no movimento dos comboios atrás demonstrados (Frequências em Hz).	134

Figura 6.27 - Esquema teórico de cancelamento da resposta	135
Figura 6.28 – Sobreposição dos gráficos de deslocamentos, para o comboio a) A8, b) A9, para as velocidades de 450 km/h e 330 km/h.....	136
Figura 6.29 - Sobreposição dos gráficos de acelerações, para o comboio a) A8, b) A9, para as velocidades de 450 km/h e 330 km/h.....	136
Figura 6.30 – Gráfico de envolventes para as acelerações, da análise dinâmica realizada.	137
Figura 6.31 – Gráfico de envolventes para os deslocamentos, da análise dinâmica realizada.	137
Figura 6.32 – Posições das cargas estáticas, para o máximo deslocamento a meio vão.	138
Figura 6.33 - Gráficos referentes aos deslocamentos para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 480 km/h.	139
Figura 6.34 – Gráficos referentes às acelerações para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 480 km/h	139
Figura 6.35 - Gráfico de envolventes de acelerações, da análise dinâmica realizada.	141
Figura 6.36 – Gráfico de envolventes de deslocamentos, da análise dinâmica realizada..	141
Figura 6.37 - Sobreposição dos gráficos de acelerações e deslocamentos, para o comboio A5, para análise com valor de amortecimento de 1% e 2,5%: a) acelerações b) deslocamentos.	142
Figura 6.38 – Comparação dos valores de acelerações e deslocamentos, para a análise com 1% (a) e c)) e 2.5% (b) e d)), para o comboio A7 a 250 km/h.....	143
Figura 6.39 – Sobreposição dos gráficos de acelerações e deslocamentos, para o comboio A8, para análise com valor de amortecimento de 1% e 2.5%: a) acelerações b) deslocamentos.	143
Figura 6.40 - Gráficos de acelerações para as velocidades de a) 200 km/h, b) 260 km/h e c) 330 km/h, para o comboio A6.	144
Figura 6.41 - Gráficos referentes aos modos de vibração solicitados para as velocidades e comboios de a) 200 km/h-A10, b) 260 km/h-A6 e c) 330 km/h-A8.	145
Figura 6.42 - Gráficos referentes às frequências do movimento do comboio para as velocidades de a) 200 km/h - A10, b) 260 km/h – A6 e c) 330 km/h – A8.....	145
Figura 6.43 - Nós analisados para a determinação dos nós mais condicionantes para as acelerações para o 1º vão, no eixo da via.	146
Figura 6. 44 - Nós analisados para a determinação dos nós mais condicionantes para as acelerações para o 2º vão, no eixo da via.	147
Figura 6.45 - Nós analisados para a determinação dos nós mais condicionantes para as acelerações para o 3º vão, no eixo da via.	148
Figura 6.46 – Gráfico de envolventes para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 22044, da análise dinâmica realizada.	149
Figura 6.47 – Gráfico de envolventes para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 21914, da análise dinâmica realizada	149
Figura 6.48 – Gráfico das envolventes correspondentes aos valores máximos de acelerações e deslocamentos para os nós 21914 e 22044 a) acelerações b) deslocamentos.	150

Figura 6.49 – Gráficos de a) acelerações e b) deslocamentos para a velocidade de aceleração máxima para o nó da via sobre o meio vão, 21914.	152
Figura 6.50 – Gráfico referente aos modos de vibração solicitados no movimento do comboio A5 a 480 km/h (Frequências em Hz).	152
Figura 6.51 – Gráfico de envolventes para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 18235, da análise dinâmica realizad	151
Figura 6.52 – Gráfico de envolventes para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 18240, da análise dinâmica realizada.	154
Figura 6.53 - Gráfico de envolventes para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 18248, da análise dinâmica realizada.	155
Figura 6.54 – Gráfico das envolventes correspondentes aos valores máximos de acelerações e deslocamentos para os nós 18235, 18240 e 18248, a) acelerações b) deslocamentos.	155
Figura 6.55 - Gráficos de a) acelerações e b)deslocamentos para a velocidade de aceleração máxima para o nó da via sobre o meio vão, 18248.	158
Figura 6.56 – Gráfico referente aos modos de vibração solicitados no movimento do comboio A5 a 480 km/h (Frequências em Hz).	158
Figura 6. 57 - Gráfico de envolventes para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 23516, da análise dinâmica realizada	159
Figura 6.58 – Gráfico de envolventes para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 23490, da análise dinâmica realizada.	160
Figura 6.59 – Gráfico das envolventes correspondentes aos valores máximos de acelerações e deslocamentos para os nós 23516 e 23490, a) acelerações b) deslocamentos.	161
Figura 6.60 – Gráficos de a) acelerações e b)deslocamentos para a velocidade de aceleração máxima para o nó da via sobre o meio vão, 23516.	163
Figura 6.61 – Gráfico referente aos modos de vibração solicitados no movimento do comboio A5 a 480 km/h (Frequências em Hz).	163
Figura 6.62 – Posição das cargas estáticas para o máximo deslocamento a meio do primeiro vão.	164
Figura 6.63 – Posição das cargas estáticas para o máximo deslocamento a meio do segundo vão.	165
Figura 6.64 – Posição das cargas estáticas para o máximo deslocamento a meio do terceiro vão.	166
Figura 7.1 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio vão obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica, com valor de amortecimento de 1%, e da adoção de um coeficiente dinâmico $(1+ \varphi)$ para o comboio A10.....	171
Figura 7.2 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio vão obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica, com valor de amortecimento de 2,5%, e da adoção de um coeficiente dinâmico $(1+ \varphi)$ para o comboio A10.....	171
Figura 7.3 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio vão obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica, com valor de amortecimento de 1%, e da adoção de um coeficiente dinâmico $(1+ \varphi)$ para o comboio A10.....	173

Figura 7.4 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio vão, obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica, com valor de amortecimento de 2,5%, e da adoção de um coeficiente dinâmico $(1 + \varphi)$ para o comboio A10.....	173
Figura 7.5 - Linha de influência para maximizar o deslocamento a meio do primeiro vão.....	175
Figura 7.6 - Linha de influência para maximizar o deslocamento a meio do segundo vão.	175
Figura 7.7 - Linha de influência para maximizar o deslocamento a meio do terceiro vão.....	175
Figura 7.8 - Esquema da carga HSLM-A, comboio A4, para maximização do deslocamento a meio do segundo vão.	176
Figura 7.9 - Esquema da carga LM71 para maximização do deslocamento a meio do segundo vão.	176
Figura 7.10 - Esquema da carga SW/0 para maximização do deslocamento a meio do segundo vão.	177
Figura 7.11 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio do primeiro vão obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica, com valor de amortecimento de 1%, e da adoção de um coeficiente dinâmico $(1 + \varphi)$ para o comboio A4.	178
Figura 7.12 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio do segundo vão obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica, com valor de amortecimento de 1%, e da adoção de um coeficiente dinâmico $(1 + \varphi)$ para o comboio A4.	178
Figura 7.13 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio do segundo vão obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica, com valor de amortecimento de 1%, e da adoção de um coeficiente dinâmico $(1 + \varphi)$ para o comboio A4.	179
Figura 7.14 - Representação dos sistemas de apoios para as pontes: a) simplesmente apoiadas, b) ponte contínua.....	181
Figura 7.15 - Identificação das vigas de cada secção: a) viga artesa, b) viga W-13.....	182
Figura 7.16 - Gráfico da reação vertical temporal no apoio com a reacção mais condicionante, da ponte constituída por vigas Artesa.	184
Figura 7.17 - Definição do valor mínimo da relação L/δ que corresponde a um nível Muito Bom.	185
Figura 7.18 - Gráfico da reação vertical temporal no apoio, mais condicionante, da ponte constituída por vigas W-13 (25 m).	188
Figura 7.19 - Gráfico da reação vertical temporal no primeiro apoio da ponte constituída por vigas W-13 (65 m).	190
Figura 7.20 - Definição do valor mínimo da relação L/δ que corresponde a um nível Muito Bom	191

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Valores caraterísticos e parâmetros geométricos dos modelos de carga SW/0 e SW/2 (EN1991-2,2003).	23
Quadro 3.2 – Valores caraterísticos e parâmetros geométricos do modelo de cargas HSLM-A (EN1991-2,2003).	35
Quadro 3.3 – Condições de aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B (EN1991-2,2003).	36
Quadro 3.4 – Número de vias a utilizar no carregamento para análise dinâmica (EN1991-2,2003).	36
Quadro 3.5 – Quadro para determinação do amortecimento em função do vão (EN1991-2,2003).	40
Quadro 3.6 – Número de vias a carregar para a verificação dos estados limite de deformação e vibração (EN1991-,2003).	44
Quadro 3.7 – Grupos de ações associadas ao tráfego ferroviário (EN1991-2, 2003).	45
Quadro 3.8 – Valores máximos de torção no tabuleiro (EN1990-A2, 2005).	49
Quadro 3.9 – Valores máximos da variação angular e raios de curvatura mínimos (EN1990-A2, 2005).	50
Quadro 3.10 – Valores máximos de aceleração para cada nível de conforto (EN1990-A2, 2005).	51
Quadro 5.1 – Frequências dos 10 primeiros modos de vibração devido ao peso próprio.	81
Quadro 5.2 - Distribuição das espessuras pelo método das áreas equivalentes.	82
Quadro 5.3 – Frequências dos 10 primeiros modos de vibração devido ao peso próprio.	83
Quadro 5.4 - Distribuição das espessuras através da modelação de espessuras variáveis.	84
Quadro 5.5 – Frequências dos 10 primeiros modos de vibração devido ao peso próprio	85
Quadro 5.6 – Comparação das frequências dos modos de vibração.	86
Quadro 5.7 – Comparação das deformadas do modelo.	87
Quadro 5.8 – Frequências dos modos de vibração até 30 Hz.	90
Quadro 5.9 - Distribuição das espessuras pelo método das áreas equivalentes.	92
Quadro 5.10 – Frequências de 10 modos de vibração.	93
Quadro 5.11 - Distribuição das espessuras através da modelação de espessuras variáveis.	94
Quadro 5.12 – Frequências de 10 modos de vibração	95
Quadro 5.13 – Comparação das frequências dos modos de vibração.	96
Quadro 5.14 – Comparação das deformadas.	96
Quadro 5.15 – Frequências dos modos de vibração até 30 Hz.	99
Quadro 5.16 – Frequências dos modos de vibração até 30 Hz.	105
Quadro 5.17 – Comparação das acelerações máximas positivas (Max(+)) e máximas negativas para as velocidades de 460 km/h, 470 Km/h e 480 Km/h.	110

Quadro 6.1 - Quadro com frequências de excitação dos comboios A6 e A7 e frequência de excitação estrutural.....	115
Quadro 6.2 – Valores máximos de deslocamentos e acelerações para os comboios A6, A7, A8 e A9 para 400 km/h.....	117
Quadro 6.3 – Valores máximos de deslocamentos e acelerações das envolventes em valores absolutos.	119
Quadro 6.4 – Valores da velocidade ressonante para cada comboio HSLM-A, frequência do movimento e modos de vibração solicitados.	120
Quadro 6.5 – Valores dos deslocamentos dinâmicos, estáticos e fatores de amplificação dinâmica para as velocidades com maior deslocamento, por comboio.	120
Quadro 6.6 – Valores máximos de deslocamentos e acelerações para os comboios apresentados para 400 km/h.....	123
Quadro 6.7 – Valores máximos de deslocamentos e acelerações das envolventes em valores absolutos.	126
Quadro 6.8 – Valores da velocidade ressonante para cada comboio HSLM-A, frequência do movimento e modos de vibração solicitados.	126
Quadro 6.9 – Valores dos deslocamentos dinâmicos, estáticos e fatores de amplificação dinâmica para as velocidades com maior deslocamento, por comboio.	127
Quadro 6.10 – Comparação dos valores de acelerações e deslocamentos para as análises com amortecimento de 1% e 2,5%.	131
Quadro 6.11 – Valores da velocidade ressonantes para cada comboio HSLM-A, frequência do movimento e modos de vibração solicitados.	135
Quadro 6.12 – Valores máximos de deslocamentos e acelerações das envolventes da análise dinâmica.	137
Quadro 6.13 – Valores dos deslocamentos dinâmicos, estáticos e factores de amplificação dinâmica para as velocidades com maior deslocamento, por comboio.	138
Quadro 6.14 – Valores máximos de deslocamentos e acelerações para os comboios apresentados para 480 km/h.....	140
Quadro 6.15 – Valores da velocidade ressonante para cada comboio HSLM-A, frequência do movimento e modos de vibração solicitados.	140
Quadro 6.16 – Valores máximos de deslocamentos e acelerações das envolventes da análise dinâmica.	141
Quadro 6.17 – Valores dos deslocamentos dinâmicos, estáticos e fatores de amplificação dinâmica para as velocidades com maior valor de deslocamento, por comboio.	142
Quadro 6.18 – Comparação dos valores de acelerações e deslocamentos para as análise com amortecimento de 1% e 2.5%.	144
Quadro 6.19 – Estudo dos nós de deslocamento e acelerações máximas para o 1º vão (Deslocamento – mm, aceleração – m/s ²).	146

Quadro 6.20 – Estudo dos nós de deslocamento e acelerações máximas para o 2º vão (Deslocamento – mm, aceleração – m/s^2).	147
Quadro 6.21 – Estudo dos nós de deslocamento e acelerações máximas para o 3º vão (Deslocamento – mm, aceleração – m/s^2).	148
Quadro 6.22 – Valores de deslocamentos e acelerações para os nós 21914 e 22044, para as velocidades enunciadas.	151
Quadro 6.23 – Valores máximos de aceleração e deslocamentos por comboio para os nós 21914 e 22044.	153
Quadro 6.24 – Valores de deslocamentos e acelerações para os nós 18235, 18240 e 18248, para as velocidades enunciadas.	157
Quadro 6.25 – Valores máximos de aceleração e deslocamentos por comboio para os nós 18235, 18240 e 18248.	159
Quadro 6.26 – Valores de deslocamentos e acelerações para os nós 23516 e 23490, para as velocidades enunciadas.	162
Quadro 6.27 – Valores máximos de aceleração e deslocamentos por comboio para os nós 23516 e 23490.	163
Quadro 6.28 – Valores dos deslocamentos dinâmicos, estáticos e factores de amplificação dinâmica para as velocidades com maior deslocamento, por comboio.	164
Quadro 6.29 – Valores dos deslocamentos dinâmicos, estáticos e factores de amplificação dinâmica para as velocidades com maior deslocamento, por comboio.	165
Quadro 6.30 – Valores dos deslocamentos dinâmicos, estáticos e factores de amplificação dinâmica para as velocidades com maior deslocamento, por comboio.	166
Quadro 7.1 - Valores do deslocamento máximo a meio vão para os comboios do caso de carga HSLM-A, para a ponte constituída por vigas Artesa.	172
Quadro 7.2 - Valores do deslocamento máximo a meio vão para os comboios do caso de carga HSLM-A, para a ponte constituída por vigas W-13.	174
Quadro 7.3 - Valores do deslocamento máximo a meio do primeiro vão para os comboios do caso de carga HSLM-A, para a ponte constituída por vigas W-13 (65 m).	180
Quadro 7.4 - Valores do deslocamento máximo a meio do segundo vão para os comboios do caso de carga HSLM-A, para a ponte constituída por vigas W-13 (65 m).	180
Quadro 7.5 - Valores do deslocamento máximo a meio do terceiro vão para os comboios do caso de carga HSLM-A, para a ponte constituída por vigas W-13 (65 m).	180
Quadro 7.6 – Valores máximos de acelerações para o meio vão do tabuleiro da ponte constituída por vigas Artesa (25 m), para as análises com amortecimento de 1% e 2,5 %.	183
Quadro 7.7 - Valores máximos do empenamento (t) para o meio vão do tabuleiro da ponte constituída por vigas Artesa (25 metros), para a análise com amortecimento de 1%.	183
Quadro 7.8 - Valores máximos de acelerações para o meio vão do tabuleiro da ponte constituída por vigas W-13 (25 metros), para as análises com amortecimento de 1% e 2,5 %.	186

Quadro 7.9 - Valores máximos do empenamento (t) para o meio vão do tabuleiro da ponte constituída por vigas W-13 (25 metros), para a análise com amortecimento de 1%.	187
Quadro 7.10 - Valores máximos de acelerações para o meio do segundo vão do tabuleiro da ponte constituída por vigas W-13 (65 m), para a análise com amortecimento de 1%.	188
Quadro 7.11 - Valores máximos do empenamento (t) para o nó de meio de cada vão do tabuleiro da ponte constituída por vigas W-13 (65 m, 3 vãos), para a análise com amortecimento de 1%.	189

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO GERAL

Desde o início da sua existência que o ser humano procurou encontrar soluções para os problemas que se lhe colocavam, sendo os transportes um dos grandes desafios com que se deparou. Com o aumento da complexidade social e da grande necessidade de mobilidade de pessoas e bens, surgiu o problema do transporte de pessoas e bens, tendo como meta principal a comodidade, a rapidez e a sustentabilidade. Isto levou a um desenvolvimento dos meios de transporte, entre os quais o comboio, que será objeto de estudo nesta dissertação, mais especificamente, os comboios de alta velocidade e os efeitos que o seu movimento solícita quando atravessa uma ponte, as quais fazem parte dos vários sistemas estruturais existentes para a circulação deste tipo de meio de transporte.

Desde que surgiram os comboios e a possibilidade de haver circulação desse meio de transporte, que este não tem parado de se desenvolver. Na história, vários tipos de comboios circularam pelas linhas ferroviárias existentes, desde os comboios a vapor até aos comboios que hoje circulam nas linhas férreas nacionais e internacionais, entre eles estão os comboios de alta velocidade, sendo o mais conhecido de todos os TGV, existindo outros como o ICE2, EUROSTAR E THALYS. Dois exemplos desses comboios podem ser visualizados na Figura 1.1.



Figura 1.1 - Comboios de alta velocidade: TGV (esquerda) Eurostar (direita).

A principal característica destes comboios são as altas velocidades que atingem. Velocidades entre os 200 km/h e os 300 km/h, são velocidades comuns deste tipo de comboios, sendo que os recordes de velocidade se situam entre 574,8 km/h atingida por um TGV, no caso de vias balastradas e os 603 km/h (Maglev, levitação magnética, via experimental). Estas de velocidades levam a diversos tipos de

efeitos nas estruturas, com destaque, no caso das pontes, para os efeitos de ressonância e instabilização do balastro, em vias balastradas.

Assim, iniciou-se o estudo e desenvolvimento de técnicas de forma a ser possível o entendimento e a determinação desses efeitos, entre os quais se salientam, as análises dinâmicas de pontes para vias de alta velocidade.

Comboios deste tipo, exigem vias de circulação específicas, sendo que as vias convencionais existentes, muitas das vezes não são aptas, tanto a nível de resistência como a nível de geometria, para absorverem a sua circulação, surgindo a necessidade da construção de novas infraestruturas. Vários países, a nível europeu já têm a sua rede de alta velocidade bastante desenvolvida, entre eles Espanha, França, Itália e Bélgica. Isto pode ser verificado na Figura 1.2, onde também estão presentes linhas nas quais, a velocidade de circulação é menor que 250 km/h e vias que se encontram em construção.

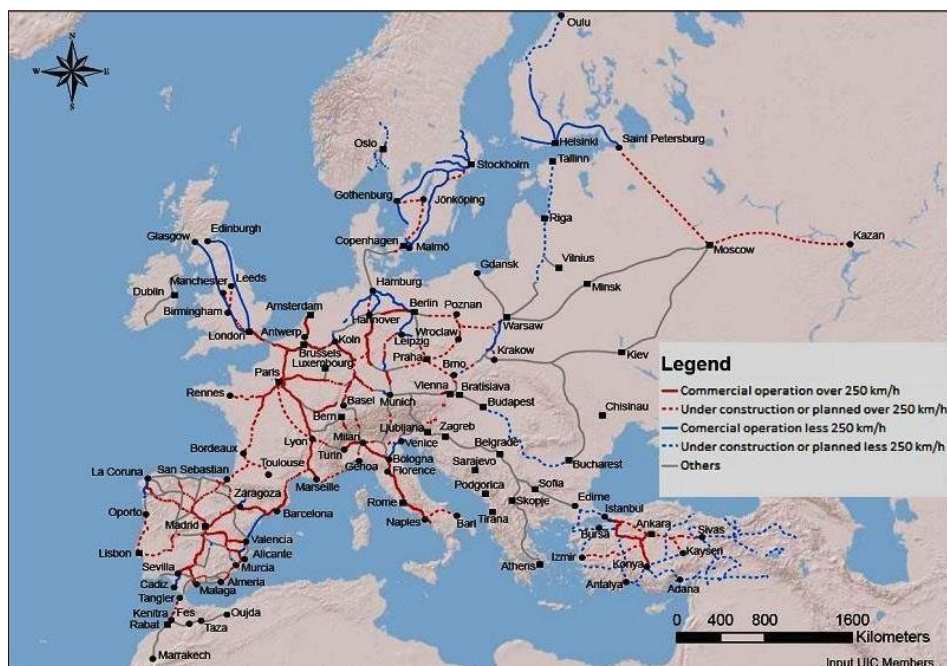


Figura 1.2 - Mapa da rede ferroviária normal e de alta velocidade Europeia.

As principais vantagens deste tipo de transporte, em relação a outros meios de transporte, como o rodoviário e aéreo, prende-se com os seus menores custos, redução dos gastos energéticos, reduzida pegada ambiental, uma vez que produz baixas emissões de gases nocivos ao ambiente, e segurança dado que se verifica um pequeno número de acidentes. (Ribeiro, 2004)

Para haver ligação entre o Reino Unido e o resto da Europa, no final da década de 90 e inícios do século XXI, as autoridades do Reino Unido iniciaram o programa High Speed 1 (HS1), programa esse que consistiu na substituição e construção de linhas férreas, de forma a possibilitar a circulação de comboios para alta velocidade em território do Reino Unido. Esta ligação é realizada, a norte da Europa, no norte da França e termina em Londres, tendo um total de 108 km, sendo o Eurostar o comboio de eleição.

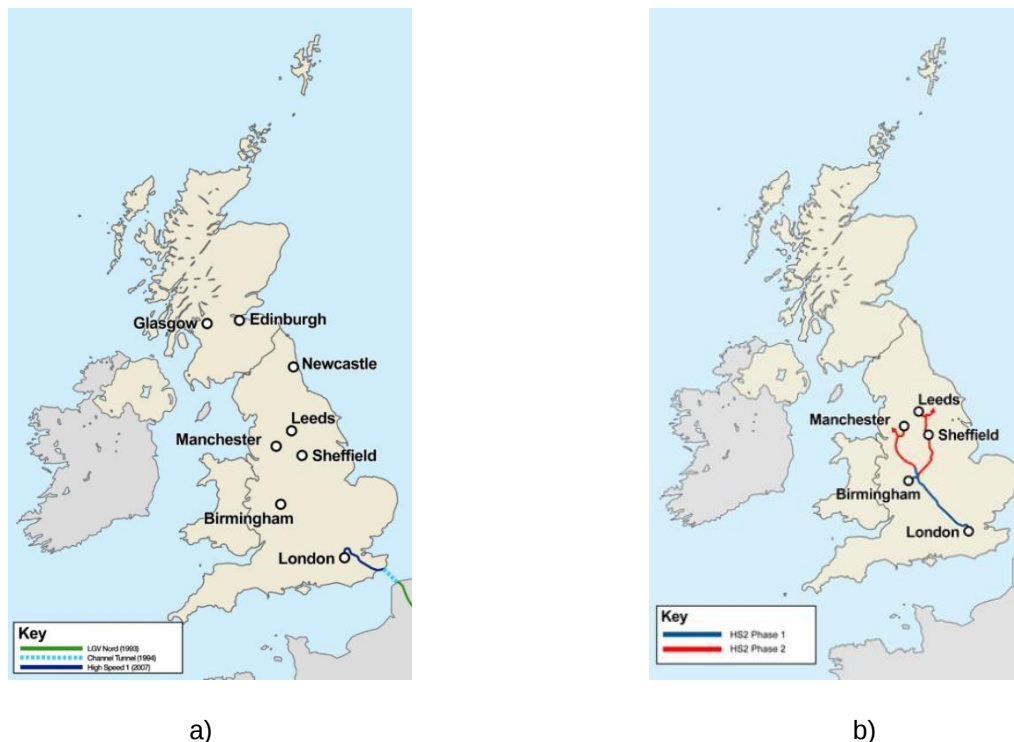


Figura 1.3 - Mapas das Linhas do High Speed: a) High Speed 1, b) High Speed 2

A continuação dessa linha fará parte do projeto High Speed 2, que após vários adiamentos, foi previsto o seu início para novembro de 2018. Neste projeto estão previstas duas fases distintas. A primeira (Phase 1) ligará Londres a Birmingham com um total de 230 km de linha férrea. A segunda fase estará dividida também em duas fases (Phase 2A e Phase 2B). A primeira delas ligará Birmingham a Crewe e a segunda ligará Crewe a Manchester e Birmingham a Leeds, com um total, para as duas fases (fase 2), de 300 km de linha férrea. Este projeto tem previsto o início das operações de utilização entre os anos de 2026 e 2033.

É neste projeto que a empresa ShayMurtagh, empresa com a qual esta dissertação foi realizada em parceria, irá participar, a nível do projeto, construção e transporte de vigas pré-fabricadas de betão para pontes e outras sub-estruturas.

1.2 OBJETIVOS

O projeto de pontes para alta velocidade tem vários requisitos, tanto a nível estático como a nível dinâmico, que têm que ser cumpridos. A nível estático podemos realçar as variações de temperatura, as ligações entre vãos, as ligações entre tabuleiro e viga, ligações entre ponte e pilares existentes, retrações, fluência, momentos e esforços transversos, tanto locais como globais, fadiga, entre outros, como parâmetros importantes para o dimensionamento correto de uma ponte para alta velocidade. A nível dinâmico, parâmetros como o vento, o movimento do comboio sobre a ponte, tanto a nível dinâmico como aerodinâmico devem ser verificados.

Foi com base nesta última parte que surgiu a oportunidade da realização desta dissertação. Foi-me proposto a realização de um programa capaz de realizar análises dinâmicas de pontes, para que no futuro, seja possível a realização de análises dinâmicas necessárias para o projeto deste tipo de pontes.

Depois de desenvolvido o programa, propôs-se a análise dinâmica de três pontes com diferentes tipo vigas pré-fabricadas. A primeira consiste numa ponte com 25 m de desenvolvimento, simplesmente apoiada, constituída por duas vigas Artesa pré-fabricas e um tabuleiro de betão armado betonado in-situ. A segunda consiste numa ponte de 25 m, simplesmente apoiada, constituída por 4 vigas W-13, pré-fabricadas, e por um tabuleiro de betão armado, betonado in-situ. A terceira, consiste numa ponte contínua, de 3 vãos (vãos extremos com 20 m e vão intermédio com 25 m), com um total de 65 metros, constituída por 4 vigas W-13 pré-fabricadas e tabuleiro betonado in-situ. Todas as pontes são pontes balastradas, com um balastro com uma altura de 0.5 metros.

Por último, de forma a avaliar o impacto que o amortecimento tem na concretização das análises dinâmicas, foi proposto a realização de análises com dois tipos de amortecimento: 1% (amortecimento regulamentar) e 2,5%, para o caso das pontes simplesmente apoiadas.

As análises dinâmicas de pontes simplesmente apoiadas podem ainda ser realizadas através de métodos simplificados tais como: o da Decomposição da Excitação em Ressonância (DER) e o da Linha de Influência Residual (LIR). Foi proposto também o desenvolvimento do método DER, contudo, não será realizada nenhuma análise explícita com esse método, apenas uma verificação de validade do mesmo.

1.3 CONTEÚDOS DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação é estruturada por oito capítulos distribuídos da seguinte forma:

- **Capítulo 1 - Introdução**

No capítulo 1 é efetuado um enquadramento geral do tema da tese, onde se explicam os motivos pelos quais foi proposto este tema para a dissertação, os objetivos propostos para a realização da mesma e por último, são apresentados os capítulos que a compõem.

- **Capítulo 2 – HS2- High Speed 2 – História, Linha e Requisitos**

No capítulo 2 é apresentada a história do projeto High Speed, passando pelo High Speed 1; é realizada uma descrição detalhada da linha que será construída no projeto High Speed 2, para as respetivas fases do projeto, bem como a apresentação detalhada das obras de arte mais importantes relacionadas com o tema desta dissertação, pontes. Por último, são apresentados os requisitos específicos do projeto HS2 para a concretização das análises dinâmicas.

- **Capítulo 3 – Aspectos Regulamentares No Dimensionamento de Pontes Ferroviárias**

No capítulo 3 faz-se uma apresentação dos aspetos regulamentares relativos ao dimensionamento de pontes definidos no EN1991-2 e EN1990-A2 e aspetos relativos à influência da massa, amortecimento e rigidez na resposta dinâmica.

- Capítulo 4 – Metodologias de Análises Dinâmicas do Sistema Ponte-Comboio

No capítulo 4 são descritos de uma forma detalhada os métodos da sobreposição modal e de análise de cargas móveis. Apresenta-se o programa desenvolvido e respetiva validação, as fases necessárias à execução de análises de pontes com o método das cargas móveis. Por último, ainda se apresenta detalhadamente o método DER, desenvolvido nesta dissertação, bem como a validação do mesmo.

- Capítulo 5 – Modelação de Pontes para Análise Dinâmica, para Comboios de Alta Velocidade

No capítulo 5 são apresentadas as diferentes modelações, de cada ponte, utilizadas para a determinação do melhor modelo a utilizar para as análises dinâmicas, são realizadas comparações entre os vários modelos, são apresentadas as deformadas dos primeiros oito modos de vibração e respetivos valores até 30 Hz, bem como os valores das cargas utilizadas e respetiva localização no modelo de cálculo. Por último, são realizadas duas análises de sensibilidade, uma onde se avalia o espaçamento entre cargas (0,5 metros, 1,0 metros e 1,5 metros), para o mesmo intervalo de tempo de análise ($\Delta t=0.00167s$), outra onde se avalia a influência de diferentes tempos de análise ($\Delta t=0.00167s$ e $\Delta t=0.0067s$), para o mesmo espaçamento entre cargas.

- Capítulo 6 – Análise da Resposta Dinâmica das Pontes em Estudo

No capítulo 6 são apresentados os resultados relativos às análises dinâmicas realizadas, principalmente a nível de acelerações e deslocamentos, realizados estudos de forma a saber quais são os modos de vibração solicitados nas respostas estruturais, realizadas comparações entre as análises com diferentes tipos de amortecimento e a respectiva explicação teórica e são apresentados os fatores de amplificação dinâmica, ao nível dos deslocamentos, para as diferentes análises realizadas. São ainda apresentadas todas as envolventes de deslocamentos e acelerações para as diferentes análises.

- Capítulo 7 – Avaliação do Comportamento Estrutural das Pontes em Estudo

No capítulo 7 é realizada a verificação da segurança estrutural para as diferentes pontes, bem como a verificação da segurança da via relativamente à acelerações verticais do tabuleiro, deformação vertical do tabuleiro, torção do tabuleiro, levantamento dos apoios e deformação longitudinal do tabuleiro.

- Capítulo 8 – Conclusões

No capítulo 8 são apresentadas as conclusões gerais bem como os possíveis desenvolvimentos futuros.

2

HS2 - HIGH SPEED 2 HISTÓRIA, LINHA E REQUISITOS

2.1 INTRODUÇÃO

No seguimento dos projecos que a empresa ShayMurtagh está envolvida, surgiu a possibilidade de entrar no projecto High Speed 2 (HS2), através do projeto de vigas de pontes para alta velocidade. Antes de entrar no âmbito do HS2, faz-se aqui uma breve introdução sobre o conteúdo do mesmo.

O projeto High Speed associado ao Reino Unido surge em 1996 através do “Channel Tunnel Rail Link Act”, onde o parlamento inglês concede autorização para a construção de linhas ferroviárias de alta velocidade, uma vez que as linhas existentes ligavam com linhas de alta velocidade europeias e estas limitavam a velocidade de circulação dos comboios. Com isto surge o projeto High Speed 1 (Railway Technology, 2007).

Este projeto consiste numa linha ferroviária que liga Londres a Paris, Bruxelas e Lille tendo a sua utilização regular começado a 14 de Novembro de 2007. Com a abertura da seção final de Fawkham Junction para St Pancras foi diminuído em cerca de 20 min o tempo de duração das viagens, sendo que o tempo de viagem entre Londres e Paris passou a ser de 2h15m, entre Londres e Bruxelas 1h51m e Londres e Lille 1h20m (Railway Technology, 2007).

Este projeto teve um custo de £5,8bn (6,63 bilions de euros), dos quais £800m foram gastos na remodelação da estação de St Pancras. Esta incluiu uma extensão para o dobro do comprimento das plataformas centrais, para o uso do comboio Eurostar, e adição de plataformas para o serviços domésticos, para o lado oeste para os East Midlands Trains na linha principal Midland e no lado oeste para o eventual uso dos comboios Javelin, para o norte de Kent (Railway Technology, 2007).

O traçado deste projeto foi construído em duas fases (Railway Technology, 2007):

- 1ª fase: entre o Canal em Folkestone até Fawham Junction no Norte de Kent .
- 2 fase: entre Ebbsfleet no norte de Kent e a estação de St Pancras em Londres.

Este traçado pode ser visualizado na Figura 2.1.

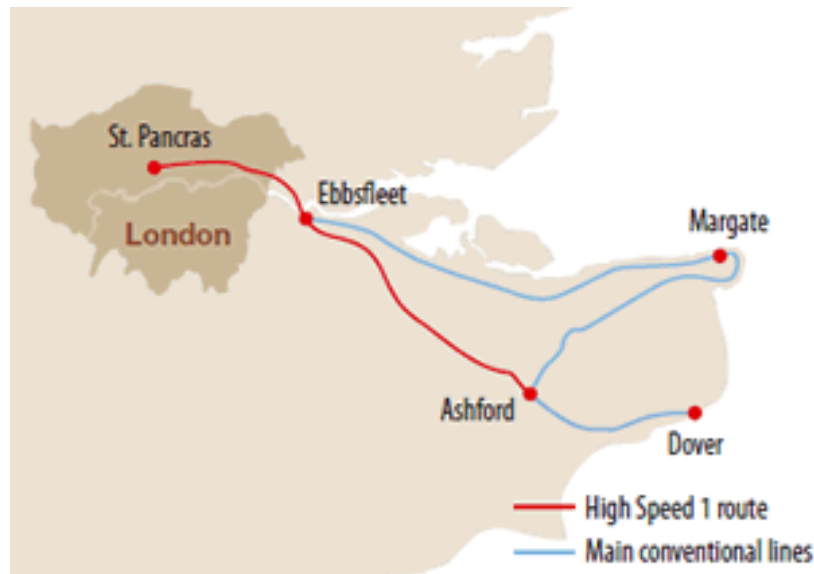


Figura 2.1 - Mapa da linha correspondente ao projecto Hs1.

No seguimento surge o High Speed 2, tendo como objetivo ligar as regiões centrais e noroeste de Inglaterra a Londres.

2.2. HIGH SPEED 2 (Hs2)

O projecto Hs2 consiste na construção de infraestruturas para linhas de alta velocidade desde Londres até Manchester e Leeds, passando por Birmingham, sendo previsto o início das operações em 2026 e o seu término em 2033.

Este projeto será dividido em três fases:

- Fase 1: Linha que irá ligar “London Euston” a “Birmingham Curzon Street” e “Lichfield” com estações intermédia em “West London” (em “Old Oak Common”) e em “Birmingham Airport”.
- Fase 2A: Linha que irá ligar “West Midlands” a “Crewe”.
- Fase 2B: Linha que irá ligar “West Midlands” a “Leeds New Lane” com estações intermédias em “East Midlands” e “South Yorkshire” e uma ligação entre “Crewe” e “Manchester” com estação intermédia em “Manchester Airport”.

Os principais objetivos dos decisores foram, o aumento da capacidade ferroviária, conectividade e sustentabilidade. Assim, o Hs2 foi desenvolvido para fornecer capacidade suficiente para a procura de longas distâncias, aumento da resiliência e da fiabilidade da linha, aumentar a conectividade, fornecendo melhores tempos de viagem e tornando a viagem fácil e atrativa. Por isso todas as soluções devem minimizar a perturbação da linha existente, utilizar tecnologias fiáveis e comprovadas de forma a ser possível atingir os resultados desejados, ser acessíveis e representar um contributo positivo para os contribuintes, minimizar os impactos negativos nas comunidades locais e no ambiente.

Este projeto tem um custo previsto de £55,7 bilhões (63,6 bilhões de euros) e o seu traçado pode ser observado na Figura 2.2.

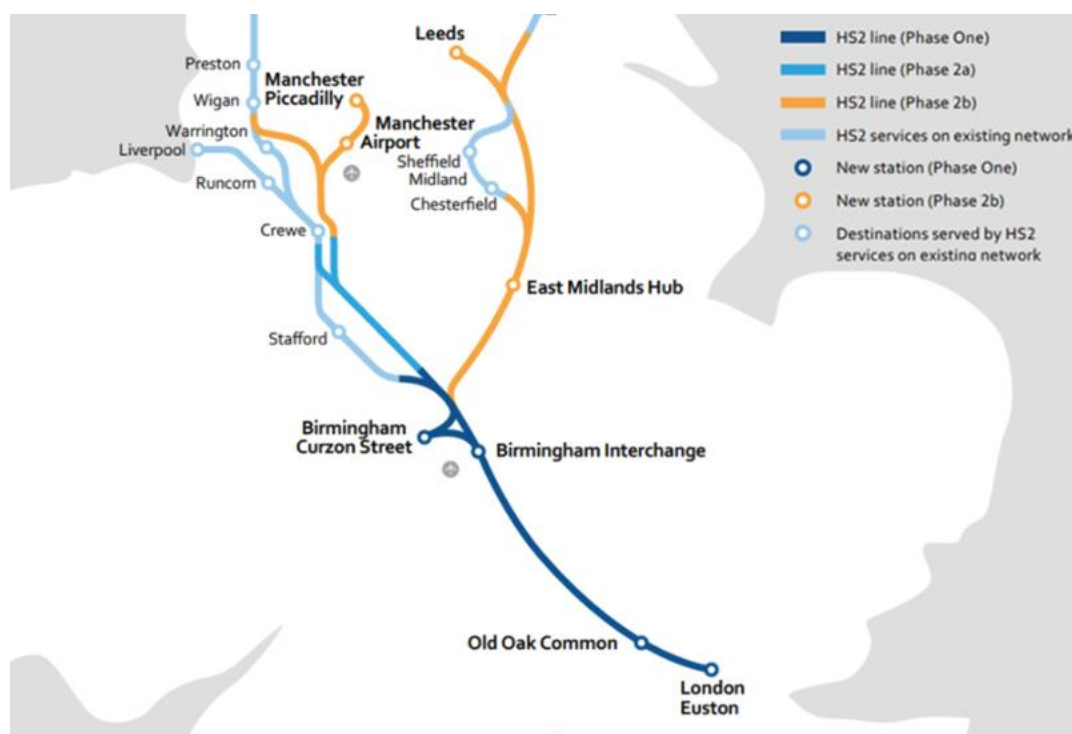


Figura 2.2 - Mapa da linha prevista para o projecto Hs2.

2.2.1. Hs2 – FASE 1

A fase 1 do projeto Hs2 irá ligar “London Euston” à nova “Birmingham Curzon Street Station”, sendo que esta se estenderá a este de Birmingham com um ramo de ligação a “West Coast Main Line” (WCML) a norte de Lichfield, em Staffordshire, que dará ligação ao noroeste da Inglaterra e Escócia através da combinação do Hs2 e WCML, usando porém com comboios compatíveis com as características de circulação desta última. Terá ao todo 225 km de extensão e um custo estimado de £16,3 bn.

A linha entre Londres e Birmingham começará através de um túnel de 7,2 km logo depois de Euston, daí continuará até à nova estação em Old Oak Common a noroeste de Londres e depois seguirá para Birmingham, onde passará pelo Centro Nacional de Exibições (NEC-National Exhibition Center) e pelo aeroporto de Birmingham. Os passageiros podem aceder à Crossrail, Heathrow Express e à “Great Western Line” na nova estação em Old Oak Common. Este traçado pode ser observado na Figura 2.6.

No âmbito desta dissertação as obras de arte a destacar serão as pontes e viadutos. Nesta fase do projeto está previsto um considerável número desse tipo de obras de arte, estando destacadas nas Figuras 2.3, 2.4 e 2.5 aquelas com maior extensão.

- Novo viaduto sobre o “Grand Union Canal e Rio Coine”, com uma extensão de 3400 m.

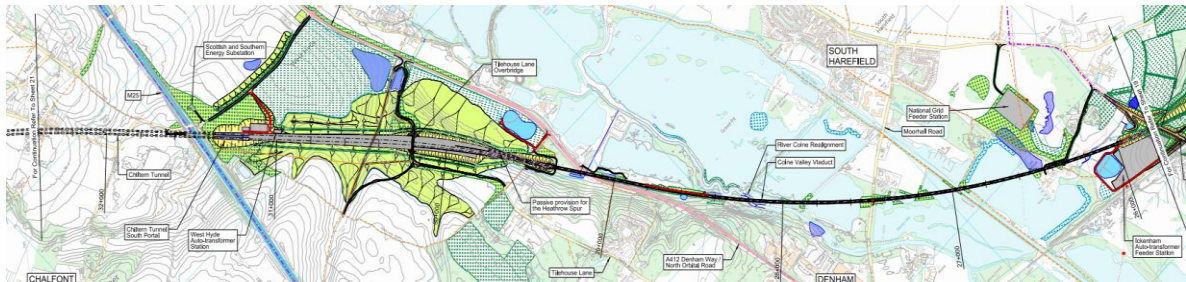


Figura 2.3 - Planta do traçado do viaduto sobre o “Grand Union Canal e Rio Coine” (Unido, Colne Valley viaduct).

- Viaduto No.1 de Water Orton, com uma extensão de 1500 m.

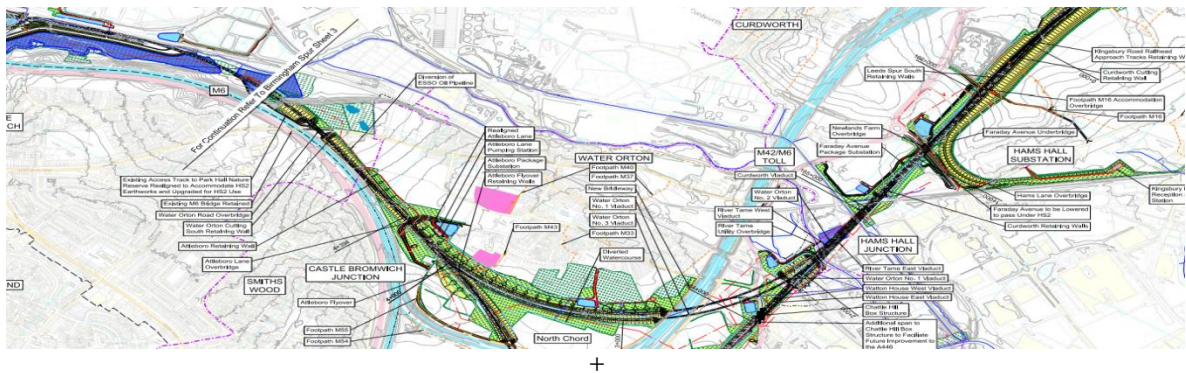


Figura 2.4 - Planta do traçado do viaduto No.1 de Water Orton (Unido, North Chord).

- Viaduto sobre o centro da cidade que dá acesso à “Curzon Street Station” com uma extensão de 2065 m.

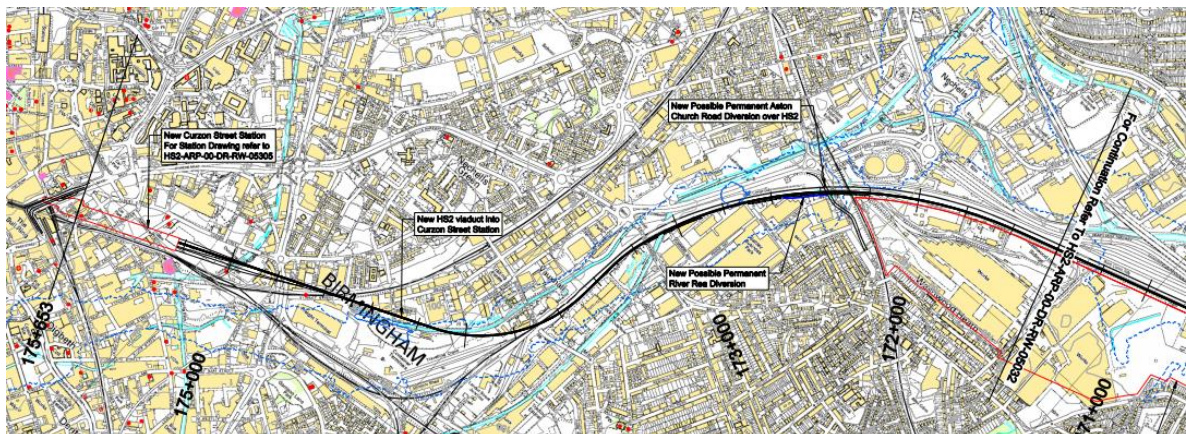


Figura 2.5 - Planta do traçado do viaduto sobre o centro da cidade para acesso a “Curzon Street Station” (Unido, GOV.UK).

Sendo os restantes viadutos e pontes mais pequenos, com extensões a variar entre os 50 metros e os 1000 metros.

Na Figura 2.6 é apresentado o traçado da linha para esta fase do projecto.



Figura 2.6 - Mapa da linha prevista para o projecto Hs2 – Fase 1.

2.2.2. HS2 - Fase 2A

Finalizada a fase 1 do projeto Hs2, este continuará com a fase 2A. Nesta fase será construída uma linha que ligará West Midlands a Crewe. Esta linha está dividida em secções, HSM03, HSM06, HSM08, HSM09 e HSM10. Estas secções ligam as seguintes cidades (High Speed Two, 2015):

- HSM03 - Fradley a Swynnerton
- HSM06 – Swynnerton a Madeley
- HSM08 – Madeley to Chorlton
- HSM09/HSM10 – Chorlton a Crewe e a ligação com a WCML (“West Coast Main Line”)

A linha desde West Midlands até Crewe tem uma extensão total de 60 km. Esta linha começa em Fradley, a aproximadamente a 2,5 km nordeste de Lichfield e a norte da ligação proposta com a fase 1 deste projeto, em Handsacre.

A linha continua para noroeste, situando-se, principalmente em plena via, através de uma série de aterros, viadutos e terraplanagens, passando a este de Rugeley e Stafford. Esta continua na mesma direção, passando sobre a M6 e a norte de Swynnerton e Baldwin’s Gate, onde passará por baixo de uma colina através de um túnel. Continuando sobre uma série de aterros, terraplenagens e viadutos, cruzando a WCML, a linha deverá passar sob uma colina através de um túnel em direção a oeste de Madeley, antes de virar para norte, onde seguirá paralela com a WCML, ao aproximar de Crewe.

A sul de Crewe, a linha situa-se próximo da WCML, onde uma ligação em viaduto a irá ligar à WCML, na área de Basford (High Speed Two, 2015).

Na Figura 2.7 é apresentado o traçado previsto para esta fase do projeto.

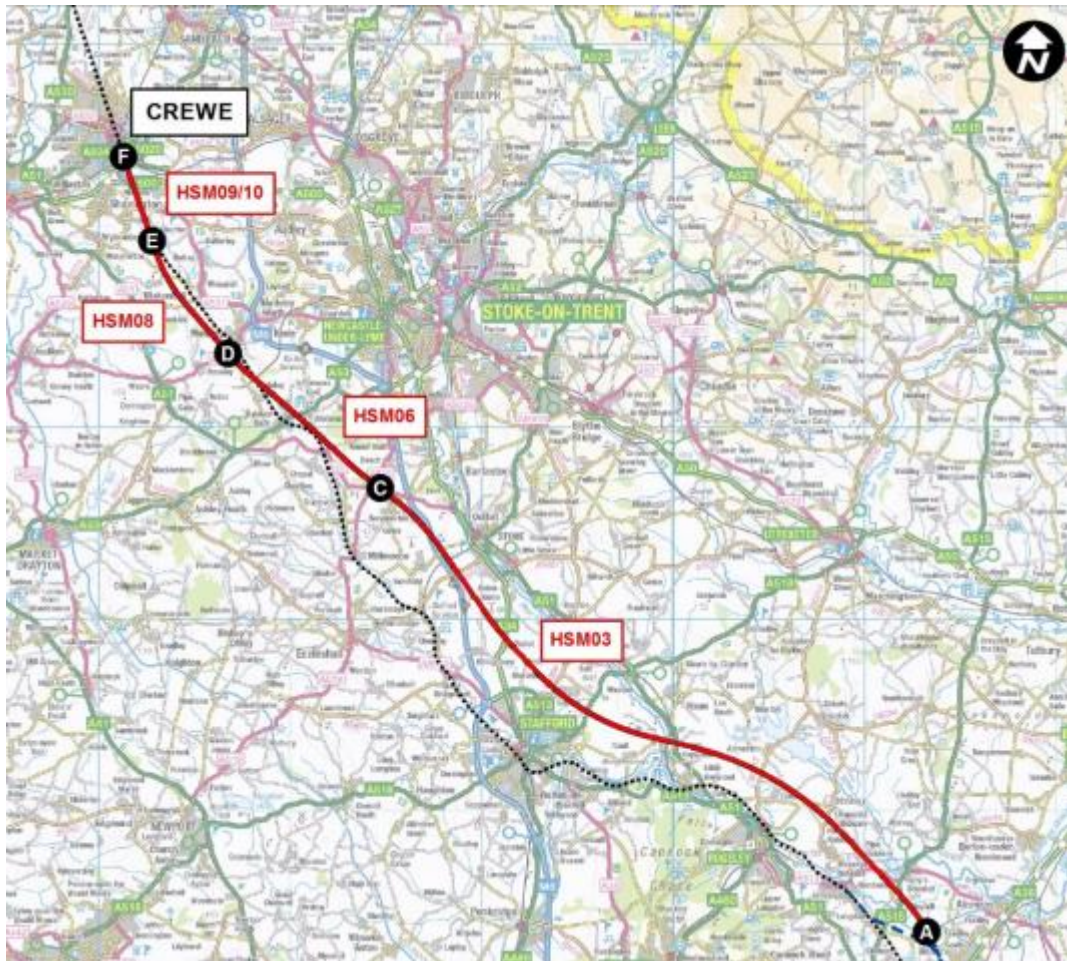


Figura 2.7 – Planta da linha prevista para as várias secções – fase 2A.

No que concerne a esta dissertação, várias pontes e viadutos serão construídos no decorrer deste projeto, sendo de destacar as obras de arte presentes nas Figuras 2.8 e 2.9.

- Viaduto sobre o Rio Trent com uma extensão de 1880 m.

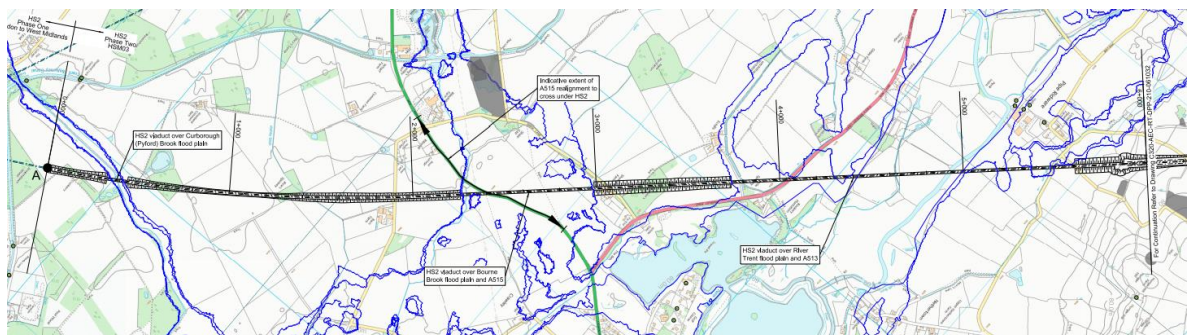


Figura 2.8 – Planta do traçado viaduto sobre o Rio Trent (Unido, HSM03 Sheet1).

- Viaduto sobre uma linha ferroviária existente na área de Chorlton com uma extensão de 1330 m.

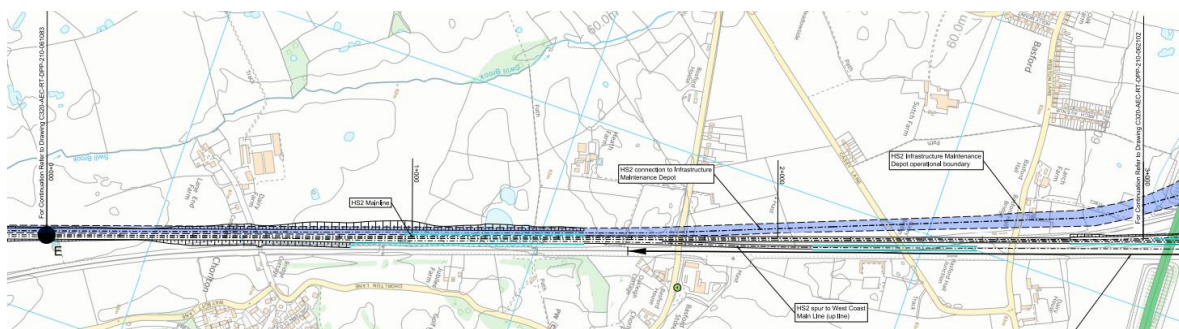


Figura 2 9 - Planta do traçado do viaduto sobre a linha ferroviária existente na área de Chorlton (Unido, HSM10 Sheet 1).

Mais pontes e viadutos existirão, de igual importância para o projeto Hs2, sendo que a sua extensão viária entre os 80 e os 625 metros.

2.2.3. Hs2 - Fase 2B

A fase 2B do Hs2, fará a ligação entre Crewe e Bamfurlong, Crewe e Manchester e Birmingham e Leeds.

A linha que fará ligação entre Crewe e Bamfurlong e Crewe e Manchester será dividida em secções da seguinte forma (High Speed Two (Hs2), 2017):

- HSM10B – Chorlton a Winterbottom, extensão de 32 km
- HSM12 - Winterbottom a Warbuton, extensão de 8,5 km
- HSM21 – Warburton a Lowton, extensão de 12 km
- HSM22 – Lowton a Bamfurlong , extensão de 5,5
- HSM28A – Winterbottom a Rostherne
- HSM28B – Rostherne a Ardwick, (extensão total entre Winterbottom e Ardwick 27,9 km)
- HSM26 Ardwick a Manchester Piccadilly, extensão de 1km

A linha entre Crewe e Manchester terá uma extensão de aproximadamente 85 km. Esta iniciar-se-á em Crewe, a norte da A500, local onde será a ligação à fase 2A. Neste local, a linha seguirá por um túnel que atravessará a cidade de Crewe, emergindo a norte dessa, de onde seguirá para este da WCML, antes de seguir para norte, afastando-se da WCML. Daqui a linha seguirá em direcção a norte passando entre as cidades de Winsford e Middlewich, a oeste de Lostock Green, a este de Rudheath, Lostock Gralam, e Higher Wincham através de uma série de aterros e viadutos, passando ainda, por cima da M6. A norte da M6 existirá um cruzamento que ligará a este, onde continuará em direcção ao aeroporto de Manchester e terminará na estação de Manchester Picadilly.

No cruzamento em cima referido, haverá uma ligação em direcção a norte, que se desenvolverá principalmente em plena via, passando debaixo da M56 e por cima do “Manchester Ship Canal, através de viaduto, a este de Hollins Green. Passando agora por cima da M62, a linha seguirá para sul e oeste de Culcheth, antes de passar entre Lowton e Lowton Common. A partir daqui a linha deverá seguir para nordeste antes de se ligar à WCML em Bamfurlong (High Speed Two (Hs2), 2017).

Na figura 2.10 é apresentado o traçado para esta fase do projecto Hs2.

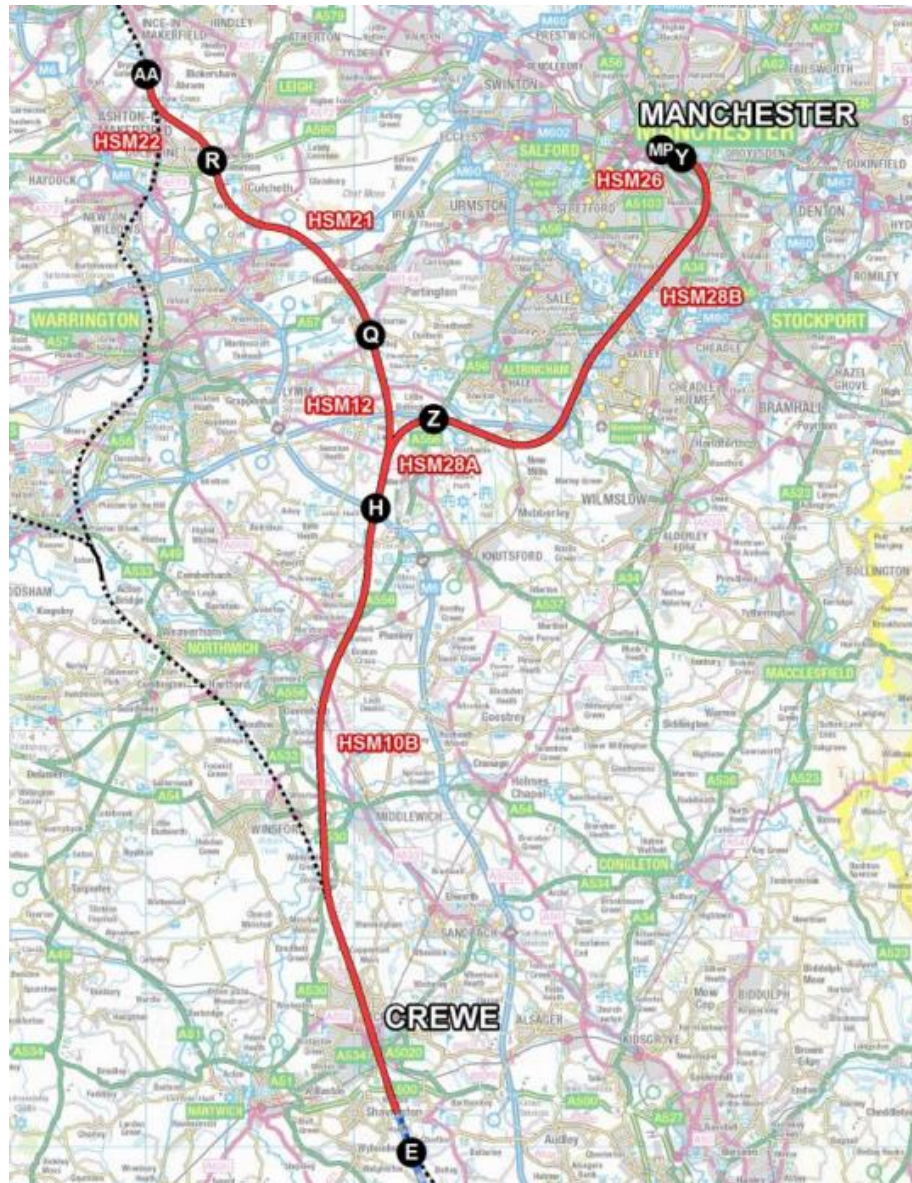


Figura 2.10 – Planta da linha prevista para as várias secções – fase 2B.

Relativamente às pontes e viadutos que estão previstos para a realização desta linha são de destacar os apresentados nas Figuras 2.11, 2.12 e 2.13

- Viaduto sobre os rios Trent, Dane e Mersey Canal – 1160 m.

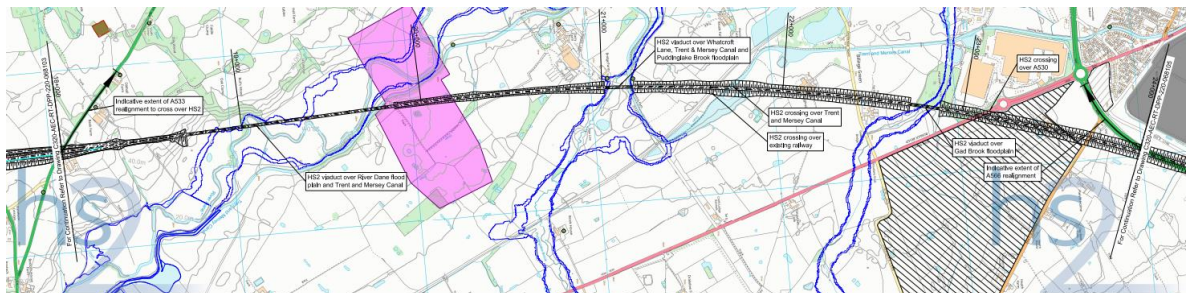


Figura 2.11 - Planta do traçado viaduto sobre os rios Trent, Dane e Mersey Canal (Unido, HS2 Phase 2b: Chorlton to Winterbottom route sheet 4).

- Viaduto sobre a A556, A559 e Linnards Lane – 1170 m.

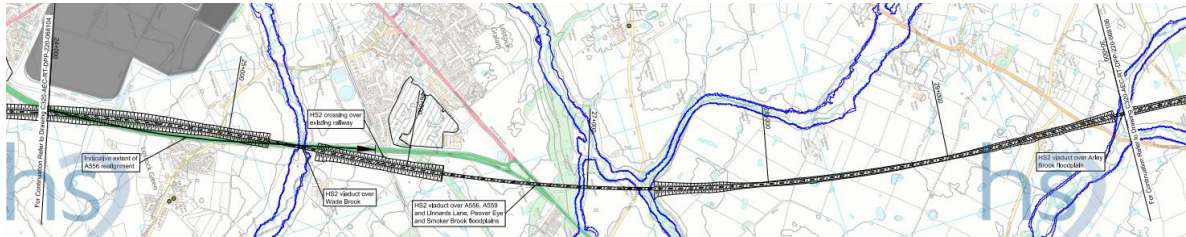


Figura 2.12 - Planta do traçado viaduto sobre A556, A559 e Linnards Lane (Unido, HS2 Phase 2b: Chorlton to Winterbottom route sheet 5).

- Viaduto sobre o Manchester Ship Canal, Manchester Road e a A57 – 1320 m.

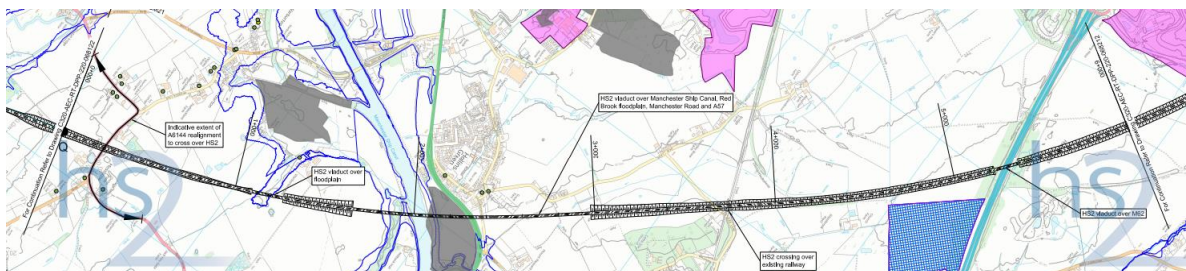


Figura 2.13 - Planta do traçado viaduto sobre Manchester Ship Canal, Manchester Road e a A57 (Unido, HS2 Phase 2b: Warburton to Lowton route sheet 1).

Outros viadutos serão construídos com extensões que variam entre os 60 metros e os 350 metros.

Uma segunda linha será construída no âmbito desta fase do projeto Hs2, que ligará West Midlands a Leeds. Esta linha terá cerca de 198 km de extensão e está dividida nas seguintes secções ((hs2), 2017):

- HSL01 – Marston a Birchmoot, extensão de 8,8 km
- HSL06 – Birchmoor a Tonge, extensão de 28,8 km
- HSL09A – Tonge to Donington Park
- HSL09B – Donington Park a Long Eaton (extensão de HSL09A e HSL09B é de 15,4 km)
- HSL12 – Long Eaton a Trowell, extensão de 4,2 km
- HSL13A – Trowell a Tibshelf
- HSL13B – Tibshelf a Woodall (extensão total de HSL13A e HSL13B é de 44.3 km)
- HSL14 – Woodall a Conisbrough, extensão de 17,2 km
- HSL16 – Conisbrough a Ryhill, extensão de 23,7 km
- HSL17A – Ruhill a Sharlston Common
- HSL17B – Sharlston Common a Church Fenton, (extensão total de HSL17A e HSL17B é de 32.8km)
- HSL21 – Ryhill a Woodlesford, extensão de 16,8 km
- HSL22 e HSL33 – Woodlesford a Hunslet e Leeds Station, extensão de 4,0 km
- HSL15A – Pinxton a Clay Cross, extensão de 9,4 km

A linha prevista entre West Midlands e Leeds começará em Lea Marston, na ligação entre a fase 1 e a fase 2, do Hs2, a norte de Water Orton, em Birmingham e seguirá até à nova estação no centro de Leeds. Ligará também à East Cost Main Line (ECML), perto de Chuch Fenton, a sudoeste de York.

A linha seguirá a direcção da M42 e A42 com destino a Kegworth, perto do East Midlands Airport, passando de seguida por Long Eaton, onde existirá uma nova estação. Continuando o desenvolvimento

da linha, esta seguirá a direcção da M1 desde Long Eaton até à junção da M18, perto de Aston. Existirá um cruzamento na área de South Normanton, com ligação para Stonebroom, juntando-se à Midland Mainline perto de Clay Cross. A partir daqui seguirá a direcção da M18, até Este de Rothertham, continuando em direcção a norte, onde passará entre Conisbrough e Mexborough e a Este de Thurnscoe. Passará a oeste de South Kirkby e Hemwoth, a este de Corfton, e entre Wakefield e Normanton. Seguirá a direcção da M1 desde Swillington, passando a norte de Garforth, continuando para nordeste onde ligará à ECML, a este de Church Fenton. Por fim existirá um cruzamento na área de Woodlesford com ligação ao centro de Leeds onde existirá uma nova estação ((hs2), 2017). Este traçado pode ser visualizado na Figura 2.14.



Figura 2.14 – Planta da linha prevista para as várias secções – fase 2B.

Está prevista a construção de várias pontes e viadutos sendo de destacar os apresentados nas Figuras 2.15 a 2.21.

- Viaduto sobre Kingsbury Water Park, zona de inundação do Rio Tame, Bodymoor Heath Road e A51, extensão de 2240 m.

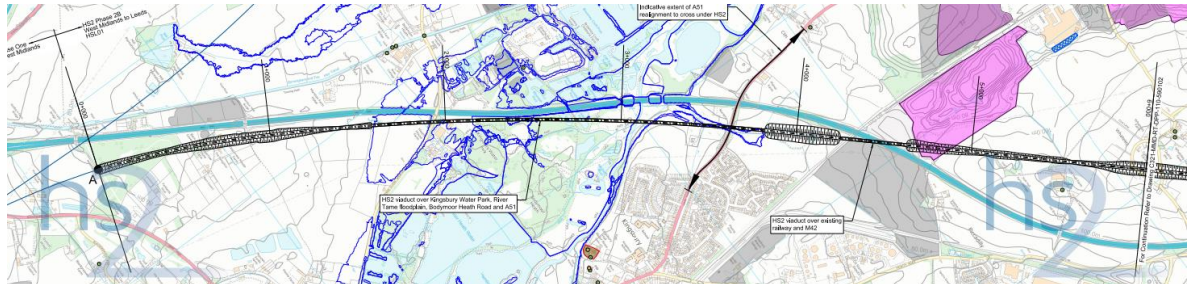


Figura 2.15 - Planta do traçado viaduto sobre Kingsbury Water Park e Zona de inundação do Rio Tame (Unido, HS2 Phase 2b: Marston to Birchmoor route sheet 1).

- Viaduto sobre A453, Ratcliffe Lane, Long Lane, bacia de cheia do Rio Soar, extensão de 3240 m.

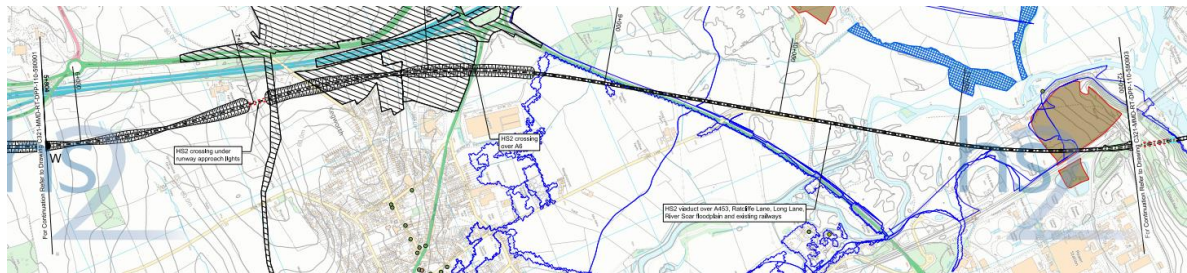


Figura 2.16 - Planta do traçado viaduto sobre A453 e Ratcliffe Lane (Unido, HS2 Phase 2b: Tonge to Long Eaton route sheet 1).

- Viaduto sobre a bacia de cheia do Rio Trent, Cranfleet Canal, Trent Lane, Trent Cottages, Golden Brook, Main Street, Station Street e A6005, extensão de 4700 m.

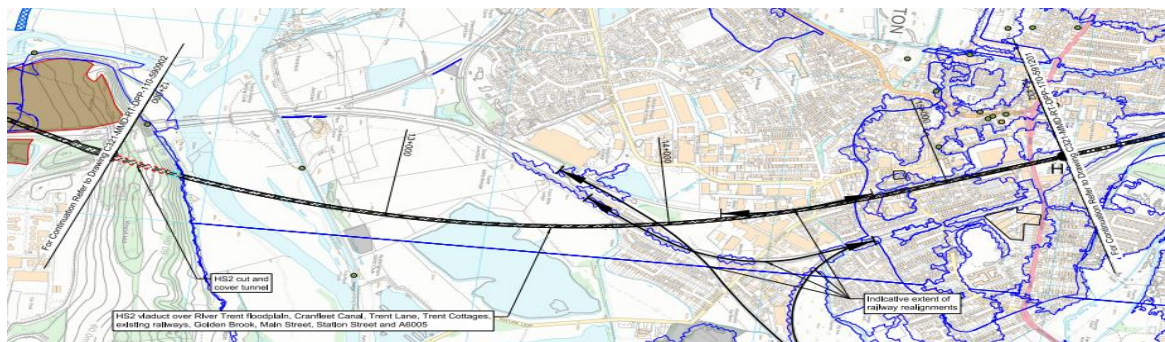


Figura 2.17 - Planta do traçado viaduto sobre a bacia de cheia do Rio Trent e Cranfleet Canal (Unido, HS2 Phase 2b: Tonge to Long Eaton route sheet 2).

- Viaduto sobre a bacia de cheia do Rio Erewash e Erewash Canal, extensão de 2660 m.

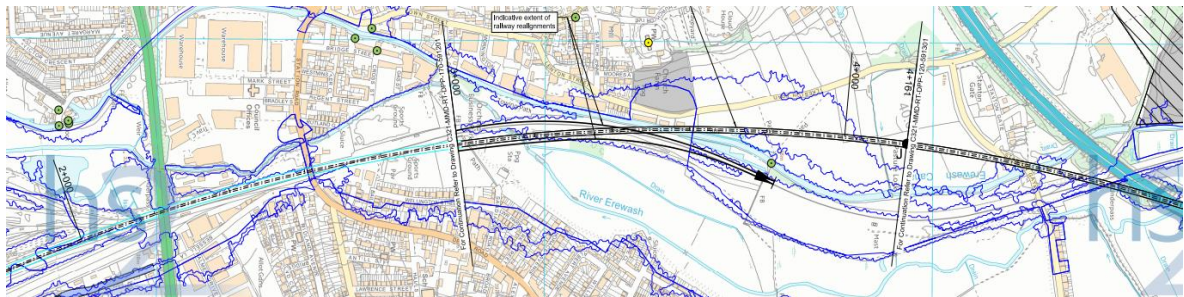


Figura 2.18 - Planta do traçado viaduto sobre a bacia de cheia do Rio Erewash e Erewash Canal (Unido, HS2 Phase 2b: Long Eaton to Trowell route sheet 2).

- Viaduto sobre o canal de navegação Aire e Calder, Rio Calder, Bottom Boat Road, B6135 e M62, extensão de 1900 m.

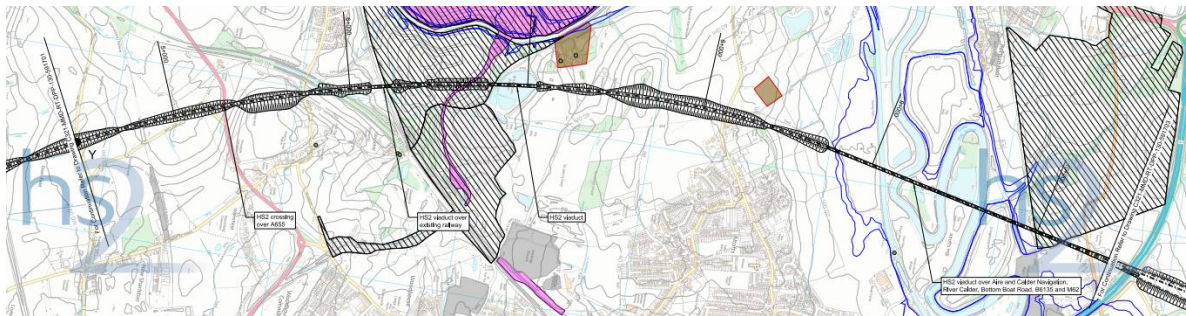


Figura 2.19 - Planta do traçado viaduto sobre o canal de navegação Aire e Calder (Unido, HS2 Phase 2b: Charlston Common to Church Fenton route sheet 1).

- Viaduto sobre a A639, Oulton Beck, Fleet Lane, bacia de cheia do Rio Aire, A642 e Jinny Moor Lane, extensão de 2230 m.

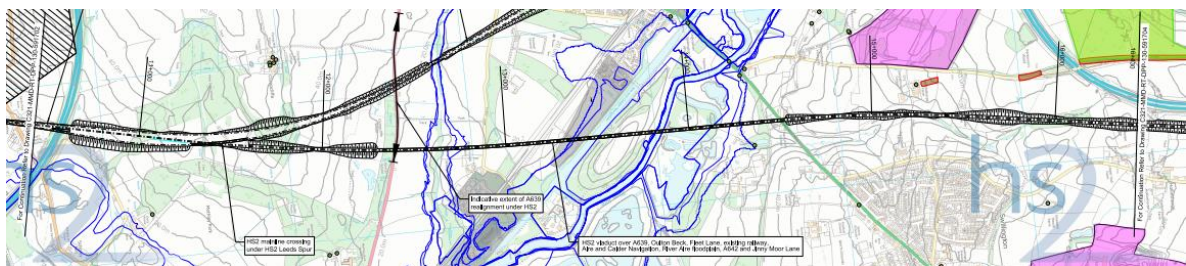


Figura 2.20 - Planta do traçado viaduto sobre a A639, Oulton Beck, Fleet Lane, bacia de cheia do Rio Aire (Unido, HS2 Phase 2b: Charlston Common to Church Fenton route sheet 2).

- Viaduto sobre Common Lane, bacia de cheia de Dort's Dike, Sandwath Lane, extensão de 2170 m.

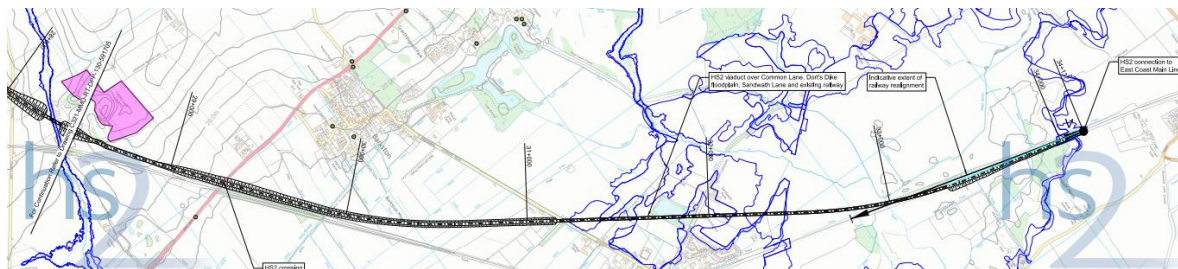


Figura 2.21 - Planta do traçado viaduto sobre a Commom Lane, bacia de cheia de Dort's Dike (Unido, HS2 Phase 2b: Sharlston Common to Church Fenton route sheet 5).

Está prevista a construção de outros viadutos e pontes com extensões que variam entre os 60 metros e os 900 metros.

2.3. REQUISITOS

Esta dissertação tem como conteúdo principal a análise dinâmica de pontes pré-fabricadas para alta velocidade, por isso serão aqui apresentados os requisitos principais no que a essas análises dizem respeito. Contudo, é de salientar que um vasto leque de requisitos são necessários para a execução do projeto de pontes para alta velocidade no âmbito do Hs2. O projetista terá que ter em atenção todos os requisitos que dizem respeito à durabilidade dos materiais, à sustentabilidade ambiental do projeto, aos cursos de água existentes e possível contaminação, ruído, à integração paisagística, efeitos das mudanças climáticas, requisitos de segurança, processos e procedimentos de dimensionamento, etc.

No que às análises dinâmicas diz respeito, para pontes de alta velocidade, é necessário respeitar os seguintes requisitos:

- A verificação e a validação do dimensionamento têm que ser realizados de acordo com os requerimentos dos Eurocódigos e DMRB (Design Manual for Roads and Bridges);
- As análises dinâmicas têm que ser executadas de acordo com o BS EN 1991-2 e o anexo nacional do Reino Unido, NA.2.50;
- O valor de 1ª frequência natural de flexão, n_0 tem que estar de acordo com o TAA (Technical Approval Authority);
- Para viadutos e pontes, a análise dinâmica tem que ser realizada para o esquema específico de comboios HSLM, definidos no BS EN 1991-2;
- Verificação dos efeitos da fadiga para elementos de betão devem ser executados segundo o BS EN 1992-2;
- Os limites da aceleração vertical para o tabuleiro estão definidos no BS EN 1990, A2.4.4.2.1;
- O critério de conforto de passageiros deve estar de acordo com o BS EN 1990, A2.4.4.3. O nível requerido é o muito bom (máxima aceleração vertical dentro da carruagem correspondente a 1 m/s^2);
- Análises dinâmicas com interação ponte-veículo poderão ser executadas para a verificação do conforto de passageiros;

- Velocidade máxima de dimensionamento 400 km/h, contudo, em localizações específicas, essa velocidade poderá ser inferior;
- Torção do tabuleiro deverá estar de acordo com o BS EN1990, A2.4.4.2.2. Os valores recomendados deverão ser usados em conjunto com o requisito de que, para o comboio de alta velocidade a circular à velocidade máxima da linha, a torção máxima deverá ser 1.2 mm;
- Para vias balastradas, a rotação angular nas extremidades do tabuleiro deverá estar de acordo com os limites imposto pelo BS EN 1990, A2.4.4.2.3 e BS EN 1991-2, 6.5.4;
- Deformação vertical do tabuleiro deverá estar de acordo com o BS EN 1990, A2.4.4.3.2.3;
- O fator α , de classificação de carga deverá ser igual a 1.1 para o projeto Hs2;
- As ações deverão estar de acordo com o BS EN1991, a menos que exista uma correção por parte da norma.

Estão aqui apresentados os requisitos fundamentais para a execução e verificação das análises dinâmicas no âmbito do projeto Hs2. No seguimento desta dissertação, foram utilizadas as normas EN1990 - A2 e EN 1991-2 referentes às acções de cargas em pontes, pelo que os requisitos referentes a outras normas poderão não estar aqui contemplados.

3

ASPECTOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

3.1 INTRODUÇÃO

Os princípios básicos de dimensionamento de pontes, para o projeto HS2, remetem na sua maioria para os Eurocódigos que regulam o dimensionamento e construção de estruturas a nível europeu. Mais especificamente, para a análise e dimensionamento dinâmico e estático, estes remetem para o EN1990-A2 (normativa de aplicação em pontes), para o EN1991-2: Ações de tráfego em pontes e para o EN1992-2: Pontes de Betão – dimensionamento e regras de detalhamento.

Nestes códigos estão definidos o tipo de acções verticais e horizontais a aplicar a todas as tipologias de pontes, rodoviárias, ferroviárias e pedonais, assim como os limites máximos de efeitos como, os deslocamentos, acelerações, torção, fadiga, etc, aos quais as pontes podem estar sujeitas, para possibilitar a sua utilização em segurança, assim como, as combinações necessárias para esses efeitos serem determinados. No que diz respeito às pontes ferroviárias estão descritos os requisitos necessários, como as cargas, os conjuntos de comboios e configuração das cargas, tornando assim possível a determinação dos efeitos estáticos, dinâmicos e aerodinâmicos necessários para o dimensionamento deste tipo de pontes.

Neste capítulo serão expostos os aspectos regulamentares referentes ao EN1990-A2 e EN1991-2, dado que são os códigos onde estão regulados os aspectos referentes às análises dinâmicas de pontes para comboios de alta velocidade, sendo este o propósito desta dissertação.

3.2. AÇÕES VERTICAIS

Para o dimensionamento de pontes ferroviárias o EN1991-2 define cinco tipos de ações verticais, quatro deles com o propósito do dimensionamento estático e um com o propósito do dimensionamento dinâmico. Assim, existem os modelos de carga LM71, SW/0, SW/2 e o “unloaded train” para a determinação dos efeitos estáticos e o HSLM que pretende representar os efeitos da passagem de tráfego de comboios de passageiros a velocidades superiores a 200km/h, para a determinação dos efeitos dinâmicos, tendo em consideração a interoperabilidade da via.

3.2.1. EFEITOS ESTÁTICOS

3.2.1.1. Modelo de carga LM71

Este modelo de cargas representa os efeitos estáticos do carregamento vertical devido ao tráfego ferroviário normal, tendo a configuração presente na Figura 3.1 e os seguintes valores característicos.

- Quatro cargas concentradas com o valor de 250 kN, dispostas no eixo da via, com um espaçamento longitudinal de 1.6 metros, sendo colocadas na posição mais condicionante, posição essa determinada através de linhas da influência.
- Cargas uniformemente distribuídas de 80 kN/m, posicionadas pelo que resta da ponte, ou por tramos, dependendo daquilo que resulte no efeito mais condicionante, posicionadas no eixo da via.

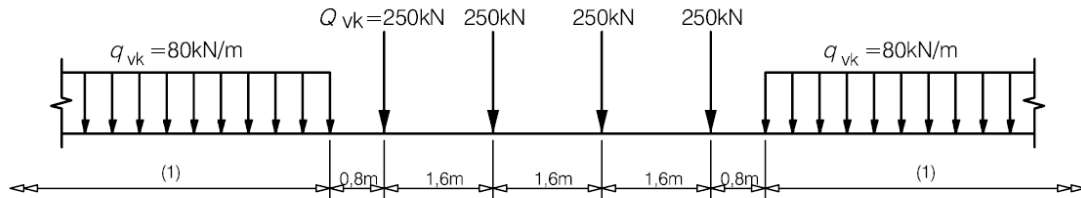


Figura 3.1 – Modelo de cargas LM71.

Os valores característicos representados na Fig. 3.1, devem ser multiplicados por um fator de classificação α , dependendo se as linhas são carregadas por tráfego ferroviário mais pesado ou mais leve que o tráfego ferroviário normal, sendo que a partir deste momento, as cargas passam a designar-se cargas verticais classificadas. Este fator α pode assumir um dos seguintes valores:

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

3.2.1.2. Modelos de carga SW/0 e SW/2

Os modelos de carga SW/0 e SW/2 existem para serem aplicados em determinadas situações, sendo uma alternativa ao LM71.

O SW/0 representa os efeitos estáticos do carregamento vertical devido ao tráfego ferroviário normal em vigas contínuas e o SW/2 representa os efeitos estáticos do carregamento vertical devido ao tráfego pesado. Estas têm a configuração presente na Figura 3.2 e valores característicos presentes no Quadro 3.1.

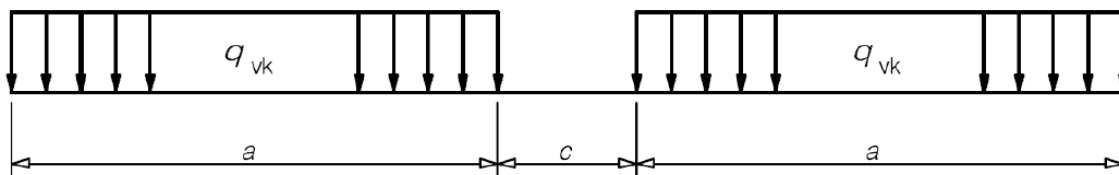


Figura 3.2 – Modelo de cargas SW/0 e SW/2.

Quadro 3.1 – Valores característicos e parâmetros geométricos dos modelos de carga SW/0 e SW/2 (EN1991-2,2003).

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

Estes modelos devem ser multiplicados pelo fator classificação α , conforme o descrito em 3.2.1.1.

3.2.1.3. Modelo do comboio sem carga (“unloaded train”)

Este modelo de cargas consiste numa carga vertical uniformemente distribuída, com um valor característico de 10 kN/m. Esta carga é utilizada em situações específicas, nomeadamente, na verificação da estabilidade transversal da ponte, quando sujeita a ações laterais, como a do vento, combinadas com outras ações de tráfego (Pinto, 2007) (Ribeiro, 2004).

3.2.1.4. Excentricidade das cargas verticais (LM71 e SW/0).

O efeito do deslocamento lateral das cargas verticais deve ser tido em conta limitando, em todos os eixos e para qualquer via, a relação entre as cargas das rodas do mesmo eixo a 1.25:1.00. Esta excentricidade é exposta na Figura 3.3.

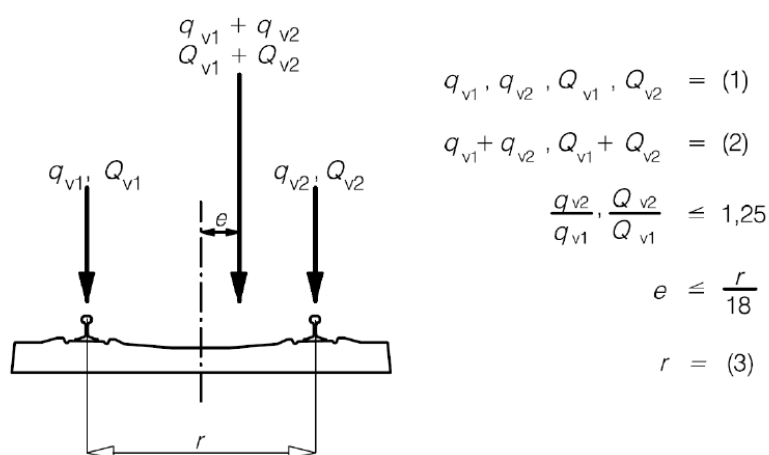


Figura 3.3 – Excentricidade do carregamento vertical.

Legenda:

- (1) Carga uniformemente distribuída e cargas pontuais em cada carril, conforme o caso.
- (2) LM71 (e SW/0, quando especificado).
- (3) Distância transversal entre cargas por roda.

A excentricidade das cargas verticais pode ser desprezada quando se considera a fadiga.

3.2.2. DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS PELOS CARRIS, TRAVESSAS E BALASTRO

3.2.2.1. Distribuição longitudinal pelo carril

Uma carga concentrada como as dos modelos LM71, HSLM ou uma carga por roda, poderá ser repartida por três travessas consecutivas sendo que, a travessa que está sobre a carga está sujeita a 50% do valor da carga e as anterior e posterior estão sujeitas a 25% da carga, cada uma. Esta distribuição é apresentada na Figura 3.4.

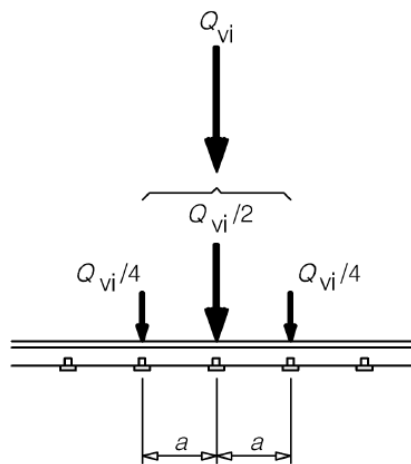


Figura 3.4 – Distribuição longitudinal da carga pelo carril.

3.2.2.2. Distribuição longitudinal das ações pelas travessas e balastro

Em vias com balastro a carga, que incide sobre a travessa, pode ser distribuída longitudinalmente na espessura do balastro com uma pendente de 4:1, como pode ser verificado na Figura 3.5.

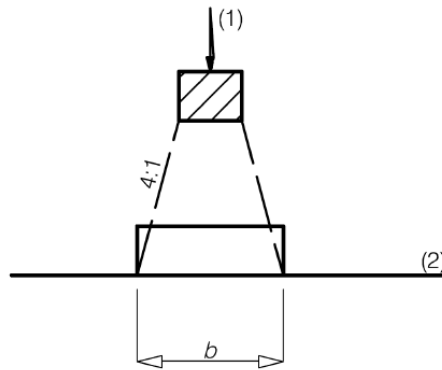


Figura 3.5 – Distribuição longitudinal da carga pela travessa e pelo balastro.

3.2.2.3. Distribuição transversal das ações pelas travessas e balastro

Em pontes com vias balastradas, sem sobrelevação, as ações devem ser distribuídas transversalmente considerando uma pendente de 4:1 na espessura do balastro. Esta distribuição é apresentada na Figura 3.6.

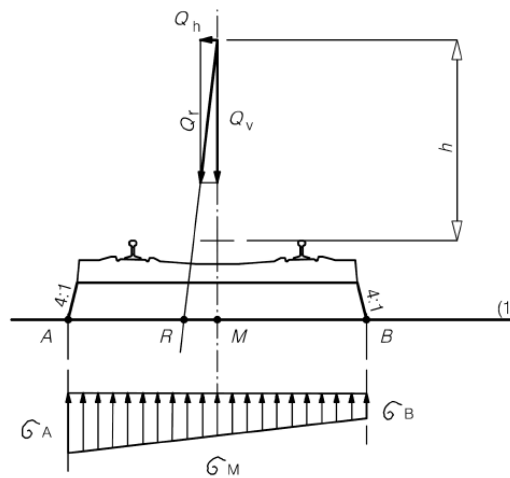


Figura 3.6 – Distribuição transversal da carga pela travessa e pelo balastro num troço de via sem sobrelevação.

Nas pontes com via balastrada, sem sobrelevação, e travessa monobloco, com balastro unicamente consolidado sob os carris, ou para travessas bi-bloco, as ações deverão ser distribuídas transversalmente com uma escala de 4:1 na espessura do balastro, como apresentado na Figura 3.7.

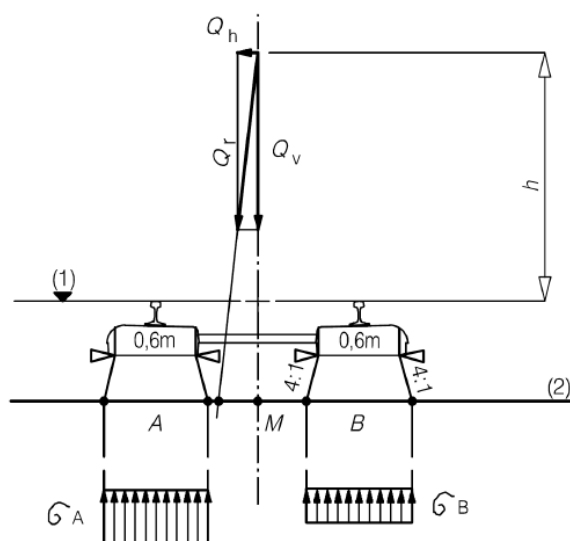


Figura 3.7 – Distribuição transversal da carga pela travessa e pelo balastro num troço de via sem sobreelevação.

Nas pontes com as características anteriores, sendo a única diferença o balastro ter sobreelevação, a distribuição deve seguir as regras das Figuras 3.6 e 3.7, sendo estas modificadas de acordo com a Figura 3.8.

Nas pontes com via balastrada, com sobreelevação, as ações devem ser distribuídas transversalmente com uma pente de 4:1 na espessura do balastro, estando essa distribuição exposta na Figura 3.8.

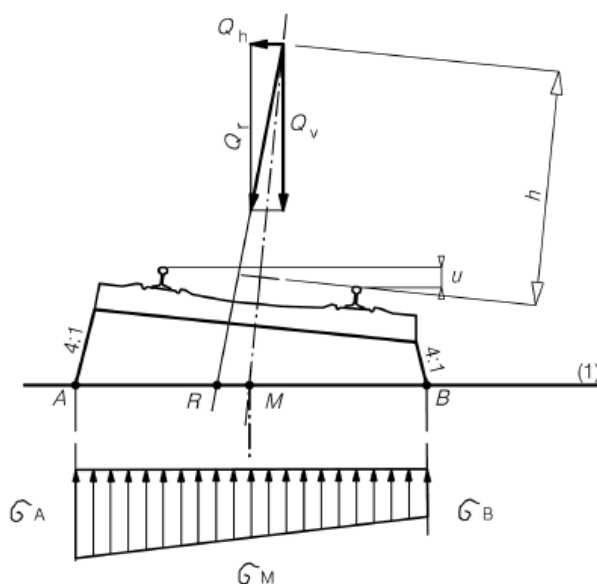


Figura 3.8 – Distribuição transversal da carga pela travessa e pelo balastro num troço de via com sobreelevação.

3.2.3. EFEITOS DINÂMICOS

Os efeitos introduzidos numa ponte, devido ao movimento do tráfego ferroviário (carregamento de natureza dinâmica) geram tensões e deformações numa estrutura, que em geral, são maiores que aqueles que ocorreriam se o movimento fosse estático. Isto acontece porque:

- O carregamento da estrutura é realizado de uma forma rápida, devido à velocidade com que o comboio a atravessa;
- O espaçamento das cargas sucessivas que excitam a estrutura é regular, o que pode criar ressonância, isto é, igualar a frequência de excitação ou múltiplo dessa, à frequência da estrutura ou a um múltiplo;
- Variações das cargas por roda, resultante das imperfeições da via ou de defeitos nas rodas dos veículos.

Estes efeitos devem ser tidos em conta na determinação de tensões, deslocamentos, acelerações, etc, durante o dimensionamento da estrutura.

Os principais fatores que influenciam o comportamento dinâmico de uma ponte para alta velocidade e, por consequência, os parâmetros mencionados anteriormente são:

- Velocidade de tráfego sobre a ponte;
- O comprimento do vão L e a linha de influência do elemento considerado para a deformação;
- Massa da estrutura;
- As frequências naturais de toda a estrutura, dos elementos relevantes e dos modos de vibração associados ao longo da via;
- O número, espaçamento e a carga dos eixos;
- Irregularidades verticais da via;
- Amortecimento da estrutura;
- A massa não suspensa/suspensa e as características de suspensão do veículo;
- A presença de apoios, com espaçamento regular, da laje do tabuleiro e/ou da via;
- Imperfeições dos veículos;
- Características dinâmicas da via.

3.2.3.1. Fator dinâmico Φ

Os códigos existentes para o dimensionamento de pontes ferroviárias consideram a resposta dinâmica através de um fator dinâmico, que afeta os modelos estáticos, LM71, SW/0 e SW/2, para ter em conta os efeitos dinâmicos (Goicolea & Gabaldon, 2005)

Com velocidades acima dos 200 km/h podem surgir fenómenos de ressonância que não estão abrangidos pela aplicação deste fator. Nestes casos é necessário a realização de análises dinâmicas que avaliem de forma correta esses efeitos.

Segundo o EN1991-2, o fator dinâmico é dado por Φ_2 e Φ_3 de acordo com a qualidade de manutenção da via. Assim, para:

- Vias com boa manutenção:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad [3.1]$$

Com $1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$

- Vias com manutenção normal:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad [3.2]$$

Com $1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,0$

L_ϕ – Comprimento determinante definido através da tabela 6.2 presente no EN1991-2.

Se nenhuma informação sobre o tipo de manutenção da via estiver definida, dever-se-á usar o fator dinâmico Φ_3 .

Este fator não pode ser usado para a afetação dos casos de carga de comboios reais, comboios para avaliar a fadiga, HSLM e “unloaded train”.

3.2.3.2. Critério para a realização de uma análise dinâmica

A necessidade da realização de uma análise dinâmica explícita ou só uma análise estática, para o dimensionamento de uma ponte para alta velocidade pode ser avaliada, através do fluxograma da Figura 3.9, retirado do EN1991-2.

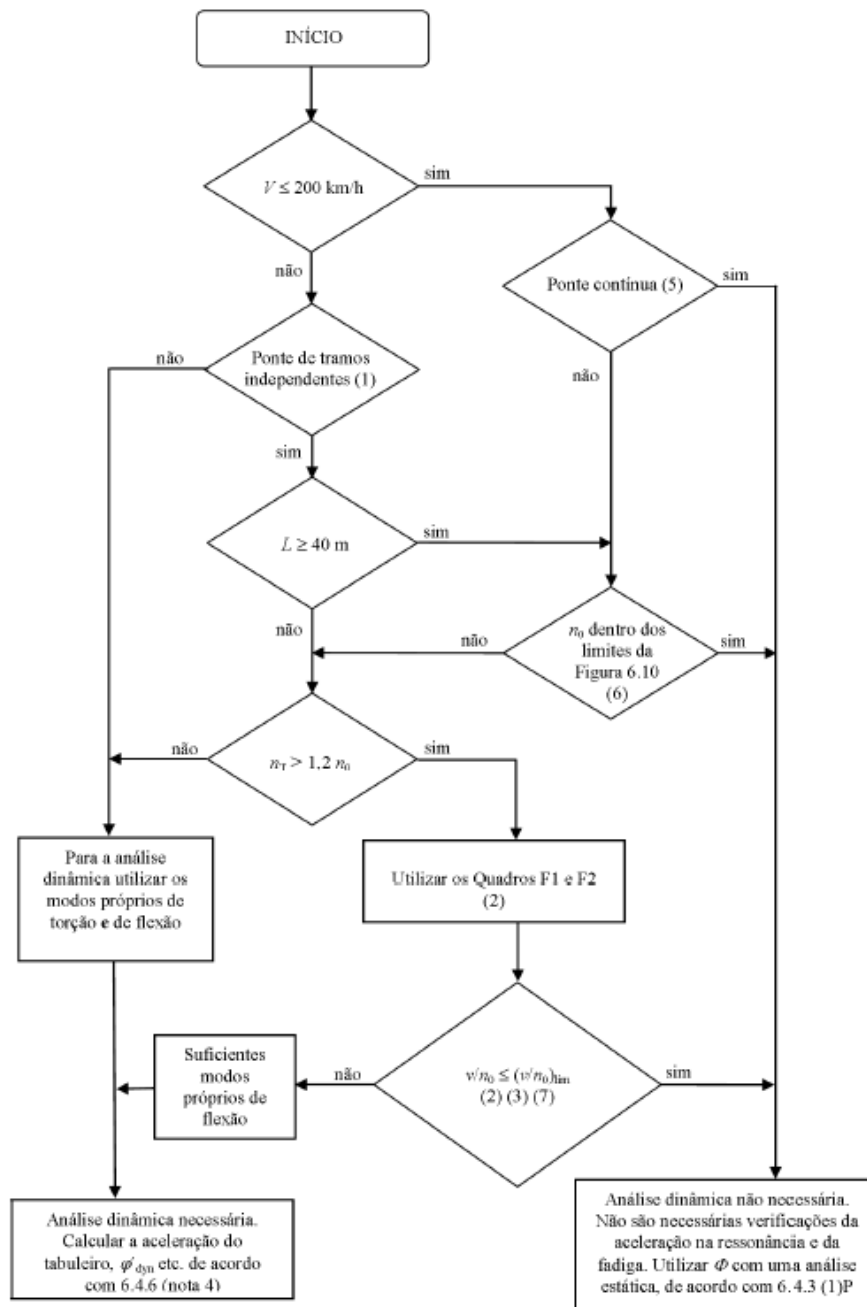


Figura 3.9 – Fluxograma para a determinação da necessidade de realização de uma análise dinâmica da ponte (EN1991-2,2003).

- (1) Válido para pontes simplesmente apoiadas com comportamento de vigas retas ou de lajes simples, com efeitos de enviesamento desprezável, sobre apoios rígidos.
- (2) Para as tabelas F1 e F2 e respectivos limites de validade associados, ver anexo F, EN1991-2.
- (3) A análise dinâmica é requerida onde a velocidade de operação frequente de um comboio real é igual à velocidade de ressonância da estrutura. Ver 6.4.6.6 e anexo F.
- (4) φ'_{dyn} é o coeficiente de amplificação dinâmica para comboios reais de uma estrutura dada em 6.4.6.5(3)

- (5) Válido caso a ponte verifique os requisitos em termos de resistência e os limites de deformação dados na EN1990 A2.4.4 e a máxima aceleração nas carruagens (ou os limites de deformação associados) correspondam a um nível de conforto muito bom de acordo com a EN1990-prAnnexA2.
- (6) Para pontes em que a primeira frequência natural (n_0) se situe no dentro dos limites da Fig. 3.10 e a velocidade máxima da linha no local da ponte não exceda os 200 km/h, não é necessária a realização de uma análise dinâmica.
- (7) Para pontes em que a primeira frequência natural (n_0) exceda o limite superior da Fig. 3.10 é necessária a realização de uma análise dinâmica. Ver também 6.4.6.1.1 (7).

Onde:

V – é a velocidade máxima da linha no local [km/h]

L – Comprimento do vão [m]

n_0 – é a primeira frequência natural de vibração à flexão da ponte para ações permanentes [Hz]

n_T – é a primeira frequência natural de vibração à torção para as ações permanentes [Hz]

v – Velocidade nominal máxima [m/s]

$(v/n_0)_{lim}$ – dado pelo anexo F

Da análise deste fluxograma podem tirar-se as seguintes conclusões quanto à dispensa de análise dinâmica:

- $V \leq 200$ km/h sendo ponte contínua ou no caso de não o ser, desde que o n_0 esteja dentro dos limites da Figura 3.10, não há necessidade da realização de análise dinâmica;
- $V > 200$ km/h, sendo uma ponte de tramos independentes com $L \geq 40$ m e n_0 esteja dentro dos limites da Figura 3.10, a ponte não necessita de análise dinâmica;
- $V > 200$ km/h, sendo uma ponte de tramos independentes com $L < 40$ m, $n_T > 1,2n_0$, estando de acordo com os Quadros F1 e F2 do Anexo F da norma EN1991-2 e $v/n_0 \leq (v/n_0)_{lim}$, a ponte não necessita de análise dinâmica.

Nestes casos, é suficiente a realização de uma análise estática com base nos modelos de cargas verticais, afetando o seu resultado pelo fator dinâmico, estando dispensados a verificação do estado limite de aceleração e verificação de fadiga em situações de ressonância (Ribeiro, 2004)

As tabelas F1 e F2 presentes no Anexo F do EN1991-2 apresentam os valores para $(v/n_0)_{lim}$, abaixo dos quais, os efeitos dinâmicos associados a fenómenos de ressonância não são relevantes, em função do comprimento da ponte, da aceleração máxima admissível, da massa do tabuleiro e do amortecimento.

Na Figura 3.10 estão representados os limites inferiores e superiores para a frequência fundamental da ponte em função do vão. O limite superior da frequência foi desenvolvido em função dos efeitos dinâmicos provocados pelas irregularidades da via, tendo como valor:

$$n_0 = 94,76L^{-0,748} \quad [3.3]$$

O limite inferior da frequência é regulado por critérios de impacto dinâmico e é dado por:

$$n_0 = \begin{cases} \frac{80}{L} & \text{se } 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m} \\ 23,58L^{-0,592} & \text{se } 20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m} \end{cases} \quad [3.4]$$

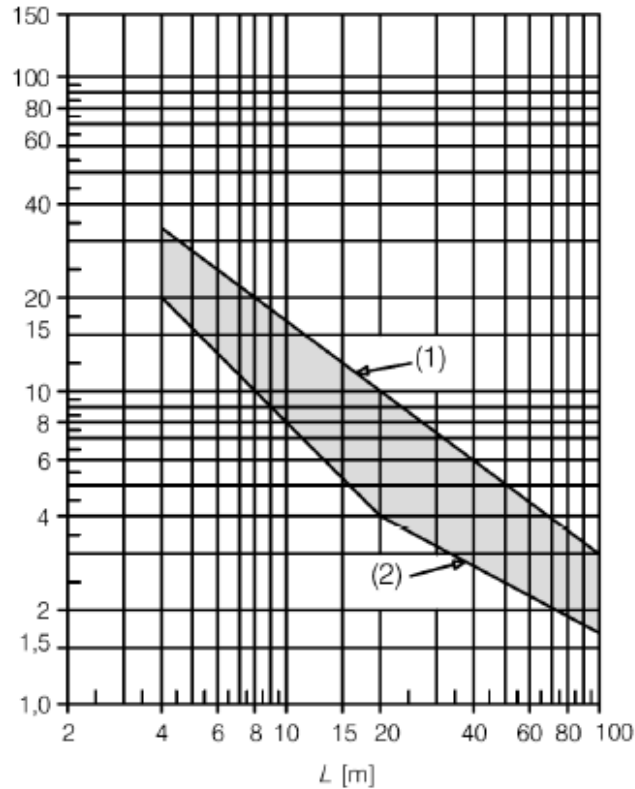


Figura 3.10 - Limites da frequência natural da ponte n_0 (Hz) em função do comprimento do vão L (m) (EN1991-2,2003).

Para pontes simplesmente apoiadas, solicitadas apenas em flexão, a frequência de vibração pode ser estimada através da expressão:

$$n_0[\text{Hz}] = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} \quad [3.5]$$

Onde $\delta_0[\text{mm}]$ é a flecha a meio vão devido à ação das cargas permanentes.

3.2.4. REQUISITOS RELATIVOS À ANÁLISE DINÂMICA

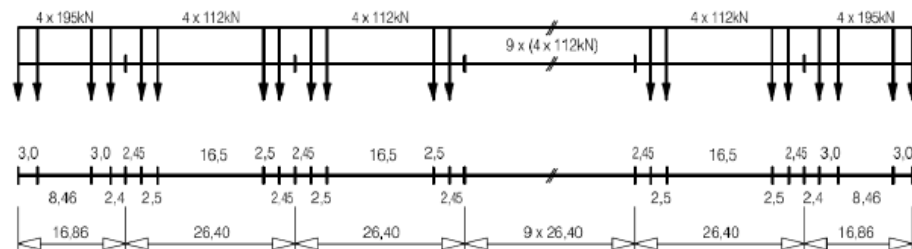
3.2.4.1. Modelos de carga para comboios reais

As análises dinâmicas deverão ser efetuadas utilizando os valores característicos das cargas dos comboios reais. A seleção destes comboios deverá ter em consideração todas as composições autorizadas ou previstas para cada de tipo de comboio de alta velocidade, autorizado ou previsto circular sobre a ponte, com velocidades superiores a 200 km/h.

Para estes comboios a distribuição de cargas por eixo e distância entre eixos, definidos no EN1991-2, tem a configuração apresentada na Figura 3.11.

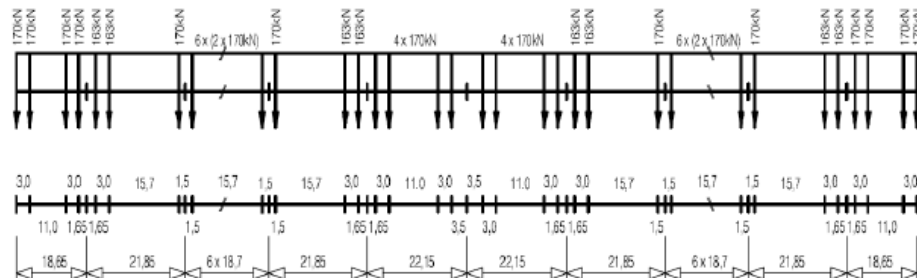
Tipo A

$$\Sigma Q = 6936 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 350,52 \text{ m} \quad q = 19,8 \text{ kN/m'}$$



Tipo B

$$\Sigma Q = 8784 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 393,34 \text{ m} \quad q = 22,3 \text{ kN/m'}$$



Tipo C

$$\Sigma Q = 8160 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 386,67 \text{ m} \quad q = 21,1 \text{ kN/m'}$$

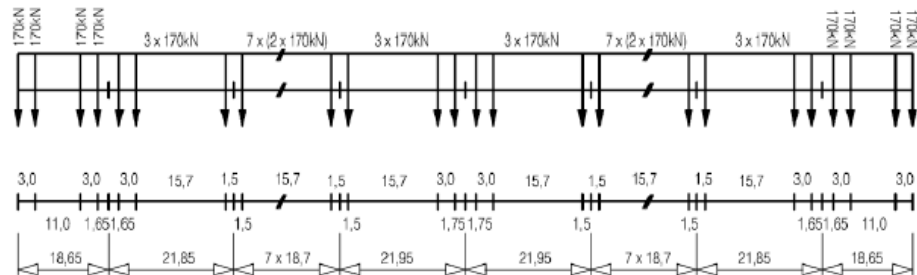
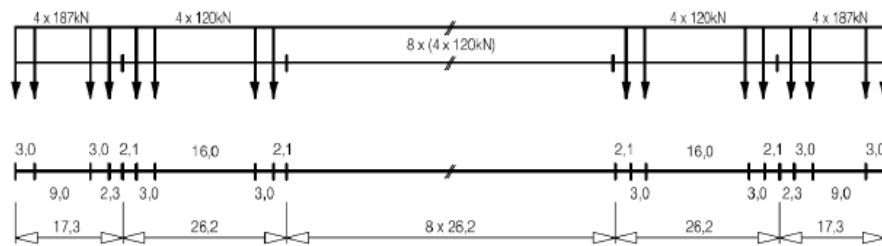


Figura 3.11 - Esquema de cargas dos Comboio Reais para alta velocidade (EN1991-2,2003).

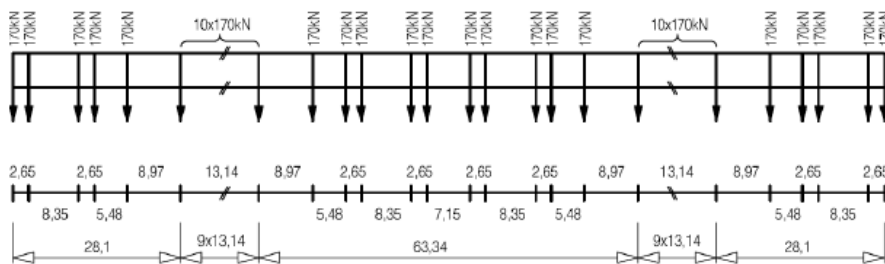
Tipo D

$$\Sigma Q = 6296 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 295,70 \text{ m} \quad q = 21,3 \text{ kN/m'}$$



Tipo E

$$\Sigma Q = 6800 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 356,05 \text{ m} \quad q = 19,1 \text{ kN/m'}$$



Tipo F

$$\Sigma Q = 7480 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 258,70 \text{ m} \quad q = 28,9 \text{ kN/m'}$$

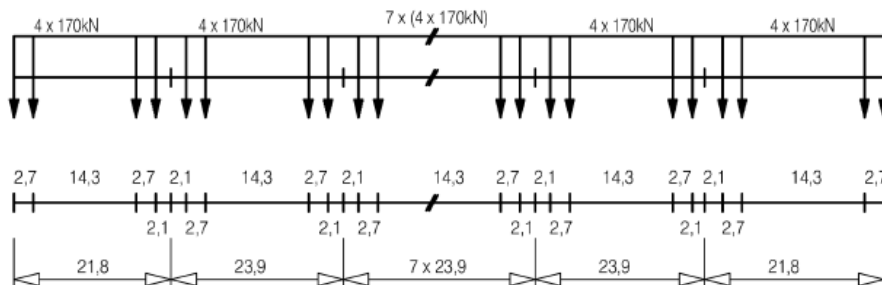


Figura 3.11 - Esquema de cargas dos Comboios Reais para alta velocidade (EN1991-2,2003) (continuação).

Os comboios apresentados na Figura 3.11 podem ser agrupados em três tipos (Ribeiro, 2004) (Pinto, 2007) (Goicolea J. M., 2004):

- Comboios convencionais, em que cada carruagem possui dois bogies, cada um dos quais possuindo dois eixos. São deste tipo os comboios ICE2 (Tipo A), ETR-Y (Tipo D) e VIRGIN (Tipo F).
- Articulados, em que as carruagens têm um bogie de dois eixos em cada extremidade, partilhado com a carruagem adjacente, centrado na articulação entre ambas. São deste tipo os comboios THALYS (Tipo B), TGV (Tipo B) e EUROSTAR (Tipo C).
- Comboios regulares, com apenas um eixo nas articulações entre carruagens. É deste tipo o comboio TALGO-AV (Tipo E) .

A representação esquemática dos três tipos de comboios descritos pode ser visualizada na Figura 3.12.

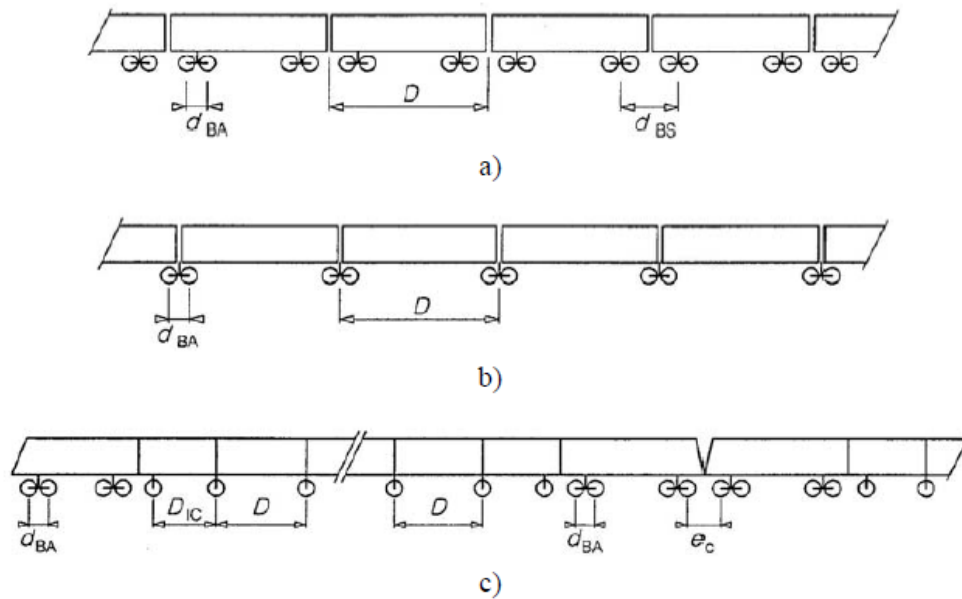


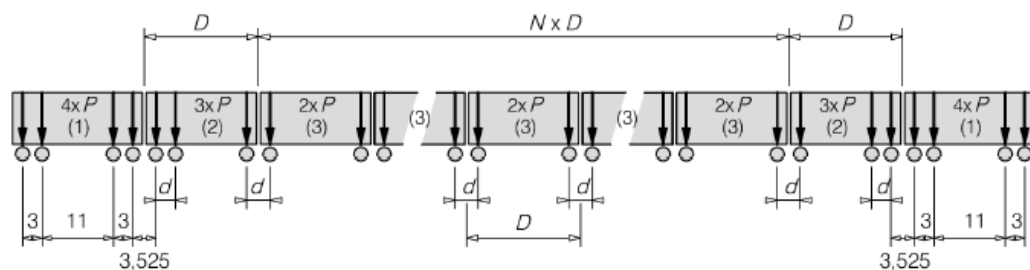
Figura 3.12 - Tipo de Comboio Reais para alta velocidade: a) Convencional; b) Articulado; c) Regular (EN1991-2,2003).

3.2.4.2. Modelos de carga HSLM

Quando a ponte é projetada para fazer parte de uma linha internacional de comboios de alta velocidade, devem ser utilizados também, os modelos de carga HSLM, no caso de serem aplicados os critérios de interoperabilidade europeus para a alta velocidade.

Este modelo de cargas está dividido em dois conjuntos de comboios, o HSLM-A e o HSLM-B, estabelecidos de forma a que os efeitos dinâmicos de todos os comboios que circulam ou poderão vir a circular no território europeu, estejam abrangidos pelas envolventes. A sua geometria é apresentada nas Figuras 3.13 (HSLM-A) e 3.14 (HSLM-B).

O HSLM-A é formado por 10 comboios. Como exposto na Figura 3.13, cada comboio é formado por duas locomotivas, duas carruagens extremas e por N carruagens intermédias com comprimento D e espaçamento entre bogies d, sendo a sua configuração e os valores dos parâmetros D, N e d são apresentados no Quadro 3.2.



Legenda:

- (1) Locomotiva (primeira e última locomotiva idênticas)
- (2) Carruagem de extremidade (primeira e última carruagens idênticas)
- (3) Carruagem intermédia

Figura 3.13 - Configuração do tipo de comboio HSLM-A (EN1991-2, 2003).

Quadro 3.2 – Valores característicos e parâmetros geométricos do modelo de cargas HSLM-A (EN1991-2,2003).

Comboio Universal	N	D (m)	d (m)	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

O HSLM-B é constituído por um conjunto de N cargas concentradas com o valor de 170 kN espaçadas entre d . Os valores de N e d são obtidos através da consulta do Figura 3.14 presente no EN1991-2.

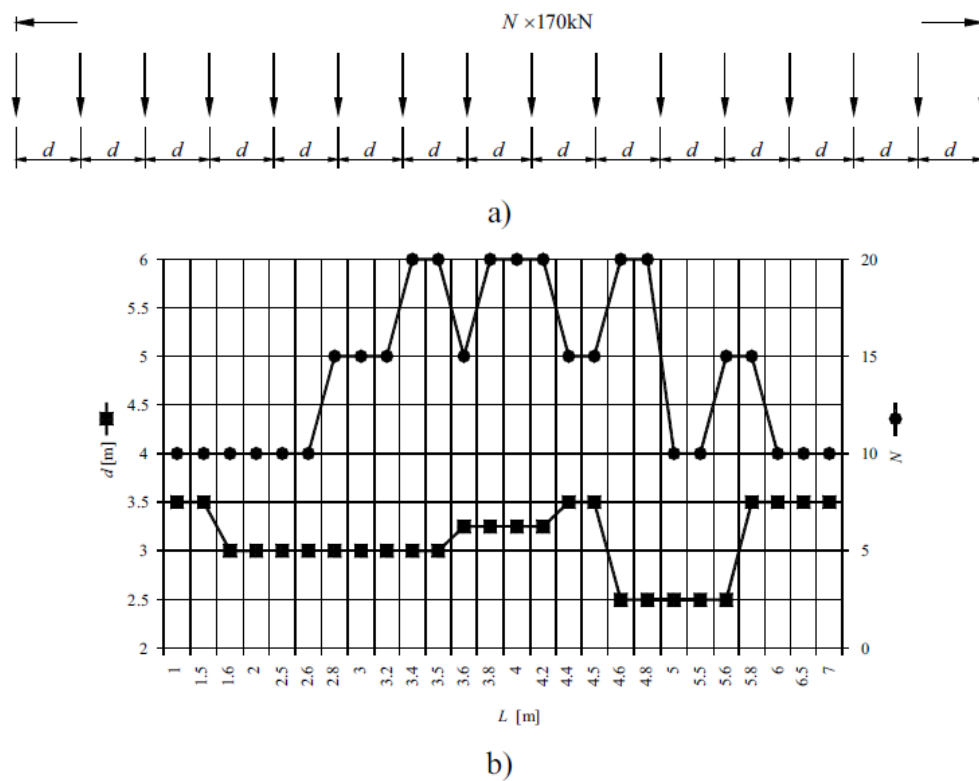


Figura 3.14 - Configuração do tipo de comboio HSLM-B: a) Configuração das cargas b) Gráfico de determinação de N e d em função de L (EN1991-2, 2003).

As condições de aplicação das cargas HSLM-A e HSLM-B estão expostas no Quadro 3.3, em função do vão da pontes e do esquema estrutural.

Quadro 3.3 – Condições de aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B (EN1991-2,2003).

Esquema estrutural	$L < 7$ m	$L \geq 7$ m
Tramo Simplesmente Apoiado ^a	HSLM-B ^b	HSLM-A ^c
Estrutura Continua ^a ou Estrutura Complexa ^e	HSLM-A Comboios A1 a A10 inclusive ^d	HSLM-A Comboios A1 a A10 inclusive ^d

^a Válido para pontes simplesmente apoiadas com comportamento semelhante ao de viga ou laje com efeitos de enviesamento desprezáveis

^b Para tramos simplesmente apoiados com vão até 7 m, poder-se-á usar apenas um único comboio crítico do modelo de cargas HSLM-B de acordo com 6.4.6.1.1 (5)

^c Para tramos simplesmente apoiados com vão superior ou igual a 7 m, apenas um único comboio crítico do modelo de cargas HSLM-A poderá ser usado nas análises dinâmicas, de acordo o Anexo E (em alternativa todos os comboios A1 a A10)

^d Todos os comboios de A1 a A10 inclusive deverão ser usados no dimensionamento

^e Qualquer estrutura que não cumpra a nota, como por exemplo, estruturas com enviesamento, pontes em que o comportamento à torção é significativo, estruturas em arco onde os modos das vigas principais e da laje tenham contributos significativos. Para estas estruturas complexas deve igualmente ser aplicado o HSLM-B.

O número de vias por onde vai passar o carregamento para a análise dinâmica, está exposto no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Número de vias a utilizar no carregamento para análise dinâmica (EN1991-2,2003).

Número de vias na ponte	Via carregada	Carregamento na análise dinâmica
1	Uma via	Cada comboio real e HSLM (se necessário) a circular em no(s) sentido(s) permitido(s)
2 (comboios circulando em direcções opostas) ⁽¹⁾	Cada uma das vias	Cada comboio real e HSLM (se necessário) a circular em no(s) sentido(s) permitido(s)
	Outra via	Sem comboio

Para pontes com duas vias, em que os comboios possam circular no mesmo sentido, ou pontes com três vias ou mais e velocidade máxima da linha maior que 200 km/h, o carregamento deverá ser acordado com a autoridade competente especificada no anexo nacional.

Para o caso de duas vias com o mesmo sentido de circulação, no decorrer da passagem de dois comboios, há a possibilidade de o movimento originado por estes na ponte, estar em fase, ou seja, a resposta (deslocamentos/acelerações) das duas vias tem o mesmo sentido, podendo assim adicionar-se as respetivas respostas dinâmicas. Neste caso, o nível máximo admissível passa de 3.5 m/s^2 para 7 m/s^2 , sendo este limite aceitável, pois só a partir deste valor é que se começam a sentir os fenómenos de instabilidade do balastro (Ribeiro, 2004).

3.2.4.3. Gama de velocidades

Para cada comboio real e HSLM dever-se-á considerar uma série de velocidades até à velocidade máxima de projeto, sendo esta última em geral 1.2 vezes velocidade máxima global. No caso de a ponte se situar numa linha com requisitos de adequação para a realização de testes, a velocidade máxima de projeto deverá ser 1.2 vezes velocidade máxima para a execução dos testes.

Este fator de segurança de 1.2, que afeta a velocidade máxima, está relacionado com a incerteza que existe na determinação dos modos de vibração da ponte em fase de projeto e consequentemente das velocidades de ressonância (Ribeiro, 2004).

Assim, os cálculos para a análise dinâmica deverão realizar-se com uma gama de velocidades que irá desde os 40m/s ($\approx 140\text{km/h}$) até ao máximo regulamentar, com um intervalo de velocidade definido, sendo que nas velocidades ressonantes este intervalo deverá ser mais pequeno (Ribeiro, 2004).

Se a estrutura for uma ponte simplesmente apoiada, as velocidades ressonantes poderão ser estimadas através da seguinte fórmula:

$$v_i = n_0 \lambda_i \quad [3.6]$$

Onde:

n_0 – Frequência do primeiro modo de vibração.

λ_i – Comprimento de onda.

O comprimento de onda pode ser calculado através de:

$$\lambda_i = \frac{d}{i} \quad [3.7]$$

i – pode tomar valores entre 1, 2, 3, 4.

3.2.4.4. Parâmetros relativos à ponte

- Rigidez

A rigidez é uma característica atribuída à estrutura através dos elementos que a compõem. Elementos esses, que tem como particularidade o material, secções geométricas e ligações entre eles. A esses elementos estão associadas características intrínsecas dos materiais como os respetivos módulos de elasticidade (E) e coeficientes de Poisson (ν) e características geométricas das secções, como é o caso de área (A), inércia à flexão (I) e a inércia à torção (J), etc. Outros tipos de fatores podem ainda influenciar na rigidez, tais como a forma como o tabuleiro apoia sobre os pilares ou a utilização de elementos estruturais secundários. A rigidez é uma das grandezas relevantes na determinação das frequências naturais da estrutura e a mais difícil de avaliar com precisão.

Como refere no EN1991, uma sobreavaliação da rigidez levará a uma sobreavaliação da frequência própria da estrutura e por consequência a uma sobreavaliação da velocidade ressonante. Por este motivo, deverá ser utilizada uma estimativa do valor limite inferior da rigidez em toda a estrutura.

- Massa

A massa de uma estrutura, tal como a rigidez é um parâmetro importante para o seu comportamento dinâmico. Podem existir dois tipos de variação da massa: variação da massa não estrutural, como por exemplo, variações no nível do balastro ou modificações no traçado da via, ou seja a estrutura não sofre variações na rigidez, e a variação da massa estrutural, ou seja, há variação da rigidez da estrutura. Um exemplo disso é a colocação de reforços numa ponte (Pinto, 2007).

Os máximos efeitos dinâmicos verificam-se em situações de ressonância, que surgem quando a frequência ou múltiplos da frequência de excitação igualam a frequência natural da estrutura. Uma subestimação a massa irá sobrestimar a frequência natural e por consequência a velocidade de tráfego ressonante, uma vez que esta é inversamente proporcional a massa.

Para resolver esta situação o Eurocódigo requer que a análise dinâmica seja executada para dois tipos de massa, afetando o valor do peso próprio do balastro e a sua espessura. Os requisitos são os seguintes:

- (1) Considerar um valor máximo da massa de modo a determinar as acelerações mais baixas, considerando o peso volúmico saturado do balastro sujo.
- (2) Considerar um valor mínimo da massa, de forma a determinar as acelerações máximas, considerando um peso volúmico do balastro seco e a espessura mínima deste.

- Amortecimento

Todas as estruturas estão providas de amortecimento. No caso das pontes este parâmetro pode ser avaliado através da contribuição dos seguintes fatores:

- Elementos estruturais
- Elementos não estruturais
- Amortecimento intrínseco ao material

Como consequência, as vibrações introduzidas a uma estrutura, através de uma ação dinâmica, diminuem com o tempo, sendo o rácio de diminuição dessas vibrações dependente do grau de amorteci-

mento que a estrutura tem. Quanto maior for o amortecimento, maior será o rácio de decréscimo de amplitude de vibração por ciclo.

No caso do betão armado, o principal mecanismo de amortecimento está relacionado com os movimentos relativos das fendas, sendo estas relacionadas diretamente com o estado de tensão que está presente na estrutura. No betão armado não fendilhado, sujeito a baixas tensões, este possui valores de amortecimento baixos. No caso de o betão armado estar fendilhado e sujeito a baixas tensões, o valor do amortecimento sobe para valores duas a três vezes superiores ao do betão armado não fendilhado. Conforme há um aumento das tensões no betão, a fendilhação aumenta e com isto o amortecimento diminui rapidamente, tendendo para os valores iniciais de amortecimento, conforme o representado na Figura 3.15 (Pinto, 2007). É necessário ter em atenção que aquando da secção fendilhada, esta será menor que a secção inicial, levando a que haja uma mudança do eixo neutro da secção, tendo como consequência uma diminuição nas capacidades resistentes.

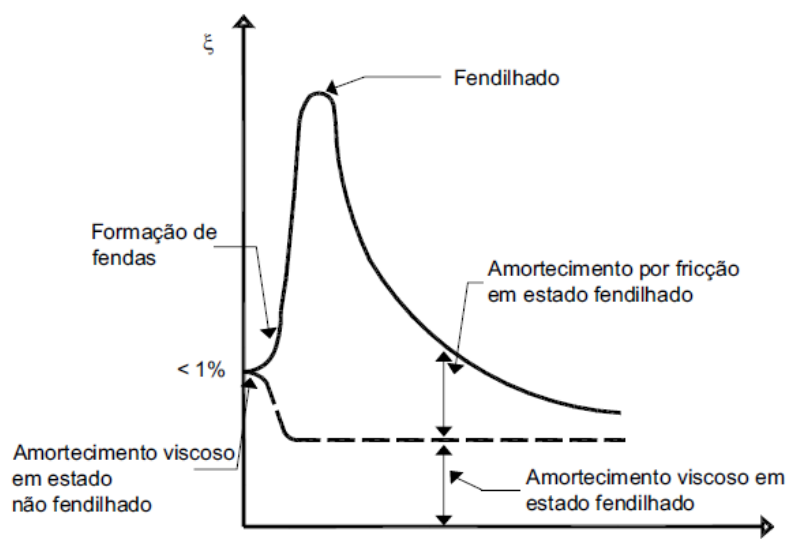


Figura 3.15 – Evolução do coeficiente de amortecimento do betão em função da tensão (Pinto, 2007).

A resposta estrutural a uma ação dinâmica é composta pois dois tipos de resposta: a resposta em estado estacionário e a resposta em estado transitório. Uma excitação periódica implica que a excitação se prolongue por um período de tempo no qual, no decorrer da resposta no tempo, a resposta em estado transitório torna-se desprezável, levando a que a resposta total seja igual à resposta em estado estacionário (Chopra, 2011). Quando em ressonância, frequência de vibração (ω) igual à frequência da estrutura (ω_n), o amortecimento tem um papel importante na limitação e atenuação da magnitude da resposta. Com isto é necessário estimar-se o amortecimento de uma forma prudente de forma a não haver uma subestimação da resposta dinâmica para as velocidades ressonantes.

O EN1991-2 apresenta expressões, presentes no Quadro 3.5, que nos permitem determinar o amortecimento a utilizar em função do vão da ponte, ser maior ou menor que 20 metros.

Quadro 3.5 – Quadro para determinação do amortecimento em função do vão (EN1991-2,2003).

Tipo de ponte	ζ Limite inferior da percentagem de amortecimento crítico [%]	
	Vão $L < 20$ m	Vão $L \geq 20$ m
Metálica e mista	$\zeta = 0,5 + 0,125 (20 - L)$	$\zeta = 0,5$
Betão pré-esforçado	$\zeta = 1,0 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,0$
Vigas embebidas e betão armado	$\zeta = 1,5 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,5$

Poder-se-ão utilizar limites inferiores alternativos, contudo, terá que haver um acordo da autoridade competente.

3.2.5. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA

Os efeitos dinâmicos da passagem de um comboio numa ponte, a uma determinada velocidade, podem ser representados por uma série de cargas concentradas móveis, sendo que os efeitos da interação ponte-comboio podem ser desprezados.

O EN1991-2, com base em estudos realizados, determina que os efeitos da interação ponte-comboio podem ser representados através da adição de um coeficiente de amortecimento adicional ($\Delta\xi$), em vez de realizar uma análise dinâmica com interação ponte-comboio, pois esta é muito exigente do ponto de vista computacional (Ribeiro, 2004).

Existia ainda uma outra alternativa de análise, com introdução dos efeitos de interação ponte-comboio, que considerava a adição de uma massa à estrutura, contudo, esta foi posta de parte, uma vez que alterava a frequência da estrutura e por consequência as velocidades ressonantes (Ribeiro, 2004).

No estudo referido anteriormente, foram apenas utilizados os comboios ICE2 e EUROSTAR, a passar em pontes com vãos entre os 5 e os 30 metros e com relações L/f no intervalo $1000 \leq L/f \leq 2000$, em que f é a flecha a meio vão devida ao modelo de cargas LM71 afetado pelo respetivo coeficiente dinâmico (Ribeiro, 2004) (Pinto, 2007). Daqui foi deduzida a seguinte expressão empírica, para pontes simplesmente apoiadas com vão L :

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

A Figura 3.16 apresenta a representação gráfica da Equação [3.13].

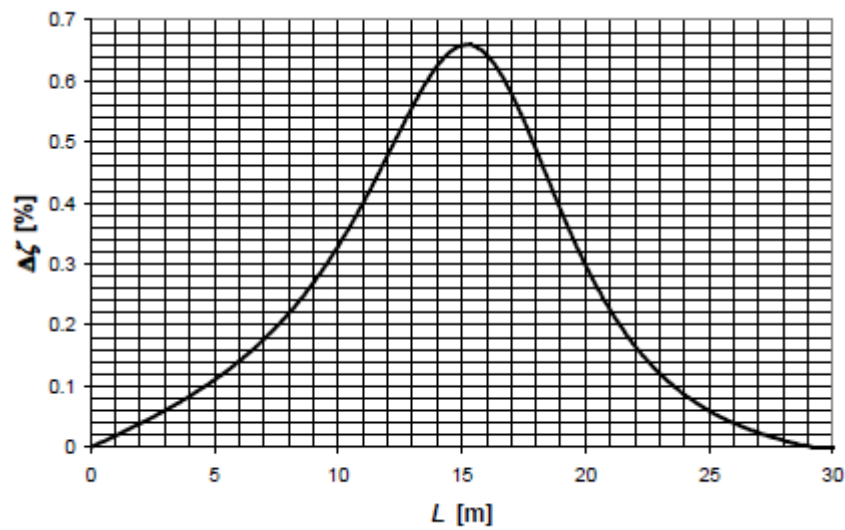


Figura 3.16 – Gráfico para determinação do amortecimento adicional em função do vão (EN1991-2, 2003).

Da observação deste gráfico é possível constatar que a expressão tem um máximo em $L=15\text{m}$ e um mínimo em $L=30\text{m}$, sendo que a partir deste valor o amortecimento adicional deixa de ter significado.

O amortecimento final será dado por:

$$\xi_{\text{TOTAL}} = \xi + \Delta\xi \quad [3.14]$$

3.3. AÇÕES HORIZONTAIS

O EN1991-2 expõe características para três tipos de ações horizontais: as forças centrífugas, forças de lacete e forças de arranque e frenagem.

3.3.1 FORÇAS CENTRÍFUGAS

Quando a via tem o traçado em curva, sobre todo ou parte do comprimento da ponte, devem ser consideradas as forças centrífugas e a sobrelevação da via. Estas forças devem atuar horizontalmente e para o exterior com uma altura de 1.80 metros acima do plano de rolamento. Estas podem ser determinadas da seguinte forma, com o propósito de ser combinada com a carga de tráfego vertical:

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (f \times Q_{vk}) \quad [3.15]$$

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (f \times q_{vk}) \quad [3.16]$$

Onde:

Q_{tk}, q_{tk} – Valores característicos das forças centrífugas [kN,kN/m]

Q_{vk}, q_{vk} – Valores característicos das forças verticais especificados para os modelos de cargas LM71, SW/0, SW/2. Para o modelo de cargas HSLM, o valor característico da força centrífuga deverá ser determinado utilizando o LM71 [kN,kN/m]

f – Coeficiente de redução

V - Velocidade máxima [km/h]

r – raio de curvatura [m]

O coeficiente de redução f é dado pela seguinte expressão presente no EN1991-2:

$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad [3.17]$$

f tem um valor mínimo de 0.35 onde:

L_f – Comprimento de influência da parte carregada da via curva na ponte, mais desfavorável para o cálculo do elemento estrutural considerado [m];

Assim o fator de redução pode assumir os seguintes valores:

- $f = 1$ caso $V \leq 120$ km/h ou $L_f \leq 2,88$ m
- $f \leq 1$ caso $120 \leq V \leq 300$ km/h e $L_f \leq 2,88$ m
- $f_{(V)} = f_{(300)}$ para $V \leq 300$ km/h e $L_f \leq 2,88$ m

3.3.2 FORÇA DE LACETE

A força de lacete deverá ser tida em conta como uma força concentrada, atuando horizontalmente no topo dos carris e perpendicularmente ao eixo da via, devendo ser aplicada tanto nas vias retas como nas vias curvas. O seu valor característico é 100 kN e não deverá ser multiplicado pelo fator dinâmico Φ ou pelo fator de redução f , sendo apenas afetado pelo factor $\alpha \geq 1$.

Esta força deverá combinar sempre com as ações verticais de tráfego.

3.3.3 FORÇA DE ARRANQUE E FRENAGEM

As forças de arranque e frenagem atuam no topo dos carris na direção longitudinal da via. São forças uniformemente distribuídas, sobre o comprimento de influência $L_{a,b}$, dos efeitos de arranque e frenagem para o elemento estrutural considerado. A direção das forças deverá ter em conta as direções de tráfego permitidas em cada via.

Os valores característicos para as forças são:

- Força de arranque:

$$Q_{lak} = 33[\text{kN/m}] \times L_{a,b}[\text{m}] \leq 1000[\text{kN}] \quad [3.18]$$

Para os modelos de carga LM71, SW/0, SW/2 e HSLM

- Força de frenagem:

$$Q_{lak} = 20[\text{kN/m}] \times L_{a,b} [\text{m}] \leq 6000[\text{kN}] \quad [3.19]$$

Para os modelos de carga LM71, SW/0 e HSLM

$$Q_{lak} = 35[\text{kN/m}] \times L_{a,b} [\text{m}] \quad [3.20]$$

Para os modelos de carga SW/2

Os valores característicos destas forças não deverão ser multiplicados pelo fator dinâmico Φ ou pelo fator de redução f .

3.4. DISPOSIÇÃO, GRUPOS E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

3.4.1 DISPOSIÇÃO DE AÇÕES

A estrutura deve ser dimensionada para o número e posições das vias, de acordo com as posições e tolerâncias especificadas na norma.

Para a determinação dos efeitos mais desfavoráveis devido à aplicação do caso de carga LM71, as seguintes regras deverão ser seguidas:

- A carga uniformemente distribuída q_{vk} deverá ser aplicada à via, o número de vezes que for necessário ao longo de um comprimento especificado, e a carga concentrada Q_{vk} deverá ser aplicada em simultâneo, até ao máximo de quatro cargas.
- Para estruturas com duas vias, o modelo de cargas deverá ser aplicado em uma ou em duas vias.
- Para estruturas com três ou mais vias, o modelo de cargas deverá ser aplicado em uma ou em duas vias, ou 0,75 vezes a três ou mais vias.

No caso do modelo de cargas SW/0 deverão ser seguidas as seguintes regras:

- Para estruturas com uma única via, o modelo de cargas deverá ser aplicado a uma única via.
- Para estruturas com duas vias, o modelo de cargas deverá ser aplicado em uma ou em duas vias.
- Para estruturas com três ou mais vias, o modelo de cargas deverá ser aplicado em uma ou em duas vias, ou 0,75 vezes a três ou mais vias.

No caso do modelo de cargas SW/2 deverão ser seguidas as seguintes regras:

- Para estruturas com uma única via, o modelo de cargas deverá ser aplicado a uma única via.
- Para estruturas com mais que uma via, este modelo de cargas deverá ser aplicado a uma via, com o modelo de cargas LM71 ou SW/0 a ser aplicado a uma das outras vias.

No caso do modelo de cargas “unloaded train” deverão ser seguidas as seguintes regras:

- A carga uniformemente distribuída q_{vk} deverá ser aplicada à via, com um comprimento especificado, o número de vezes que for necessário.
- Geralmente, este modelo de carga só deverá ser considerado para o dimensionamento de estruturas com uma única via.

Em estruturas com vigas contínuas dimensionadas com o LM71, estas deverão ser verificadas com o modelo de cargas SW/0.

No caso de ser necessário a realização de uma análise dinâmica, todas as pontes deverão ser dimensionadas para o carregamento dos comboios reais e para o modelo de cargas HSLM, quando requerido.

Todas as verificações de deformações e vibrações deverão ser realizadas com:

- Modelo de cargas LM71 e, quando requerido, pelos modelos de cargas SW/0 e SW/2.
- Modelo de cargas HSLM, quando requerido.
- Modelo de cargas de comboios reais, quando requerido.

No Quadro 3.6 está especificado o número de vias a carregar nos diferentes estados limite de deformação e vibração em pontes com uma ou mais vias.

Quadro 3.6 – Número de vias a carregar para a verificação dos estados limite de deformação e vibração (EN1991-,2003).

Estados limites e critérios associados	Nº de vias na ponte		
	1	2	≥ 3
Verificações relativas à segurança da via:			
-Torção do tabuleiro (EN1990: A2.4.4.2.2)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou mais ^b
- Deformação vertical do tabuleiro (EN1990: A2.4.4.2.3)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou mais ^b
- Deformação horizontal do tabuleiro (EN1990: A2.4.4.2.4)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou mais ^b
- Resposta combinada da estrutura e da via às acções variáveis incluindo limite dos deslocamentos verticais e longitudinais das extremidades do tabuleiro (EN1991 (6.5.4))	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ^a
- Aceleração vertical do tabuleiro (EN1991 (6.4.6) e EN 1990: A2.4.4.2.1)	1	1	1
Verificações relativas a E.L. de Serviço:			
- Critério de conforto dos passageiros (EN 1990: A2.4.4.3)	1	1	1
Verificação relativas a E.L.Últimos:			
- Levantamento dos aparelhos de apoio (EN 1990: A2.4.4.1 (2) P)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou mais ^b

^a Conforme for mais desfavorável

^b Quer se utilizem ou não grupos de cargas o número de vias a carregar deve ser efectuado de acordo com a tabela 6.11

3.4.2 GRUPOS DE AÇÕES

A simultaneidade do carregamento poderá ser tida em conta através da aplicação dos grupos de ações. Cada um destes grupos de cargas, que se excluem mutuamente, deverão ser considerados como uma ação característica variável única, para a combinação de ações sem cargas de tráfego. Cada grupo de cargas deverá ser aplicado como uma ação variável única.

Quando os grupos de ações não entram com a contribuição das ações de tráfego ferroviário, estes devem ser combinados de acordo com a Tabela A2.3 presente no EN1990 – A2.

No Quadro 3.7 estão expostos os grupos a usar, o número de vias a carregar, os coeficientes a adotar para cada ação, para pontes com uma, duas, três ou mais vias.

Quadro 3.7 – Grupos de ações associadas ao tráfego ferroviário (EN1991-2, 2003).

Nº de vias na estrutura			Grupos de ações			Forças verticais			Forças horizontais			Observações
1	2	≥3	Nº de vias carregadas	Designação do grupo ⁽⁸⁾	Via carregada	6.3.2 6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2	
						LM 71 ⁽¹⁾ SW/0 ⁽¹⁾⁽²⁾ HSLM ⁽⁶⁾⁽⁷⁾	SW/2 ⁽¹⁾⁽³⁾	Comboio sem carga	Força de arranque ou frenagem ⁽¹⁾	Força centrífuga ⁽¹⁾	Força de lacete	
			1	gr 11	T ₁	1			1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	Máximo vertical 1 com Máximo longitudinal
			1	gr 12	T ₁	1			0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	Máximo vertical 2 com Máximo transversal
			1	gr 13	T ₁	1 ⁽⁴⁾			1	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	Máximo longitudinal
			1	gr 14	T ₁	1 ⁽⁴⁾			0.5 ⁽⁵⁾	1	1	Máximo transversal
			1	gr 15	T ₁			1		1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	Estabilidade lateral c/ comboio sem carga
			1	gr 16	T ₁		1		1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	SW/2 com Máximo longitudinal
			1	gr 17	T ₁		1		0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	SW/2 com Máximo transversal
			2	gr 21	T ₁ T ₂	1 1			1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	Máximo vertical 1 com Máximo longitudinal
			2	gr 22	T ₁ T ₂	1 1			0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	Máximo vertical 2 com Máximo transversal
			2	gr 23	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾ 1 ⁽⁴⁾			1 1	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	Máximo longitudinal
			2	gr 24	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾ 1 ⁽⁴⁾			0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	1 1	1 1	Máximo transversal
			2	gr 26	T ₁ T ₂	1 1	1		1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	SW/2 com Máximo longitudinal
			2	gr 27	T ₁ T ₂	1 1	1		0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	SW/2 com Máximo transversal
			≥3	gr 31	T _i	0.75			0.75 ⁽⁵⁾	0.75 ⁽⁵⁾	0.75 ⁽⁵⁾	Caso de carga adicional

(1) Todos os factores relevantes ($\alpha, \Phi, f, \dots$) devem ser tidos em consideração;

(2) SW/0 só deve ser considerado em pontes contínuas;

(3) SW/2 só deve ser considerado caso tenha sido estipulado para a linha;

(4) Factor pode ser reduzido para 0,5 se o efeito for favorável, não podendo ser igual a zero;

(5) Em casos favoráveis estes factores não dominantes devem ser considerados iguais a zero;

(6) HSLM e comboios reais quando requerido, de acordo com 6.4.4 e 6.4.6.1.1;

(7) Se for necessário uma análise dinâmica, de acordo com 6.4.4 (ver também 6.4.6.5 (3) e 6.4.6.1.2);

(8) Ver também Tabela A2.3 da EN1990-prAnnexA2.

3.4.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações das ações a usar para o dimensionamento de pontes para alta velocidade podem ser definidas através da Tabela A2.3 do EN1990 – A2, onde estão definidos todos os coeficientes a usar para os diversos grupos de ações e para as ações individuais de tráfego.

Os fatores para as combinações de ações para a verificação de segurança em estados limite últimos também podem ser encontrados no EN1990 – A2.

3.5. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

O EN1991-2 define critérios a satisfazer no dimensionamento de pontes para alta velocidade. Sobre este aspecto a norma refere que:

- O pico máximo das acelerações no tabuleiro deve ser verificado;
- Os resultados da análise dinâmica deverão ser comparados com os resultados da análise estática afetados do fator dinâmico Φ . Aqueles que forem mais desfavoráveis para a ponte serão aqueles que deverão ser considerados no dimensionamento estrutural;
- Se houver a necessidade de uma análise dinâmica, deverá ser realizada uma verificação, de forma a avaliar se as cargas de fadiga adicionais, que ocorrem a altas velocidades e em ressonância, estão abrangidas pela consideração das tensões devidas aos efeitos do carregamento estático afetado pelo coeficiente dinâmico. O carregamento à fadiga mais condicionante deverá ser usado para o dimensionamento;
- Verificação das acelerações nas carruagens devidas às vibrações transmitidas pela ponte aos comboios, de forma a analisar o conforto dos passageiros.

3.5.1 CRITÉRIOS RELATIVOS À SEGURANÇA ESTRUTURAL

Como foi anteriormente referido, no caso de ser requerida uma análise dinâmica, esta deverá ser comparada com os valores da análise estática, LM71 e SW/0, afetados do fator dinâmico.

Para o dimensionamento da ponte serão usados os resultados mais desfavoráveis que surgirão da aplicação dos seguintes requisitos:

$$\left(1 + \varphi'_{dyn} + \varphi''/2\right) \times \left(\frac{HSLM}{or RT}\right) \quad [3.21]$$

ou

$$\Phi \times (LM71 + SW/0) \quad [3.22]$$

O fator de amplificação dinâmica φ'_{dyn} é dado por:

$$\varphi'_{dyn} = \max \left| \frac{y_{dyn}}{y_{sta}} \right| - 1 \quad [3.23]$$

Em que y_{dyn} é o valor máximo da resposta dinâmica num determinado ponto da estrutura devido à passagem dos comboios reais ou HSLM e y_{sta} é o valor máximo da resposta estática.

Para ter em conta os efeitos dinâmicos que surgem do movimento dos comboios, que atualmente estão em circulação, caso não haja necessidade de análise dinâmica para a avaliação estrutural, as forças e os momentos calculados através da análise estática, deverão ser multiplicados por um coeficiente correspondente à velocidade máxima autorizada. Esses coeficientes, denominados como fatores de amplificação dinâmica tem a seguinte expressão:

- Para vias com manutenção normal

$$(1 + \varphi) = (1 + \varphi' + \varphi'') \quad [3.24]$$

- Para vias com uma manutenção cuidada

$$(1 + \varphi) = (1 + \varphi' + 0.5\varphi'') \quad [3.25]$$

Em que o valor de φ' toma como função:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \text{ para } K < 0.76 \quad [3.26]$$

E

$$\varphi' = 1,325 \text{ para } K \geq 0.76 \quad [3.27]$$

Onde:

$$K = \frac{v}{2L_{\Phi} \times n_0} \quad [3.28]$$

E

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_{\Phi}n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{20}\right)^2} \right], \quad \varphi'' \geq 0 \quad [3.29]$$

Com:

$$\alpha = \frac{v}{22} \quad \text{se } v \leq 22\text{m/s} \quad [3.30]$$

$$\alpha = 1 \quad \text{se } v > 22\text{m/s} \quad [3.31]$$

Sendo α um coeficiente de velocidade e φ'' um fator que representa as irregularidades da via e das rodas dos comboios.

Os limites de validade de φ' são o limite inferior da frequência natural representado na Fig. 3.10 e as velocidades até 200 km/h.

O limite de validade de φ'' é o limite superior da frequência natural representado na Fig. 3.10. Para outros casos, este factor deve ser determinado através de uma análise dinâmica.

3.5.2 CRITÉRIOS RELATIVOS À SEGURANÇA DA VIA

Deformações excessivas podem colocar em risco a circulação, criando mudanças na geometria de via, tensões excessivas e vibrações nas estruturas das pontes. Outra consequência das vibrações é a possibilidade de instabilização do balastro e uma redução inaceitável da força de contacto entre as rodas e o carril e ainda, excessivas deformações podem afetar as cargas presentes na via e criar condições que causam desconforto nos passageiros.

Perante isso, o EN1990-Anexo A2 refere que se devem verificar os seguintes parâmetros para a avaliação da segurança do tráfego:

- Aceleração vertical do tabuleiro
- Torção do tabuleiro, medida ao longo do eixo de cada via, nas aproximações e ao longo da ponte.
- Deformação vertical do tabuleiro
- Deformação transversal e vibrações do tabuleiro

3.5.2.1. Aceleração vertical do tabuleiro

De forma a garantir a segurança de circulação, nos casos em que haja a necessidade de uma análise dinâmica, deverá ser verificado se o pico da aceleração máxima, devido às ações de tráfego, se localiza dentro dos parâmetros de segurança, para os estados limite de serviço, de forma a prevenir a instabilidade da via.

Assim os valores máximos permitidos para as acelerações do tabuleiro, determinadas ao longo da via, não devem exceder os seguintes valores de dimensionamento (EN1990-A2, 2005):

- 3.5 m/s^2 , para o caso de pontes com via balastrada.
- 5 m/s^2 , para o caso de pontes com via sem balastro.

Estudos realizados determinaram que o balastro instabiliza à aceleração de 7 m/s^2 , sendo que, de forma a avaliar o problema pelo lado de segurança, foi decidido afetar este valor com um coeficiente de segurança de 2, surgindo assim os 3.5 m/s^2 de limite superior para pontes com via balastrada (Ribeiro, 2004).

Para as análises dinâmicas devem ser consideradas frequências de modos de vibração dentro dos seguintes limites (EN1990-A2, 2005):

- 30 Hz
- 1,5 a 2,0 vezes a frequência do primeiro modo de vibração, considerando pelo menos os três primeiros modos de vibração.

3.5.2.2. Torção no tabuleiro

A torção no tabuleiro de uma ponte deverá ser calculada tendo em conta os valores característicos do LM71, SW/0 e SW/2, afetados pelo coeficiente dinâmico Φ e α , e pelo modelo de cargas HSLM, com os efeitos centrífugos incluídos.

Assim, para uma bitola de 1435 mm, a diferença de cotas t num comprimento de 3 metros não deverá exceder os limites apresentados no Quadro 3.8.

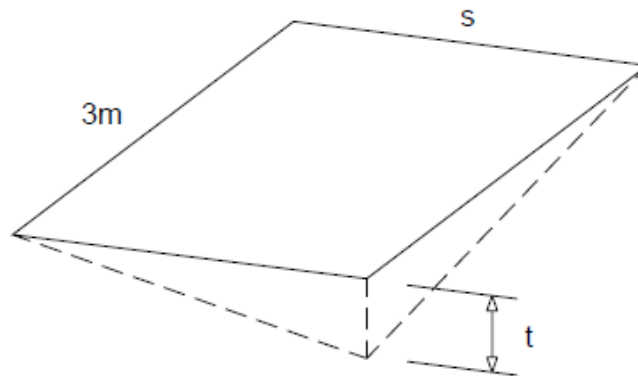


Figura 3.17 – Torção no tabuleiro (EN1990-A2, 2005).

Quadro 3.8 – Valores máximos de torção no tabuleiro (EN1990-A2, 2005).

Velocidade (km/h)	t (mm/3m)
$v \leq 120$	$\leq 4,5$
$120 < v \leq 200$	$\leq 3,0$
$v > 200$	$\leq 1,5$

Dever-se-á ainda ter em conta que, a torção total do tabuleiro devido ao somatório das torções existentes na via, na situação de a ponte estar descarregada, não deverá exceder 7,5mm/3m.

Esta verificação pode ser realizada através dos deslocamentos sobre os carris. Conhecendo os deslocamentos sobre os carris de duas secções S_1 e S_2 , afastadas entre si 3 metros (u_1 a u_4), o empenamento do tabuleiro pode ser obtido determinando a distância, medida na vertical, entre um plano formado por três desses pontos (A', C' e D') e um quarto ponto (B') (Figueiredo, 2007). Este procedimento é demonstrado na Figura 3.18.

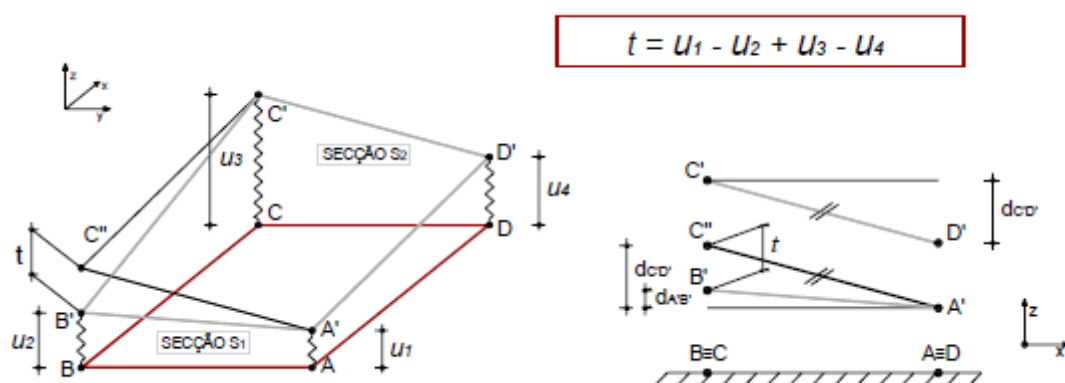


Figura 3.18 - Determinação do empenamento do tabuleiro (t) a partir do conhecimento dos deslocamentos sobre os carris (Figueiredo, 2007).

3.5.2.3. Deformação vertical do tabuleiro

O valor máximo da deformação vertical do tabuleiro, medido ao longo da via não deverá exceder $L/600$ para a atuação dos modelos de carga LM71 e, quando requerido, SW/0 e SW/2.

A definição das rotações angulares nas extremidades dos tabuleiros é realizada conforme o apresentado na Figura 3.19.

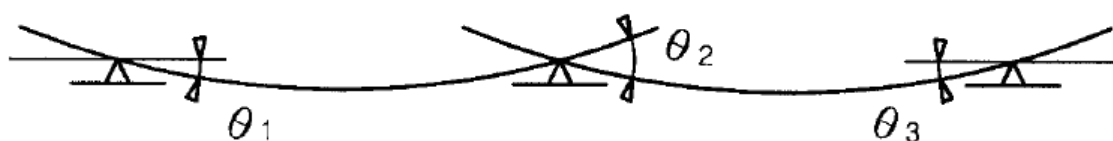


Figura 3.19 – Quantificação da deformação vertical no tabuleiro (EN1990-A2, 2005).

3.5.2.4. Deformação e vibração transversal do tabuleiro

A deformação transversal deve ser avaliada de tal forma que a variação angular e o raio transversal de curvatura não excedam os valores presentes no Quadro 3.9.

Quadro 3.9 – Valores máximos da variação angular e raios de curvatura mínimos (EN1990-A2, 2005).

Intervalo de Velocidades v (km/h)	Variação Angular Máxima (rad)	Raio de Curvatura Mínimo (m)	
		Tabuleiro Único	Vários Tabuleiros
$v \leq 120$	0,0035	1700	3500
$120 < v \leq 200$	0,0020	6000	9500
$v > 200$	0,0015	14000	17500

O raio de curvatura é dado pela seguinte fórmula:

$$R = \frac{L^2}{8\delta_h} \quad [3.32]$$

Convém referir que a deformação transversal engloba a deformação do tabuleiro e dos elementos da subestrutura como os pilares, estacas e fundações.

A deformação e vibração transversal do tabuleiro devem ser verificadas para as combinações características dos modelos de carga LM71 e SW/0, afetadas do fator dinâmico Φ e α , forças do vento, forças de lacete, forças centrífugas e efeitos da variação diferencial de temperatura na direção transversal.

3.5.3 CRITÉRIOS RELATIVOS AO CONFORTO DOS PASSAGEIROS

3.5.3.1. Critério de conforto

O conforto dos passageiros depende das acelerações verticais que passam para a carruagem durante a passagem de um comboio por uma ponte.

O EN1990-A2 define limites para níveis de conforto em função das acelerações sentidas na carruagem, como está apresentado no Quadro 3.10.

Quadro 3.10 – Valores máximos de aceleração para cada nível de conforto (EN1990-A2, 2005).

Nível de Conforto	Aceleração Vertical b_v' (m/s ²)
Muito Bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

3.5.3.2. Critério de deformação para a verificação do conforto dos passageiros

De forma a limitar a aceleração vertical dos comboios, os valores dados pelo EN1990-A2 para a deformação vertical máxima permitida δ , ao longo do eixo da via, em pontes ferroviárias, são dados em função do comprimento do vão, da velocidade do comboio, do número de vãos e do tipo de ponte em questão (simplesmente apoiada, viga contínua, etc). Esta deformação deverá ser determinada com o carregamento do modelo de cargas LM71 afetado do fator dinâmico Φ . Para pontes com duas ou mais vias, somente uma via deverá estar carregada. Estes limites são apresentados Figura 3.20

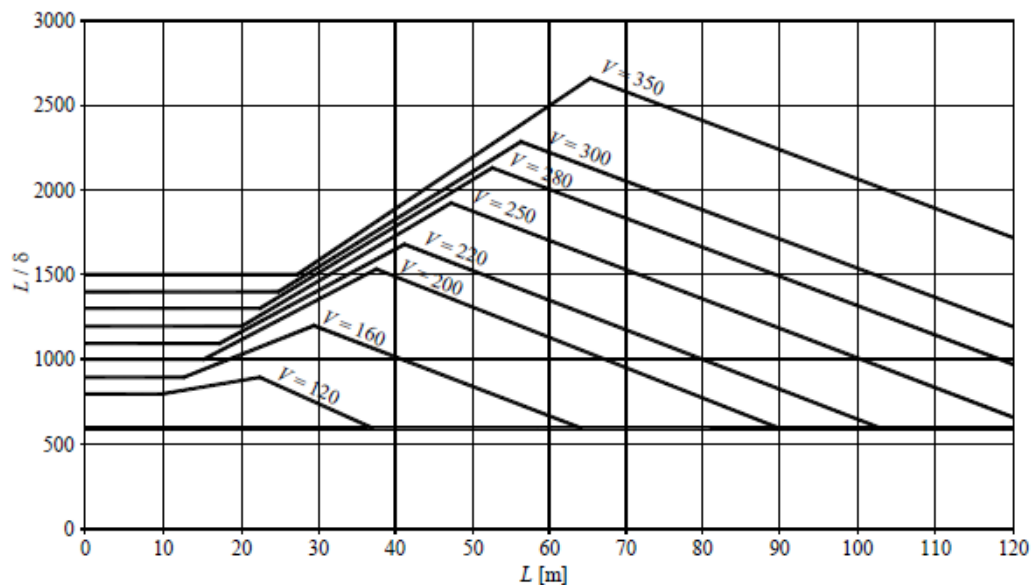


Figura 3.20 – Quantificação de L/δ (EN1990-A2, 2005).

Os limites de L/δ apresentados correspondem a um nível de conforto “muito bom” com uma aceleração vertical $b_v = 1,0 \text{ m/s}^2$. Para outros níveis de conforto, associados a outras acelerações máximas b'_v , os valores apresentados na Figura 3.20 poderão ser divididos por b'_v .

Os valores apresentados correspondem a pontes constituídas por uma sucessão de três ou mais vãos simplesmente apoiados. Para pontes com um vão, dois vãos simplesmente apoiados ou dois vãos contínuos, os valores deverão ser afetados por um fator de 0,7. Para pontes contínuas com três ou mais vãos, os valores deverão ser afetados por um fator de 0,9.

Os valores apresentados são válidos para vãos até 120 m de comprimento. Para vãos superiores a 120 m, vigas contínuas com grande variação do comprimento dos vãos, grande variação de rigidez, uma análise dinâmica específica deverá ser realizada.

Em alternativa poder-se-á realizar uma análise dinâmica com interação veículo/ponte, para a determinação da aceleração vertical.

3.5.3.3. Requisitos para uma análise dinâmica com interação veículo/estrutura, para avaliação do nível de conforto

Quando é necessária uma análise dinâmica com interação veículo/estrutura dever-se-ão ter em conta os seguintes factores:

- O intervalo de velocidades deverá ir até à velocidade máxima especificada;
- Valores característicos dos comboios reais;
- Interação dinâmica da massa entre os veículos do caso de carga “comboios reais” e a estrutura;
- Características do amortecimento e rigidez da suspensão do veículo;
- Veículos suficientes, para produzir os efeitos máximos de carga num vão comprido;
- Numa estrutura com múltiplos vãos, um suficiente número de vãos de forma a desenvolver qualquer efeito de ressonância nas suspensões dos veículos.

4

METODOLOGIAS DE ANÁLISES DINÂMICAS DO SISTEMA PONTE- COMBOIO

4.1 INTRODUÇÃO

Os comboios de alta velocidade são um dos transportes mais importantes para o comércio e transporte de pessoas. Atualmente, em países como França, Espanha e Bélgica já existe um sistema de transporte bastante desenvolvido para este tipo de meio de comunicação.

Desde de o início do seu dimensionamento que se idealizou que, dos movimentos devido à passagem de um comboio sobre uma via, surgem efeitos que não são possíveis de avaliar através de uma análise estática estrutural. Surgiu então a ideia da realização de análises dinâmicas das linhas férreas, sendo as pontes, estruturas onde a sua realização tem um carácter importante para o entendimento correto do seu comportamento, à passagem de comboios com velocidades superiores a 200 km/h.

Um dos principais problemas observados neste tipo de estruturas foi o desenvolvimento de acelerações que instabilizam o balastro dado que, as vibrações que são transmitidas a este, geram movimento, o que vai fazer com que haja uma reorganização da configuração do balastro, levando a que a espessura deste diminua e por consequência o nível da via mude podendo levar a uma mudança na geometria das travessas, criando assim zonas propícias a instabilidade por encurvadura lateral do carril. Em ressonância, a resposta da estrutura será amplificada levando ao surgimento de acelerações e deslocamentos que podem conduzir à instabilização do balastro, desconforto de passageiros, descarrilamentos e numa situação mais extrema, à própria instabilidade estrutural, podendo a ponte deixar de ter padrões de segurança adequados para a circulação para a qual foi projetada.

Foram desenvolvidos métodos de análise dinâmica analíticos, numéricos, simplificados e empíricos que consideram os efeitos de uma estrutura móvel sobre uma estrutura imóvel (comboio a passar sobre uma ponte).

As metodologias analíticas apresentam a vantagem de permitir um entendimento dos princípios básicos que governam a resposta dinâmica, contudo, devido à sua complexidade, são apenas usados em estruturas simples (Ribeiro, 2004).

As metodologias numéricas são realizadas, na sua maioria, com o recurso a programas de cálculo de elementos finitos, como o Autodesk Structural Robot Analysis Professional (ROBOT), SAP2000, Ansys e RM Bridge, por exemplo, por permitirem analisar o comportamento dinâmico de pontes e de outros tipos de estruturas complexas. Fazem parte deste grupo de análise, metodologias de cargas

móveis e metodologias com interação ponte-comboio. O primeiro método, mais simples, considera a passagem de uma carga, a uma determinada velocidade sobre uma ponte, sendo o resultado do programa de cálculo, posteriormente trabalhado, de forma a determinar o resultado da passagem de um determinado tipo de comboio sobre a ponte em análise. Esta será a metodologia numérica descrita neste capítulo, sendo aquela que foi proposta para a realização desta dissertação. A principal desvantagem deste método é o tempo de análise, que para estruturas com vários metros de desenvolvimento em que há um elevado grau de refinamento da sua malha de elementos finitos, o tempo de duração da análise pode rondar as 10 horas, produzindo ficheiros com tamanho considerável (Gb). A segunda, de maior complexidade, envolve a modelação do próprio comboio e conhecimento dos vários parâmetros geométricos e elásticos. Esta metodologia é relevante para a avaliação da segurança estrutural e da via, pois permite a avaliação da interação ponte-comboio e respetivos efeitos, nomeadamente no interior dos veículos.

As metodologias simplificadas, como o DER (decomposição da excitação em ressonância), o LIR (linha de influência residual), entre outras, servem para a análise dinâmica da passagem de um comboio sobre uma ponte simplesmente apoiada. Estas foram desenvolvidas com base em soluções analíticas (Ribeiro, 2004). Neste capítulo será especificado o método DER, visto ser outro método desenvolvido nesta dissertação.

As metodologias empíricas resultam do tratamento de ensaios in-situ, realizados em pontes para a passagem de determinados comboios de alta velocidade.

4.2 ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO

A ação dinâmica de um comboio sobre uma ponte é imposta pelas cargas móveis correspondentes a cada um dos eixos de um comboio que percorre uma ponte.

A função de carga de cada eixo do comboio sobre uma ponte, para a realização do problema dinâmico, pode ser definida através das funções de carga temporal correspondentes ao movimento, nos nós pertencentes ao percurso das cargas sobre a ponte. Em cada instante de tempo, o valor da função de carga representa a força nodal equivalente às cargas móveis que percorrem a ponte.

4.2.1. CARGAS MÓVEIS

Foi proposto o desenvolvimento de um programa capaz de realizar análises dinâmicas para pontes de alta velocidade, sem interação ponte-comboio.

Em termos teóricos, e no âmbito da análise linear de estruturas, podemos simular a passagem de um comboio a determinada velocidade, como uma carga unitária móvel, sendo o resultado desta assemblada posteriormente.

Este método tem como principal vantagem a simplicidade, dado que através de uma análise no programa RSA, da passagem de uma carga, a determinada velocidade, é possível determinar a resposta de uma diversidade de comboios a essa velocidade, tendo o conhecimento dos espaçamentos entre eixos e das cargas correspondentes a cada eixo do comboio.

A determinação das funções das cargas temporais envolve os seguintes parâmetros:

- A definição dos nós do percurso;
- Definição de cada carga (P_k), em relação ao início do percurso;
- A posição das cargas sobre a estrutura num instante t . A posição de cada carga num instante t , $x_k(t)$, é obtida somando à posição inicial $x_k(t_0)$, o espaço percorrido a uma determinada velocidade:

$$x_k(t) = x_k(t_0) + v * t \quad [4.1]$$

- Sendo conhecida esta posição é possível convertê-la em forças nodais através da expressão:

$$P_J = P_k N_J(x_k) \quad [4.2]$$

Em que $N_J(x_k)$ é a função de forma definida para o nó J da estrutura dada por:

$$N_J(x) = \begin{cases} \frac{x_k - x_{J-1}}{L_{J-1,J}} \leftarrow x_{J-1} \ll x_k \ll x_J \\ 1 - \frac{x_k - x_{J+1}}{L_{J,J+1}} \leftarrow x_J \ll x_k \ll x_{J+1} \end{cases} \quad [4.3]$$

Sendo $L_{J-1,J}$ e $L_{J,J+1}$ as distâncias entre os nós $J-1$ e J e os nós J e $J+1$, respetivamente.

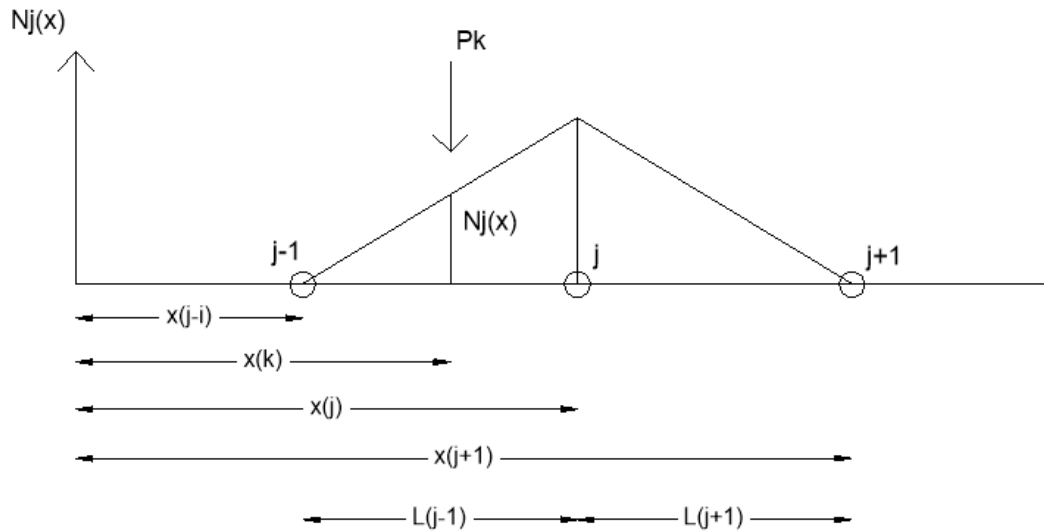


Figura 4.1 – Variação da força nodal no nó J devida à passagem da carga rolante P_k (baseado em *Ribeiro, (2004)*).

A carga P_k , no caso do programa desenvolvido, pode assumir um valor qualquer, pelo qual, no momento do tratamento de resultados, a carga real correspondente a cada eixo do comboio será dividida, sendo que para simplificação de processos se recomenda a utilização de uma carga unitária (1kN). O espaçamento L representado na Figura 4.1 é um espaçamento variável, que será percorrido pela carga a uma determinada velocidade. No caso das análises realizadas, adoptou-se como valor desse espaçamento, o comprimento do lado da malha de elementos finitos, assumidos como

constantes. Na Figura 4.2 está representada a função de carga, para uma carga unitária, a uma velocidade de 450 km/h, para uma malha quadrada com 0,50 m de lado, entre o primeiro e o segundo ponto de carga.

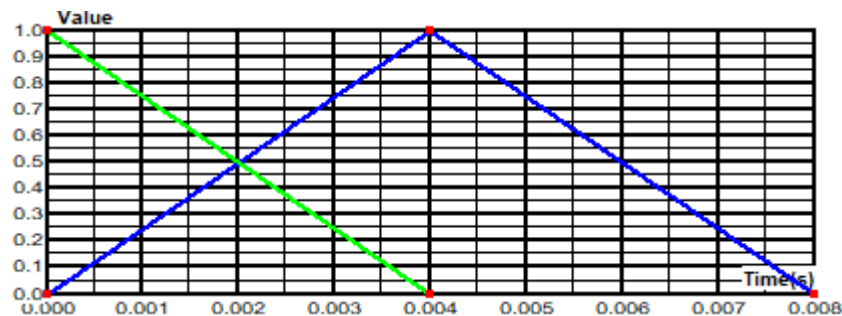


Figura 4.2 – Função de carga, correspondente a uma velocidade de 450km/h, com espaçamento de 0.5 metros, correspondente ao primeiro e segundo pontos de carga.

O programa desenvolvido tem as seguintes particularidades:

- Através do comprimento da ponte e da velocidade em análise, com um espaçamento pré-definido, determina-se o intervalo de tempo que irá definir a função de carga;
- De forma a manterem-se os pontos de carga, nas mesmas coordenadas, para todas as velocidades, fixou-se uma determinada malha para a análise da ponte, sendo as cargas distribuídas por cada ponto da malha ao longo do eixo da via considerada;
- O time step das análises será sempre $T_n/20$, sendo T_n o período de vibração correspondente ao modo de vibração mais elevado (frequência igual a 30Hz no caso das análises realizada);
- O amortecimento será definido conforme o valor que se pretende avaliar.

4.2.2. IMPLEMENTAÇÃO DA METODOLOGIA DE CARGAS MÓVEIS NO PROGRAMA ROBOT

O programa desenvolvido para a análise dinâmica, como já foi referido, será processado com o apoio do programa de cálculo estrutural de elementos finitos ROBOT, com recurso a uma análise disponível, denominada por “Time History Analysis”.

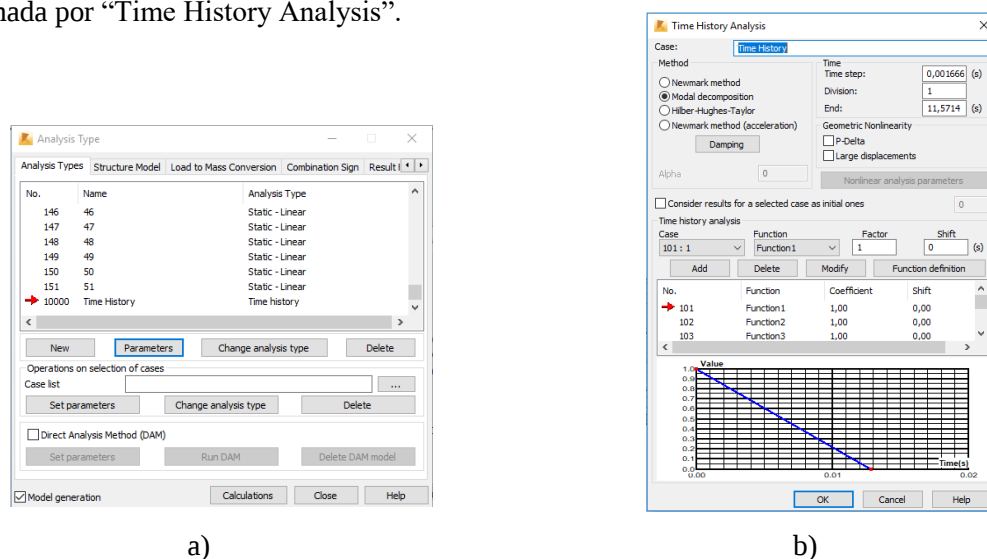


Figura 4.3 – Definição da análise dinâmica no ROBOT: a) Tipos de análise, b) Análise Time History.

Para a sua realização, definem-se as funções de carregamento temporal para cada carga presente na análise. A cada caso de carga estático está associada uma função que define a sua direção e sentido.

Para o desenvolvimento das operações necessárias ao processamento do programa de uma forma correta, recorreu-se à programação de um código em linguagem Visual Basic (VBA), com a ajuda dos conteúdos existentes na ferramenta desenvolvida pela Autodesk, denominada como Robot API.

Assim a análise dinâmica desenvolve-se em três fases:

- Fase de pré-processamento.

No início da análise existe a fase de pré-processamento. Assim, depois de uma avaliação dos materiais e secções a usar na modelação da ponte e das cargas aplicadas, há a definição do percurso das cargas móveis. Nesta fase há uma identificação por onde irá passar o eixo da via e por consequência, dos pontos aos quais as cargas móveis serão associadas. No programa ROBOT esta definição é realizada antes da geração da malha de elementos finitos, uma vez que é possível definir os pontos através do uso de uma linha auxiliar e forçar a que estes sejam criados sobre essa linha, com um espaçamento previamente definido, tendo um controlo eficaz sobre os pontos onde as cargas móveis irão incidir.

Após o bloqueio da malha, realiza-se uma análise modal para a avaliação do número de modos a usar durante as análises de todas as velocidades, uma vez que estas só necessitam dos modos com frequência até 30 Hz ou 1.5 a 2 vezes a frequência do primeiro modo de vibração, contando com a contribuição dos três primeiros modos, escolhendo o maior valor das duas opções.

Depois de identificados os modos de vibração relevantes para a análise modal, geram-se os casos de carga estáticos e as respetivas funções temporais de modo a ser possível a realização da análise Time History. Tanto a geração dos casos de carga estáticos como as funções de carregamento é realizada através do programa desenvolvido nesta dissertação, apresentado na Figura 4.4.

A criação do caso de carga “Time History Analysis”, também é gerada automaticamente, através do código desenvolvido, sendo as únicas alterações eventualmente necessárias, a escolha do modo de análise e do amortecimento a utilizar. Quanto aos outros parâmetros como a escolha do “Time Step”, “Division”, “End” e as funções de carga, são gerados automaticamente. Aos parâmetros descritos estão associados os seguintes valores:

- “Time Step” – intervalo de gravação de dados. É o intervalo de tempo em que o programa irá gravar a resposta da estrutura, sendo que quanto menor for, melhores serão os resultados da análise. A este parâmetro foi fixado o valor de $T_n/20$.
- “Division” – Este será o valor pelo qual o “Time Step” será dividido. A este parâmetro assumiu-se sempre o valor de 1.
- “End” – Corresponde ao tempo, em segundos, ao qual a análise Time History termina, sendo programada de forma a corresponder ao tempo que um comboio demora a percorrer um comprimento correspondente à soma de 2 vezes o comprimento do comboio e o comprimento da ponte, a uma determinada velocidade. Para este efeito assumiu-se que o comprimento do comboio será sempre de 400 metros.

Terminada esta fase, coloca-se o programa a calcular, passando-se para a próxima fase, a fase de processamento.

O programa desenvolvido para esta fase da análise é mostrado na Figura 4.4.

					Initial time (s)	0
					V (km/H)	140
					L (m)	91
					T	2,34
				Distribuir Cargas	Step (s)	0,001667
					F(Newtons)	-1000
					inicio (m)	0
	X	Y	Z		Comprimento do comboio	400
P1	0	-2,9	0		Δs	0,5
					T Δs	0,012857

Figura 4.4 - Programa de Excel de Pré-processamento

- Fase de processamento

Esta fase consiste na execução, por parte do programa ROBOT, daquilo que foi definido na fase anterior. Nesta fase, para o utilizador, não existe nenhuma ação a realizar, a não ser esperar que o de cálculo termine. De salientar que esta tem que ser realizada para todas as velocidades separadamente, pelo que, no caso de análises para o projeto Hs2, é requerida uma velocidade máxima de 400 km/h, que pelo EN1991-2, terá que ser afetada por um fator de 1.2. Assim, terá que se realizar análises a velocidades compreendidas no intervalo de 140 km/h a 480 km/h, com acréscimos de 10 km/h. Isto leva a que sejam necessárias análises a 34 velocidades por ponte, fora aquelas que sejam necessárias para as velocidades ressonantes.

Esta fase, para elementos de casca, pode durar entre 2h a 14h por velocidade, dependendo do tipo de ponte, do comprimento da ponte, da velocidade em análise e do “time step” escolhido. Quanto maior for a ponte e/ou menor a velocidade maior será o tempo de execução da análise.

Uma das vantagens que este programa proporciona, é a possibilidade de correr várias análises ao mesmo tempo, no mesmo computador, sendo possível, perante a capacidade deste, proceder-se à análise de várias velocidades em simultâneo, diminuindo-se assim o tempo total da análise dinâmica.

Finalizada esta fase e armazenados os resultados passa-se para a fase de pós-processamento.

- Fase de pós-processamento

Esta fase envolve a recolha de todos os resultados obtidos através da análise realizada no programa de cálculo RSA, na fase de processamento.

Estes resultados são retirados, por um programa desenvolvido em linguagem de código C# (C-sharp), que através da seleção do nó que se pretende avaliar os efeitos, da velocidade e time-step envolvido na análise e do tempo de resposta pretendido, faz o cálculo e exporta os resultados de acelerações, deslocamentos e reações (caso pretendidas), já correctamente assemblados para cada comboio. Este programa é apresentado na Figura 4.5.

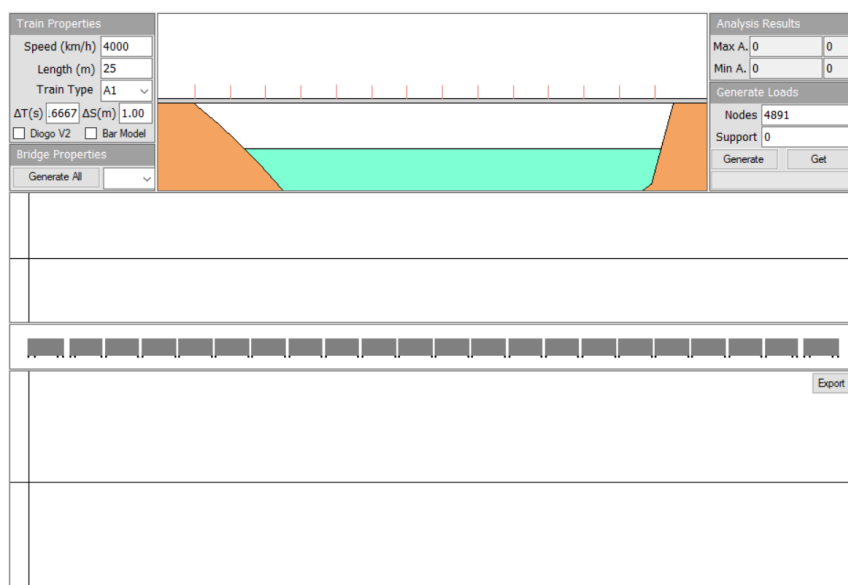


Figura 4.5 - Programa desenvolvido em C# (C-sharp) para o pós-processamento.

O processo de assemblagem realiza-se da seguinte maneira:

- Cada análise realizada, na fase anterior, fornece resultados, em tabelas ou em gráficos, de acelerações, deslocamentos, esforço, tensões, etc, em função do tempo, respetivos à passagem de um eixo com uma carga unitária sobre a ponte. Um exemplo deste tipo de gráfico é apresentado na Figura 4.6.

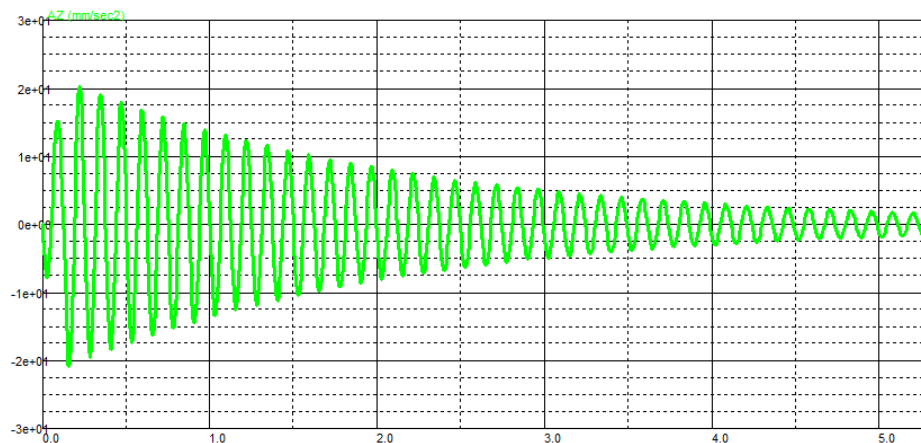


Figura 4.6 – Exemplo de gráfico de acelerações retirado do RSA.

- Os valores fornecidos relativos aos gráficos, do tipo do apresentado na Figura 4.6, são extraídos através de um programa criado para serem assemblados da seguinte forma:
 1. Como os valores são correspondentes a uma carga unitária, estes são afetados pelo valor da carga correspondente a cada eixo, sendo que na análise dos casos de carga HSLM, esta tarefa é facilitada pois para cada comboio a carga por eixo é igual.
 2. Como estamos a realizar uma análise em regime elástico e linear, o método da sobreposição dos efeitos é aceite, admitindo-se que a resposta do comboio poderá ser o somatório dos efeitos gerados pela passagem de cada eixo, individualmente sobre a

ponte, entrando em ação (entrada do eixo sobre a ponte durante o movimento do comboio) com um Δt em relação ao primeiro eixo do comboio. A explicação deste processo é apresentada na Figura 4.7, para um comboio com um número de eixos de 1 até n.

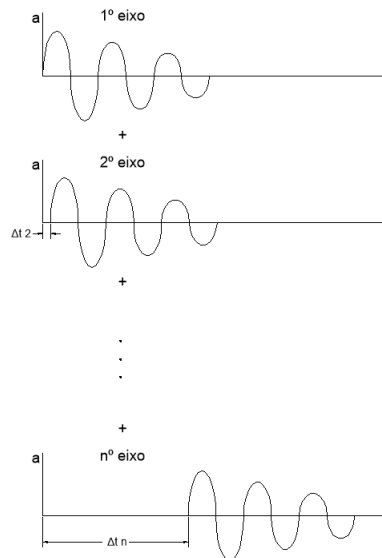


Figura 4.7 – Método da sobreposição dos efeitos.

3. O resultado final serão gráficos correspondentes a cada tipo de comboio, necessários para a análise dinâmica segundo o EN1991-2. Um exemplo desse gráfico pode ser visualizado na Figura 4.8.

A3 - Acelerações

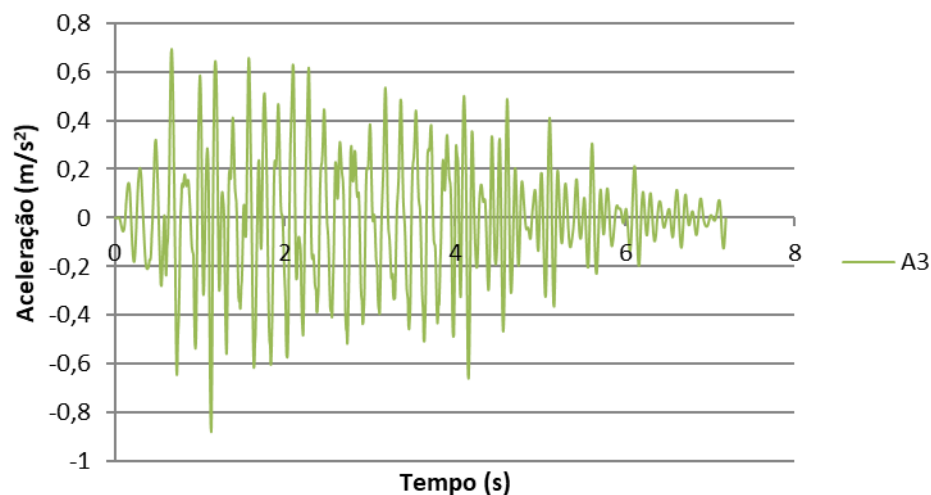


Figura 4.8 – Gráfico final da análise dinâmica, para uma determinada velocidade para um comboio A3.

Da análise dos gráficos e dos valores que os compõem, é possível determinar a existência ou não de ressonância na ponte e os valores máximos da resposta da passagem de um tipo de comboio sobre uma ponte a uma determinada velocidade.

4.3 MÉTODO DA SOBREPOSIÇÃO MODAL

Para a execução da análise “Time History” é necessária a escolha de um método de integração. Para análises lineares, estão disponíveis, por exemplo, o método de Newmark e o método da sobreposição modal, sendo este último o considerado para a execução de todas as análises.

Aqui serão explicadas as bases teóricas que regem este método.

4.3.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

As equações do equilíbrio dinâmico, traduzem o equilíbrio das forças a cada grau de liberdade e dependem dos vários tipos de forças que atuam sobre a estrutura num qualquer instante de tempo, sendo estas as forças externas $p(t)$, as forças elásticas f_s , forças de amortecimento f_D e forças de inércia f_I (Chopra, 2011).

O equilíbrio dinâmico de uma estrutura pode ser descrito em termos de equilíbrio de forças. Como base deste método está o equilíbrio dinâmico D’Alembert, que estabelece que as forças de inércia de um corpo são iguais ao produto da massa com a aceleração e atuam no sentido oposto da carga dinâmica. Isto leva a que as forças de inércia do sistema estejam em equilíbrio a cada instante de tempo. Uma representação esquemática deste princípio é apresentada na Figura 4.9.

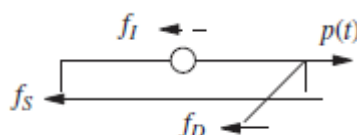


Figura 4.9 – Forças do problema dinâmico, a atuar numa estrutura, Princípio D’Alembert.

Sob uma ação dinâmica externa qualquer $p(t)$, o estado de equilíbrio do sistema pode ser descrito por um deslocamento ($u(t)$), velocidade ($\dot{u}(t)$) e aceleração ($\ddot{u}(t)$). Assim é possível discretizar o problema dinâmico dividindo a estrutura em análise, em três sub-estruturas: uma só com a propriedade rigidez, outra só com a propriedade amortecimento e outra só com a propriedade massa. Sendo que no final, a soma das três sub-estruturas irá resultar na equação do movimento total. A representação esquemática deste princípio é apresentada na Figura 4.10.

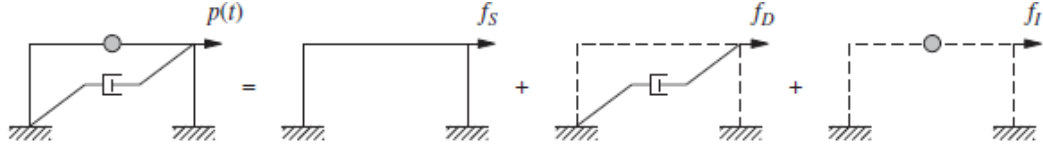


Figura 4.10 – Idealização da divisão da equação de movimento.

Na Figura 4.10 estão demonstradas quatro forças externas incidindo na estrutura. A força f_s (força elástica) corresponde à sub-estrutura associada à rigidez e está relacionada com o deslocamento $u(t)$ ($f_s = ku$). A força f_D (força de amortecimento), corresponde à sub-estrutura associada ao amortecimento, sendo que no caso de o sistema ser linear, está relacionada com a velocidade $\dot{u}(t)$ ($f_D = c\dot{u}$). A força f_I (força de inércia) corresponde à sub-estrutura associada à massa e está relacionada com a aceleração do sistema ($f_I = m\ddot{u}$). Assim:

$$p(t) = f_I + f_D + f_s \quad [4.4]$$

Como já foi explicado f_I , depende da massa e de uma aceleração aplicada à massa, podendo ser representa como $f_I = m\ddot{u}$, f_D depende do amortecimento e de uma velocidade, $f_D = c\dot{u}$ e f_s depende de uma rigidez e um deslocamento, $f_s = ku$, levando a que a equação possa ser reescrita da seguinte forma:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad [4.5]$$

A matriz de massa depende da massa que é mobilizada em cada modo de vibração. A matriz de rigidez depende da estrutura e do seu comportamento aos deslocamentos impostos, sendo prática comum, a determinação com recurso a tabelas de equações de rigidez, solicitando um deslocamento unitário ao grau de liberdade sujeito a avaliação e travando todos os outros. A matriz de amortecimento é frequentemente assumida como a matriz de Rayleigh. O amortecimento proporcional à massa (C_1) e rigidez (C_2) têm a seguinte expressão, respetivamente:

$$C_1 = c_1 M_n = 2\xi_n \omega_n M_n \quad [4.6]$$

$$C_2 = c_2 K_n = 2\xi_n / \omega_n K_n \quad [4.7]$$

Com estes dois valores é possível determinar as matrizes de amortecimento proporcionais à massa e à rigidez, contudo não apropriadas para a análise prática de sistema com vários graus de liberdade (Chopra, 2011).

Com experiencias realizadas chegou-se à consideração que a matriz de amortecimento (C) para o n modo de vibração contido no problema dinâmico, pode ser dado pelo amortecimento de Rayleigh:

$$C_n = c_1 M_n + c_2 K_n \quad [4.8]$$

Em que c_1 e c_2 podem ser determinados através de rácios de amortecimento (ξ_i, ξ_j) específicos dos modos de vibração (i, j) e pode ser expressados da seguinte forma:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad [4.9]$$

Sendo ω_i e ω_j as frequências correspondentes ao i -ésimo e j -ésimo modos de vibração da estrutura, e ξ_i e ξ_j os coeficientes de amortecimento correspondentes.

O vector $p(t)$ é obtido através do espalhamento das forças modais elementares (Chopra, 2011).

4.3.2. SOBREPOSIÇÃO MODAL

Para uma força externa genérica $p(t)$ a resposta dinâmica de um sistema de múltiplos graus de liberdade pode ser determinada através do desacoplamento das equações diferenciais, permitindo assim que a resposta possa ser determinada para uma coordenada modal $q_n(t)$ correspondente ao n -ésimo modo de vibração. Isto possibilita a utilização dos métodos usados para a análise dinâmica de sistemas com um grau de liberdade. Assim que as coordenadas modais estejam determinadas é possível determinar a contribuição que um qualquer modo da estrutura terá no deslocamento total através de (Chopra, 2011):

$$u_n(t) = \phi_n q_n(t) \quad [4.10]$$

E a resposta global será o somatório de todas as respostas nodais:

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad [4.11]$$

Em que ϕ_n é a configuração correspondente ao modo n -ésimo modo de vibração.

4.4. VALIDAÇÃO DO PROGRAMA

Para todos os programas desenvolvidos, tem que existir sempre uma validação de forma a confirmar sua aplicabilidade. Para isso foi usado um exemplo de uma viga simplesmente apoiada com 10 metros de vão, 10 tn/m de massa por unidade de comprimento, coeficiente de amortecimento igual a 1% e frequência fundamental igual a 8Hz.

Com estes valores foi possível determinar a geometria de uma secção com as características anteriormente descritas, através da fórmula presente em (Goicolea et al, 2008):

$$\omega_i = (i\pi)^2 \sqrt{EI/(\bar{m}l^4)} \quad [4.12]$$

Assim, chegou-se ao seguinte modelo com o respectivo 1º modo de vibração, apresentados na Figura 4.11

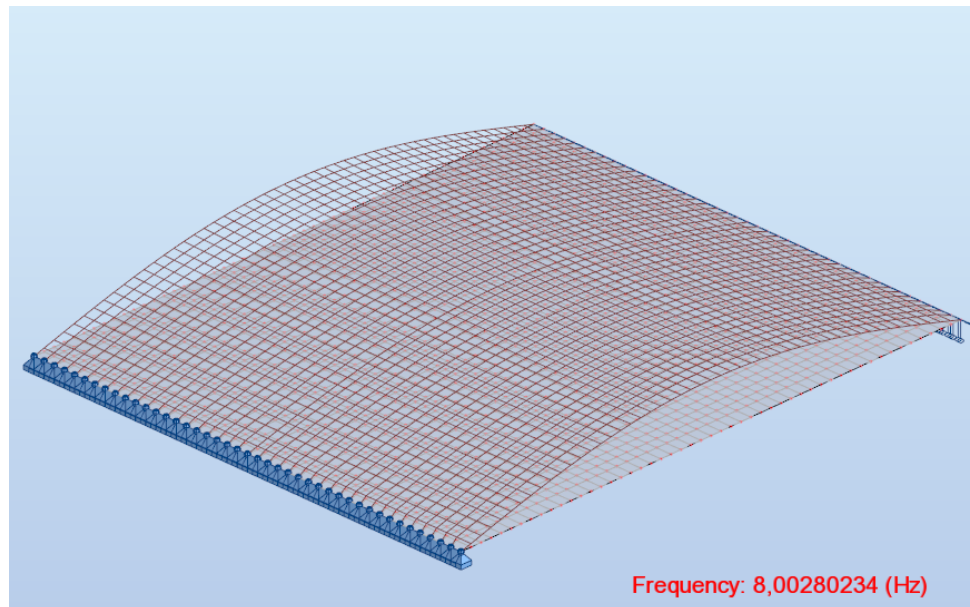


Figura 4.11 – Modelo utilizado para a validação no programa ROBOT.

Neste exemplo é dada a informação que a ponte entra em ressonância devido à passagem de um comboio Eurostar, com uma velocidade de 269 km/h, sendo que o gráfico de deslocamentos e acelerações a meio vão são apresentados na Figura 4.12.

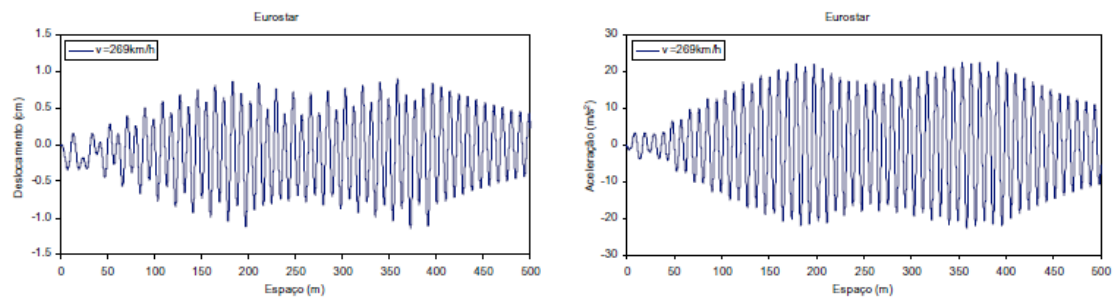


Figura 4.12 – Gráficos de deslocamentos e acelerações utilizados como termo comparativo (Ribeiro, 2004).

Do programa desenvolvido surgiram os gráficos presentes nas Figuras 4.13 e 4.14:

- Acelerações devido à passagem de um comboio Eurostar a uma velocidade de 269 km/h.

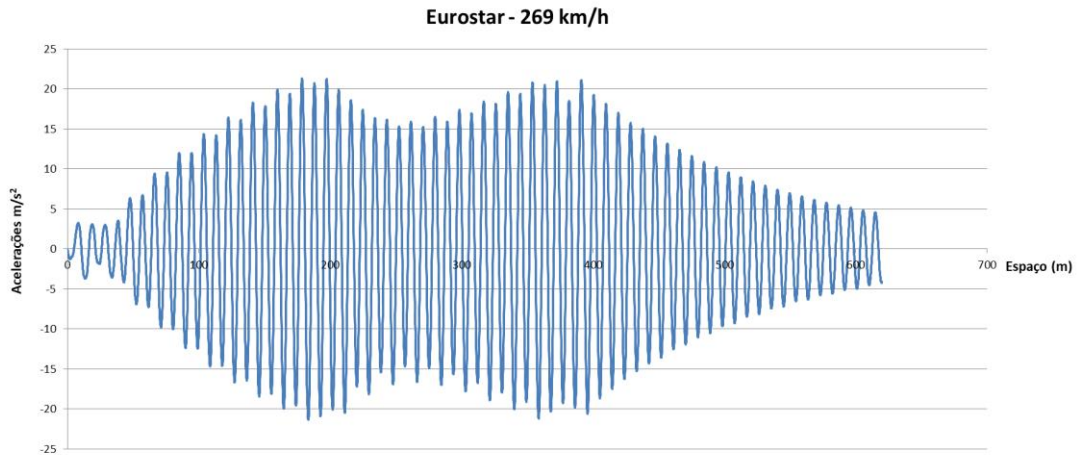


Figura 4. 13 – Gráfico gerado pelo programa desenvolvido para as acelerações a 269 km/h.

- Deslocamentos devido à passagem de um comboio Eurostar à velocidade 269 km/h.

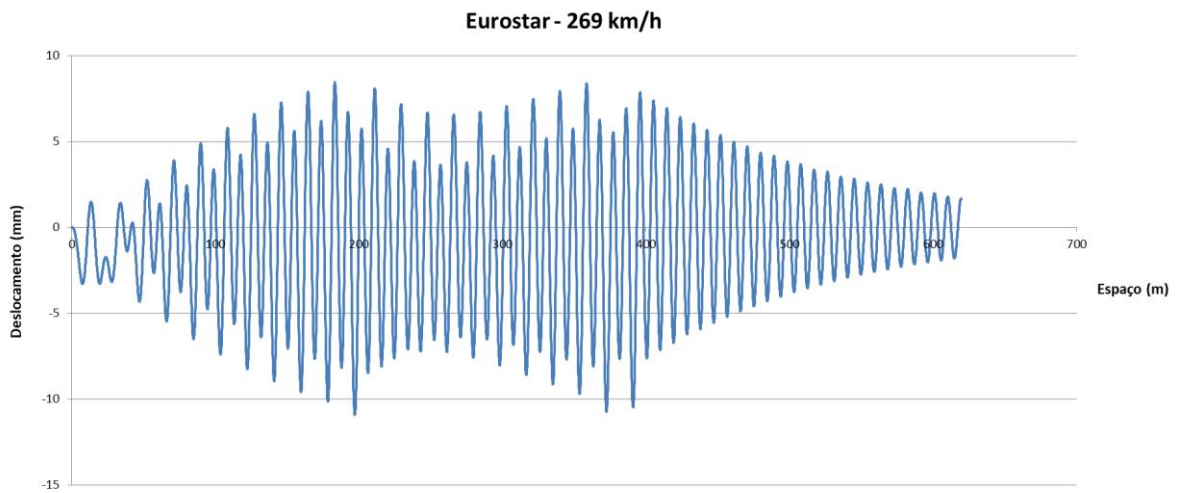


Figura 4.14 – Gráfico gerado pelo programa desenvolvido para os deslocamentos a 269 km/h.

Como se constata, há uma concordância perfeita entre os resultados do exemplo e os resultados gerados através do programa desenvolvido para a execução de análises dinâmicas em pontes de alta velocidade, pelo que se pode afirmar que o programa é aplicável a análises correntes de pontes para fins de dimensionamento.

4.5 ASSINATURA DINÂMICA DE UM COMBOIO

A cada comboio está associado um espectro que depende apenas das cargas por eixo e dos afastamentos entre eixos, para um amortecimento nulo. Este é traduzido da seguinte forma:

$$S_0(\lambda) = \underset{i=1, N-1}{\text{MAX}} \sqrt{\left[\sum_{k=0}^i P_K \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2 + \left[\sum_{k=0}^i P_K \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2} \quad [4.13]$$

Esta grandeza deve ser calculada para valores de λ (comprimento de onda) entre 4 metros e o maior dos seguintes valores: 30 metros ou 1.10 vezes o espaçamento máximo entre os eixos do comboio.

Os espectros correspondentes aos comboios regulamentares dos casos de carga do HSLM, estão representados na Figura 4.15.

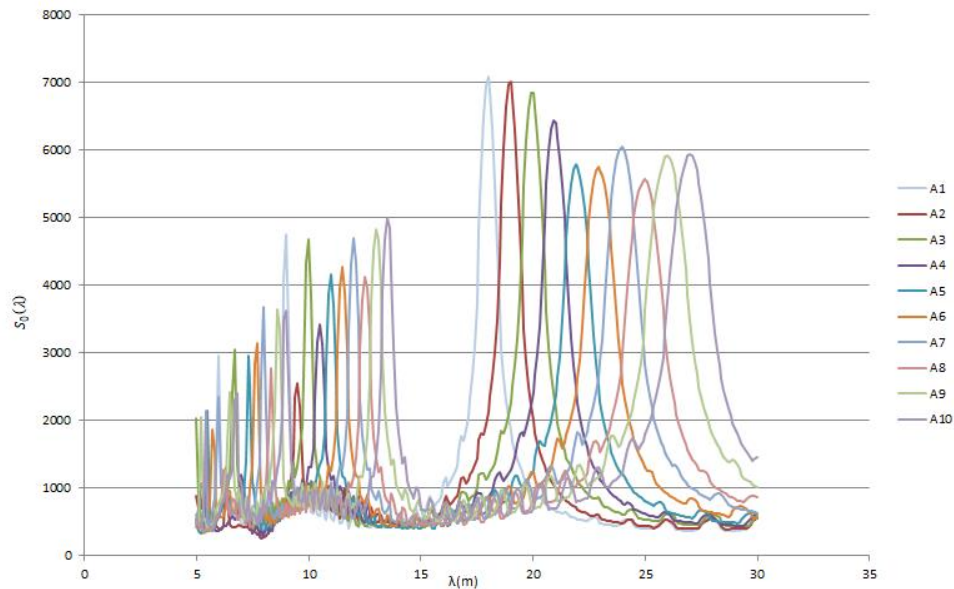


Figura 4.15 – Assinatura dinâmica respectiva aos comboios do caso de carga HSLM.

A envolvente dos espectros dos comboios correspondentes ao caso de carga HSLM é mostrada na Figura 4.16.

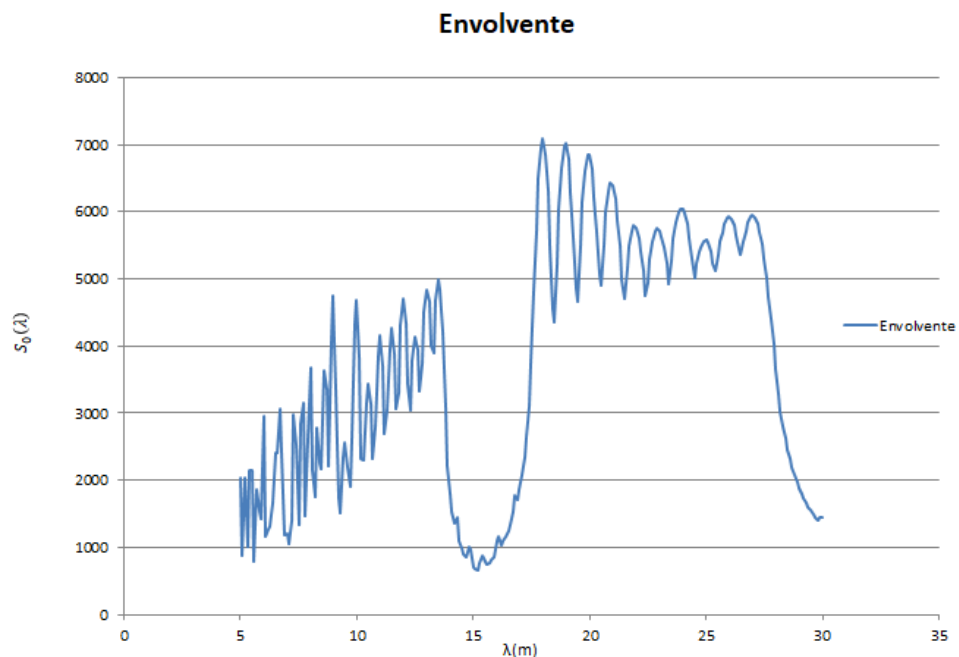


Figura 4.16 – Envolvente das assinaturas dinâmicas respectivas aos comboios do caso de carga HSLM.

Conforme é possível observar, nota-se a presença de picos em correspondência com o afastamento dos eixos para os vários comboios. No caso dos comboios do caso de carga HSLM observa-se que existe uma sucessão de picos entre os 18 m e os 27 m. Também se constata que existem picos de menor agressividade para afastamentos correspondentes a metade e a um terço do afastamento regulamentar.

Apesar de não ser dependente das características das pontes, este espectro é muito útil, uma vez que através dos picos da assinatura é possível ter uma noção de quais os comboios e velocidades de circulação que irão criar ressonância, no caso de pontes simplesmente apoiadas, em que a análise do contributo primeiro modo de vibração, traduz com suficiente aproximação, a resposta dinâmica, através de uma comparação das frequências dos modos de vibração da estrutura e da frequência do movimento do comboio para cada velocidade, dado que:

$$f = \frac{v}{\lambda} \quad [4.14]$$

4.6 METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS DE ANÁLISE DINÂMICA

Ao longo dos anos foram desenvolvidas metodologias simplificadas para as análises dinâmicas para pontes de alta velocidade, tal como o método DER (método da Decomposição da Excitação em Ressonância). Este tipo de análises tem como principal inconveniente só poderem ser aplicadas a pontes simplesmente apoiadas, dado que o comportamento dinâmico destas pode ser traduzido com bastante aproximação apenas pelo primeiro modo de vibração.

Outros métodos foram desenvolvidos tais como o método LIR (Linha de influência residual) e curvas de cálculo, contudo só o método DER é que foi desenvolvido no decorrer desta dissertação.

4.6.1. MÉTODO DA DECOMPOSIÇÃO DA EXCITAÇÃO EM RESSONÂNCIA (DER)

Como já foi referido este método tem como base que a resposta dinâmica de uma ponte simplesmente apoiada pode ser idealizada, com bastante aproximação, através do 1º modo de vibração da estrutura, limitando-o assim, à análise de pontes simplesmente apoiadas. Este é definido da seguinte forma:

$$F = C \cdot A(L/\lambda) \cdot G(\lambda) \quad [4.15]$$

Esta definição é pormenorizada da seguinte maneira:

$$C = \frac{4}{mL\pi} \quad [4.16]$$

Em que m é a massa linear da ponte e L o comprimento da ponte.

$$A(L/\lambda) = \left| \frac{\cos \frac{\pi L}{\lambda}}{\left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1} \right| \quad [4.17]$$

Em que λ é o comprimento de onda. Esta função, como é possível verificar, depende exclusivamente do comprimento do vão e da sua linha de influência dinâmica (Ramond, 2005).

$$G(\lambda) = \text{MAX} \left[\frac{1}{\xi x_i} S_{0,i}(\lambda) (1 - e^{-2\pi \xi \frac{x_i}{\lambda}}) \right] \quad [4.18]$$

Em que $S_{0,i}(\lambda)$ corresponde à assinatura do sub-comboio. Esta função depende exclusivamente das características do comboio, cargas e espaçamento entre os eixos, e do amortecimento estrutural.

4.6.1.1. Conceito de sub-comboio

A expressão $G(\lambda)$ pressupõe que a resposta dinâmica máxima ocorre quando a totalidade do comboio atravessa a ponte. Contudo, registos dos comportamentos dinâmicos de pontes revelam que a resposta máxima ocorre em instantes intermédios da passagem do comboio sobre a ponte. Foi introduzido assim o conceito de sub-comboio (Ribeiro, 2004).

Este conceito refere que a resposta num determinado instante, numa determinada coordenada i , do eixo da via na ponte é igual ao somatório dos efeitos da carga que está sobre a coordenada mais os efeitos das cargas que já passaram por ela.

$$G(\lambda) = \text{MAX}_{i=1, N-1} \left[\frac{1}{\xi x_i} \sqrt{\left[\sum_{k=0}^i P_K \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2 + \left[\sum_{k=0}^i P_K \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2} (1 - e^{-2\pi \xi \frac{x_i}{\lambda}}) \right] \quad [4.19]$$

Sendo o resultado correspondente ao máximo dos valores obtidos pelo conjunto de todos os sub-comboios. Uma representação esquemática deste conceito é apresentada na Figura 4.17.

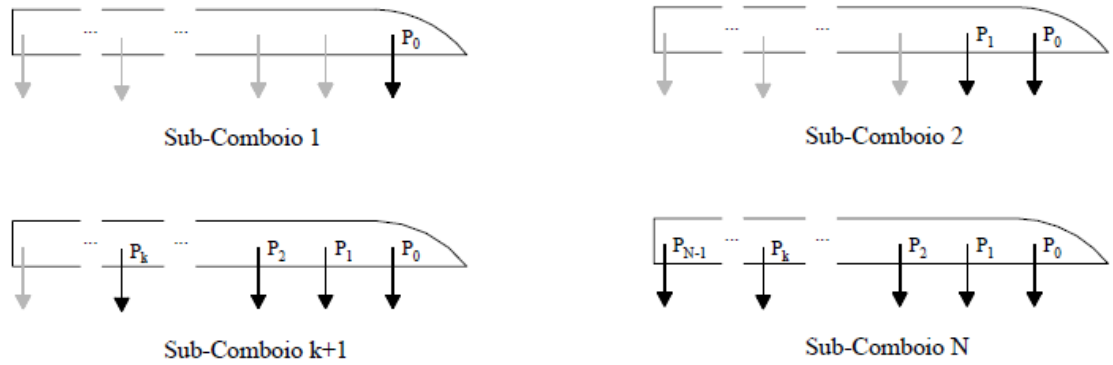


Figura 4.17 - Definição de Sub-Comboio (Ribeiro, 2004).

4.6.1.2. Conceitos dinâmicos teóricos sobre esta metodologia

A formulação analítica do movimento do comboio sobre uma ponte simplesmente apoiada, formado por um conjunto de cargas móveis tem a seguinte forma:

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = f(t) \quad [4.20]$$

Em que M , C , K correspondem à massa, amortecimento e rigidez, respetivamente e $f(t)$ é o vetor de forças que incide sobre a ponte. Como está admitido que o comportamento da ponte pode ser traduzido pelo primeiro modo de vibração a seguinte relação é válida:

$$u(x, t) = \phi(x)q(t) \quad [4.21]$$

Em que $\phi(x)$ é a configuração correspondente ao primeiro modo de vibração com o eixo das abcissas coincidente com a secção de meio vão e $q(t)$ é a expressão da deformada ao longo do tempo.

Assim é possível reduzir o sistema global a um sistema de um grau de liberdade pela seguinte relação:

$$M^* \ddot{q}(t) + C^* \dot{q}(t) + K^* q(t) = F^*(t) \quad [4.22]$$

Uma representação esquemática desta redução é apresentada na Figura 4.18.

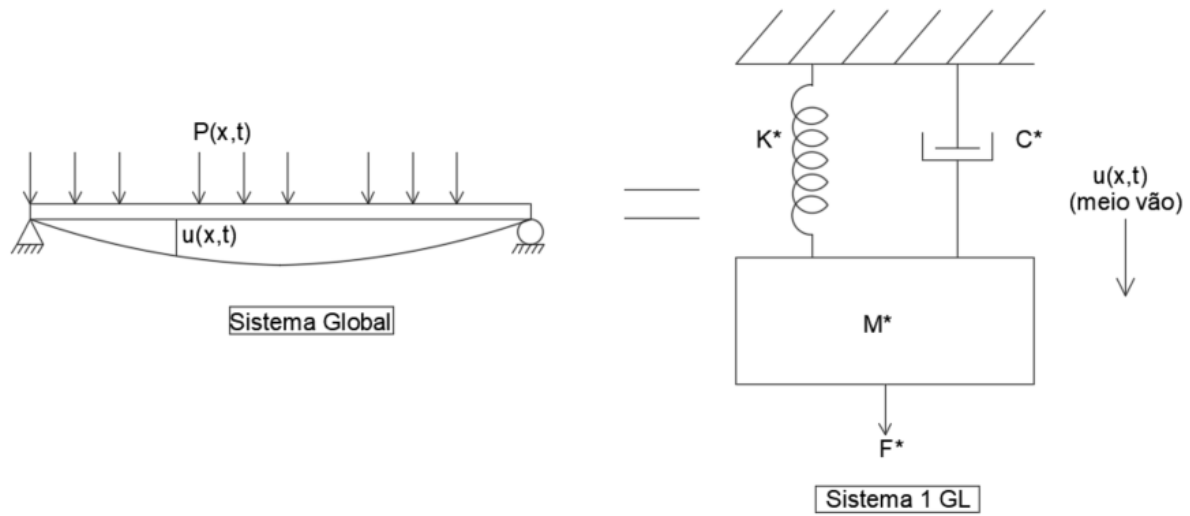


Figura 4.18 – Redução de um sistema global a um sistema de 1 grau de liberdade (Ribeiro, 2004).

Assumindo $\phi(x) = \cos(\frac{\pi x}{L})$

$$M^* = \int_0^L m \phi(x) dx = \frac{mL}{2} \quad [4.23]$$

$$K^* = \int_0^L EI(x) (\phi''(x))^2 dx = \frac{\pi^4 EI}{2L^3} \quad [4.24]$$

$$F^* = \int_0^L f(t) \phi(x) dx \quad [4.25]$$

Em que M^* , K^* , F^* , correspondem à massa, rigidez e forças generalizadas do sistema (Chopra, 2011).

Dividindo a expressão Equação [4.22] pelo valor de M^* vem que:

$$\ddot{q}(t) + 2\xi\omega_n\dot{q}(t) + \omega_n^2q(t) = \frac{F^*(t)}{M^*} \quad [4.26]$$

Em que ω_n é a frequência angular do sistema que consiste em:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K^*}{M^*}} \quad [4.27]$$

ξ é o coeficiente de amortecimento:

$$\xi = \frac{C^*}{2M^*\omega_n} \quad [4.28]$$

A frequência angular amortecida do sistema é:

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad [4.29]$$

A solução da equação [4.30] é a resposta total do sistema e é dada como a soma da solução complementar ($u_c(t)$) e a solução particular ($u_p(t)$) e toma a seguinte forma:

$$u(t) = u_c(t) + u_p(t) \quad [4.30]$$

A solução complementar apresenta a seguinte fórmula:

$$u_c(t) = e^{-\xi\omega_n t} (A \cos(\omega_D t) + B \sin(\omega_D t)) \quad [4.31]$$

A solução particular será apresentada de seguida.

Como já referido, o movimento do comboio sobre uma ponte pode ser simulado através de um conjunto de cargas móveis a movimentarem-se sobre a ponte. Considere-se então um conjunto de cargas N , a moverem-se a uma velocidade uniforme v , em que uma carga P_k se situa a uma distância x_k da primeira carga. A função de carregamento de uma carga P_k a movimentar-se por uma ponte pode ser definida da seguinte forma (Chopra, 2011):

$$P_k(x, t) = \begin{cases} P_k \delta(x - vt_k) & 0 \leq t_k \leq t_D \\ 0 & t_k \geq t_D \end{cases} \quad [4.32]$$

Onde t_k é o tempo da chegada de uma carga P_k a uma qualquer coordenada do eixo da via sobre a ponte e tem o seguinte valor:

$$t_k = \frac{x_k}{v} \quad [4.33]$$

t_D é o tempo que cada carga demora a atravessar uma ponte com comprimento L :

$$t_D = \frac{L}{v} \quad [4.34]$$

$\delta(x - vt_k)$ é a função delta de Dirac com as seguintes propriedades:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \delta(x - a) f(x) dx = f(a) \quad [4.35]$$

$$\delta(x - a) = 0 \quad e \quad x \neq a \quad [4.36]$$

Assim, através das devidas deduções matemáticas, é possível obter a seguinte expressão:

$$F^* = \begin{cases} \int_0^L \sum_{k=0}^{N-1} P_k \delta(x - vt_k) \phi(x) dx & 0 \leq t_k \leq t_D \\ 0 & t_k \geq t_D \end{cases} \quad [4.37]$$

Apesar de o movimento do comboio sobre uma ponte não ser uma ação periódica, admitiu-se que para a determinação da resposta dinâmica é uma boa aproximação considerámo-la como tal. Assim, para uma função periódica de período T , sendo T o tempo que o comboio leva a atravessar a ponte, a força generalizada pode ser apresentada como uma série de Fourier do tipo (Chopra, 2011):

$$F^*(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos n\omega t + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin n\omega t \quad [4.38]$$

Onde ω é a frequência da ação e tem o valor de $2\pi/T$.

Os coeficientes da série de Fourier podem ser expressos da seguinte forma (Chopra, 2011):

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_0^T F^*(t) dt \quad [4.39]$$

$$a_n = \frac{2}{T} \int_0^T F^*(t) \cos n\omega t dt \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad [4.40]$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_0^T F^*(t) \sin n\omega t dt \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad [4.41]$$

Assim, considerando a excitação constituída por n forças sinusoidais de amplitude a_n e b_n e com frequência $n\omega$, a sobreposição de todas as respostas individuais conduz à seguinte solução particular do problema dinâmico (Chopra, 2011) (Ribeiro, 2004):

$$u_p(t) = \frac{a_0}{K^*} + \frac{1}{K^*} \left[\sum_{n=1}^{\infty} \frac{a_n(2\xi r_n) + b_n(1-r_n^2)}{(1-r_n^2)^2 + (2\xi r_n)^2} \sin n\omega t + \frac{a_n(1-r_n^2) - b_n(2\xi r_n)}{(1-r_n^2)^2 + (2\xi r_n)^2} \cos n\omega t \right] \quad [4.42]$$

Em que:

$$r_n = \frac{n\omega}{\omega_n} \quad [4.42]$$

Assim a solução geral do sistema é (Ribeiro, 2004) (Chopra, 2011):

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} (A \cos(\omega_D t) + B \sin(\omega_D t)) + \frac{a_0}{K^*} + \frac{1}{K^*} \left[\sum_{n=1}^{\infty} \frac{a_n(2\xi r_n) + b_n(1-r_n^2)}{(1-r_n^2)^2 + (2\xi r_n)^2} \sin n\omega t + \frac{a_n(1-r_n^2) - b_n(2\xi r_n)}{(1-r_n^2)^2 + (2\xi r_n)^2} \cos n\omega t \right] \quad [4.43]$$

Admitindo as condições iniciais como nulas (velocidade e deslocamento), e derivando duas vezes a expressão anterior em ordem ao tempo, determina-se a aceleração, tendo esta a seguinte configuração:

$$\ddot{u}(t) = -\omega_D^2 e^{-\xi\omega_n t} (A \cos(\omega_D t) + B \sin(\omega_D t)) - \frac{1}{K^*} \left[\sum_{n=1}^{\infty} (n\omega)^2 \frac{a_n(2\xi r_n) + b_n(1-r_n^2)}{(1-r_n^2)^2 + (2\xi r_n)^2} \sin n\omega t + \frac{a_n(1-r_n^2) - b_n(2\xi r_n)}{(1-r_n^2)^2 + (2\xi r_n)^2} \cos n\omega t \right] \quad [4.44]$$

Atendendo a que, método DER considera que a contribuição mais relevante para o cálculo da aceleração é o termo de ressonância. Assim:

$$r_n = \frac{n\omega}{\omega_n} = 1 \quad [4.45]$$

E à eliminação do fator tempo, a fórmula da aceleração toma a seguinte configuração (Ribeiro, 2004):

$$\ddot{u}(t) = \left(\frac{8\pi f_n^2}{k} \right) \left[\frac{\cos \frac{\pi L}{\lambda}}{\left(\frac{2L}{\lambda} \right)^2 - 1} \right] \left[\frac{L}{\xi(L+x_{N-1})} \sqrt{\left[\sum_{k=0}^{N-1} P_K \cos \left(\frac{2\pi x_k}{\lambda} \right) \right]^2 + \left[\sum_{k=0}^{N-1} P_K \sin \left(\frac{2\pi x_k}{\lambda} \right) \right]^2} (1 - e^{-2\pi \xi \frac{x_{N-1}+L}{\lambda}}) \right] \quad [4.46]$$

Sendo:

$$\left(\frac{8\pi f_n^2}{k} \right) = \frac{4}{mL\pi} \quad [4.47]$$

Constata-se então que a Equação 4.15 corresponde à equação que governa o método DER, dado que se assume que o comprimento da ponte é desprezável em relação ao comprimento do comboio.

4.6.2. COMPROVAÇÃO DO MÉTODO DESENVOLVIDO

Para a comprovação deste método optou-se por utilizar uma análise já realizada em outra bibliografia para servir de método comparativo. Então em Ribeiro (2004) estão expostas as seguintes características de uma ponte:

- Ponte com tramo simplesmente apoiado
- Vão de 15 metros
- Massa por metro linear $m = 15 \text{ tn/m}$
- Rigidez $EI = 7694 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$
- As frequências dos três primeiros modos de vibração são 5, 20 e 45 HZ
- Amortecimento $\xi = 2\%$
- Velocidade máxima do projeto 350km/h

Para pontes isostáticas é possível selecionar um comboio crítico para a realização das análises dinâmicas. Esta seleção é feita através da agressividade $(A(L/\lambda) \cdot G(\lambda))$ dos comboios A1 a A10 para uma gama de comprimentos de onda compreendidos entre 4.5 m e o comprimento de onda correspondente à velocidade máxima do projeto:

$$\lambda_v = \frac{v_{DS}}{n_0} = \frac{1,2 \times 350}{3,6 \times 5} = 23,33 \text{ m} \quad [4.48]$$

Assim, na Figura 4.19, é possível observar que, no intervalo entre $[4,5;23,33]$, para um intervalo de comprimento de onda $\Delta\lambda = 0.10 \text{ m}$ o comboio crítico é o A3, com um máximo de agressividade correspondente ao comprimento de onda $\lambda = 20 \text{ m}$.

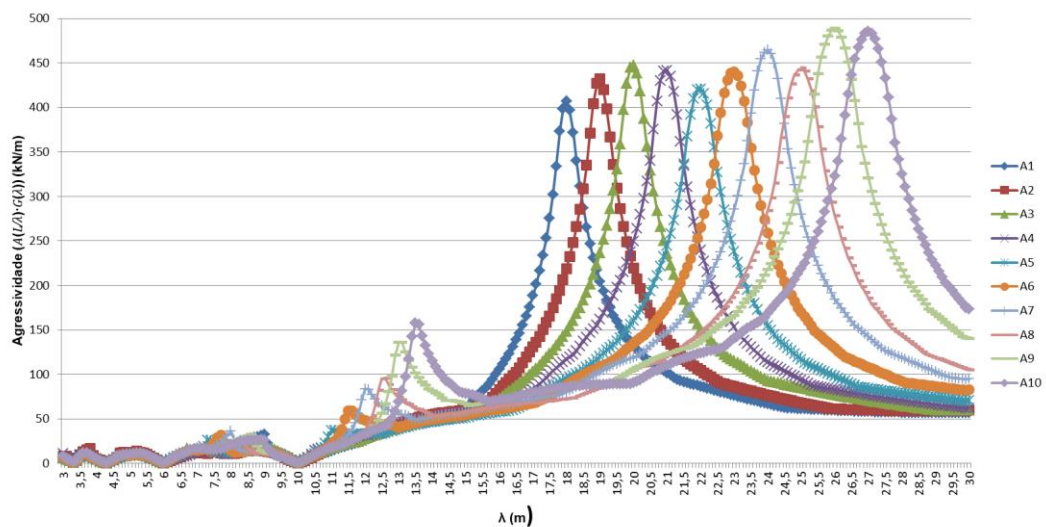


Figura 4.19 – Gráfico da agressividade gerado pelo programa desenvolvido para o exemplo enunciado.

Os gráficos resultantes da análise através do programa desenvolvido para a realização deste método, apresentados na Figura 4.19, estão em perfeita concordância com aqueles que surgiram da análise realizada por Ribeiro (2004), apresentado na Figura 4.20.

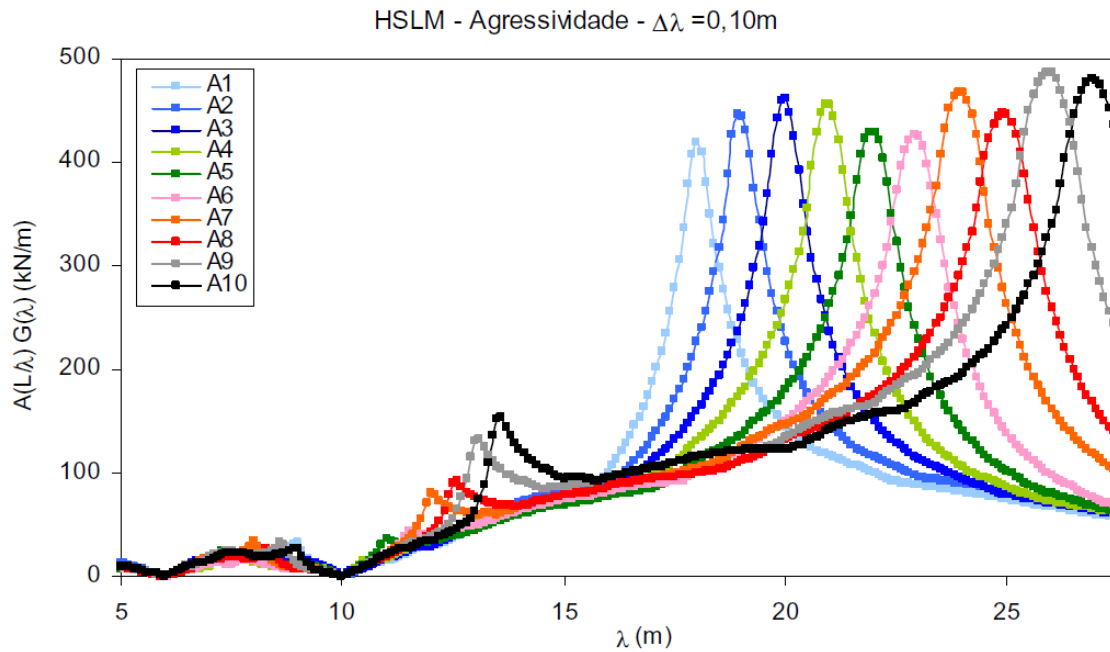


Figura 4.20 – Gráfico usado como termo comparativo (Ribeiro, 2004).

Pelo que posso afirmar que o programa está apto para ser usado no dimensionamento de pontes simplesmente apoiadas para alta velocidade.

Depois de determinado o comboio crítico e o respetivo comprimento de onda, é possível determinar a aceleração através da Equação 4.46, apresentada anteriormente.

A aceleração a usar para o dimensionamento será o maior valor entre a aceleração resultante do método DER e a aceleração que surge pelas análises estáticas da ponte, que pode ser determinada da seguinte forma:

$$\ddot{u}_{max} = u_{sta} \varphi' (2\pi n_0)^2 \quad [4.49]$$

Em que:

- u_{sta} – valor máximo do deslocamento estático a meio vão
- φ' – fator de amplificação dinâmica
- n_0 – frequência do primeiro modo de vibração

Quanto ao cálculo dos deslocamentos, é realizado da seguinte forma:

$$U \cong U_{res} + \frac{\ddot{u}_{max}}{\omega_n^2} \quad [4.50]$$

Sendo:

- U_{res} – o valor máximo do deslocamento estático a meio vão, provocado pelo passagem das carruagens sucessivas.

À semelhança do que se passa para as acelerações, no cálculo dos deslocamentos, o valor que entrará no dimensionamento da ponte será o máximo entre o resultante do método DER e aquele que resulta da análise estática e que toma o seguinte valor:

$$u_{max} = (1 + \varphi')u_{sta} \quad [4.51]$$

Por último, é de salientar que quando variamos o $\Delta\lambda$ na a análise da mesma ponte, os comboios críticos irão variar, uma vez que este método é dependente do $\Delta\lambda$ que se adota. Este fator é importante quando se utiliza o Anexo E do EN1991-2 para a seleção do comboio crítico. Neste, as funções de $(A(L/\lambda) \cdot G(\lambda))$ apresentadas tem um $\Delta\lambda$ variável, no entanto com valor relativamente elevado ($\Delta\lambda = 1$ m) para a gama de comprimentos de onde entre 18 e 27 metros. Isto poderá levar a erros na seleção do comboio crítico e por consequência levar a erros nas análises dinâmicas (Ribeiro, 2004).

5

MODELAÇÃO DE PONTES PARA ANÁLISE DINÂMICA PARA A PASSAGEM DE COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentadas as modelações numéricas das três tipologias de pontes que foram propostas para avaliação dinâmica. Estas pontes são constituídas por dois tipos de vigas pré-fabricadas, vigas Artesa e vigas W. As referidas pontes terão 25 m no caso de pontes isostáticas e 65 m no caso da ponte hiperstática, sendo modeladas unicamente por modelos de elementos finitos de casca. Serão ainda apresentados as cargas utilizadas para reproduzir o modelo estático para a análise dinâmica, o tipo de pontes e a análise modal.

5.2. ASPETOS GERAIS

Antes de proceder à descrição das secções das pontes analisadas existem conceitos gerais que devem enunciar-se:

- Betão

O betão utilizado na modelação dos tabuleiros para as análises, nas três tipologias de pontes analisadas, foi o C45/55, com o módulo de elasticidade aos 28 dias $E = 36$ GPa. Embora haja a noção que como as vigas são pré-fabricadas e o tabuleiro será betonado in-situ, isso possa levar a que sejam usados tipos diferentes de betão, por simplificação admitiu-se o mesmo tipo de betão para a toda secção do tabuleiro.

- Apoios

Os apoios utilizados na modelação consistiram em apoios duplos numa das extremidades que travam as três direcções de deslocamentos e apoios simples nas restantes extremidades, travando os movimentos verticais e transversais possibilitando movimentos na direcção longitudinal.

- Continuidade entre viga e tabuleiro

A continuidade entre a viga pré-fabricada e o tabuleiro que a irá completar é assegurada pelo dimensionamento correto dessa ligação. Esta é realizada através de estribos salientes, que irão colocados de fábrica e terão de assegurar rigidez suficiente para que o sistema funcione como contínuo e de uma pré-laje que pode ser colaborante ou não colaborante, dependendo se esta entra ou não na rigidez estrutural da secção do tabuleiro. Por essa razão, na modelação, o sistema viga-tabuleiro foi modelado como um sistema contínuo. Exemplos dessa ligação podem ser observados na Figura 5.1.



a)



b)

Figura 5.1 – a) Estribos de ligação Viga-Tabuleiro e b) colocação de pré-laje.

- Diafragmas rígidos sobre os apoios

É necessário um diafragma rígido que impeça os movimentos do tabuleiro no plano da secção. Isto é simulado através da adição de uma carlinga, nas extremidades da ponte, em todo o plano da secção, com uma espessura de 700 mm. Embora seja uma simulação, na realidade, na zona de encontro entre a ponte e o terreno, irá existir uma carlinga que servirá de apoio às vigas pré-fabricadas onde se localizará um local de elevada rigidez. Outro fator que também está em concordância com a realidade é que, nas suas extremidades, as vigas pré-fabricadas são fechadas por um septo de betão que pode variar a sua espessura entre 500 mm e 1000 mm. O seu objetivo é fornecer rigidez lateral à ponte, de forma a garantir que as vigas não possam ter comportamentos independentes durante a sua utilização e também criar uma zona de rigidez mais elevada, no local onde irão ser transmitidas as cargas do tabuleiro aos apoios. Isto é demonstrado na Figura 5.2.



Figura 5.2 – a) Apoios das vigas e carlinga, b) extremidade de uma viga Artesa.

- As travessas e as vias foram assumidas com uma largura de 2,5 m e a bitola 1,435 m, valor regulamentar pelo projeto Hs2.
- Os passeios laterais foram admitidos com uma largura de 1,1 m.
- Todos os modelos são discretizados por uma malha quadrada de 500 mm

5.3. VIGA ARTESA, 25 METROS

A primeira modelação realizada para análise dinâmica corresponde a uma ponte simplesmente apoiada com um vão de 25 m, constituída por duas vigas Artesa, tendo a geometria exposta na Figura 5.3.

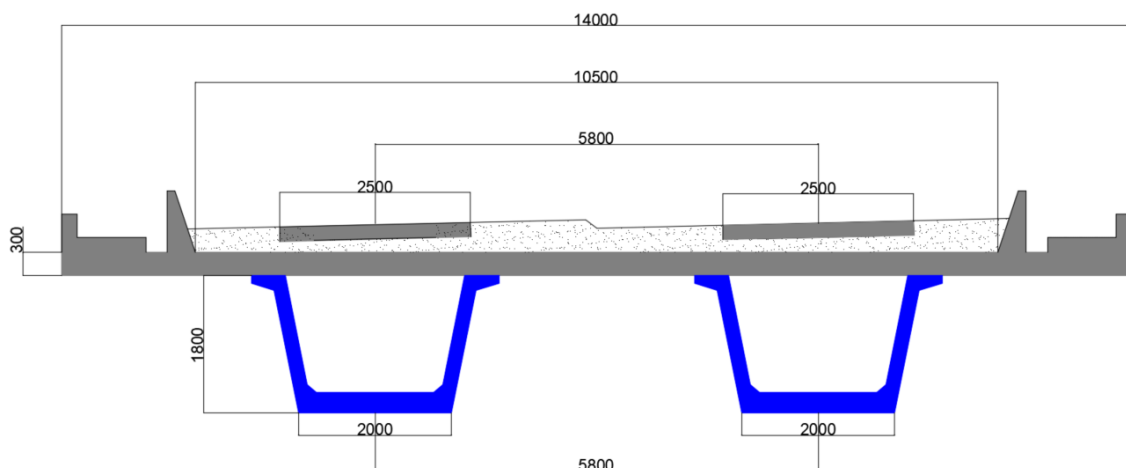


Figura 5. 3 – Geometria da secção do tabuleiro (mm).

A secção é constituída por duas vigas Artesa, com 1800 mm de altura, a base desta tem 2000 mm de largura e espessura de 270 mm. As paredes laterais da secção têm uma espessura de 180 mm. O tabuleiro foi considerado como uma laje de espessura constante de 300 mm, servindo de local de

depósito do balastro, das travessas e vias, guarda corpos, guarda balastros e passeios. O betão utilizado para a modelação foi o C45/55, como já referido, com um coeficiente de Poisson de 0,2 e peso volúmico de $24,53 \text{ kN/m}^3$. A massa total do tabuleiro do modelo estrutural devido ao peso próprio da estrutura (sem as restantes cargas permanentes) tem o valor de:

- Vigas artesa – $1,207 \text{ m}^2$ (aréa), duas vigas, $1480,4 \text{ kN}$
- Tabuleiro – $0,3 \times 14 \times 25 \times 24,53 = 2575,7 \text{ kN}$
- Carlingas sobre os apoios (espessura de 700 mm) – $0,7 \times 1,8 \times 14 \times 24,53 \times 2 = 865,4 \text{ kN}$
- Total = $4921,5 \text{ kN}$

A geometria da viga Artesa é apresentada na Figura 5.4.

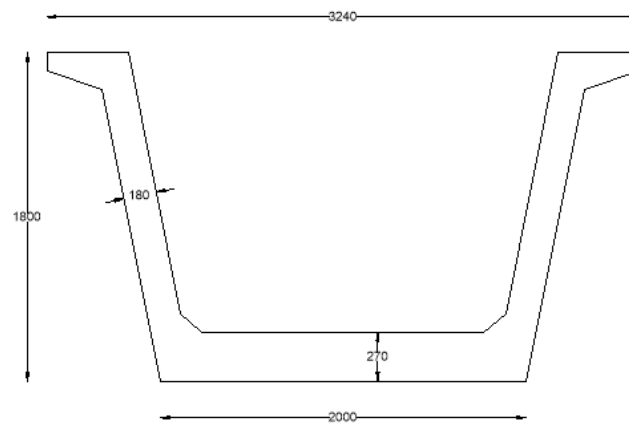


Figura 5.4 – Geometria da viga Artesa (mm).

Para a determinação do modelo a usar, foram estudadas as frequências dos modos de vibração, rigidez e massa de três modelos de cascas distintos.

5.3.1. MODELOS AVALIADOS

De forma a executar uma correta análise dinâmica, é necessário em primeiro lugar, a modelação correta da estrutura, para que não haja nem uma subestimação ou sobrestimação dos efeitos, sendo avaliados três modelos com características distintas, para a determinação do modelo a considerar.

Para esta avaliação considerou-se, exclusivamente o peso próprio da estrutura, dado que é esta massa que irá variar conforme o modelo estrutural, devido às diferentes espessuras assumidas para cada modelo. As restantes cargas não terão qualquer impacto na rigidez da estrutura, logo por opção só irão ser adicionadas mais tarde na análise, uma vez que só terão influência na massa da estrutura, usada para o problema dinâmico.

O primeiro modelo, e também o mais básico, consiste em admitir espessuras constantes nas paredes da viga, ou seja, a parede da base é constituída por uma espessura de 270 mm e as paredes verticais tem uma espessura de 180 mm . Esta simplificação levou a que surgisse um modelo com massa e rigidez menores que aquela que a ponte tem na realidade, contudo serviu para ter uma noção da gama de

valores de rigidez e frequências dos modos de vibração, que o modelo de cascas deverá apresentar. Surgiu assim um modelo com a configuração apresentada nas Figuras 5.5 e 5.6.

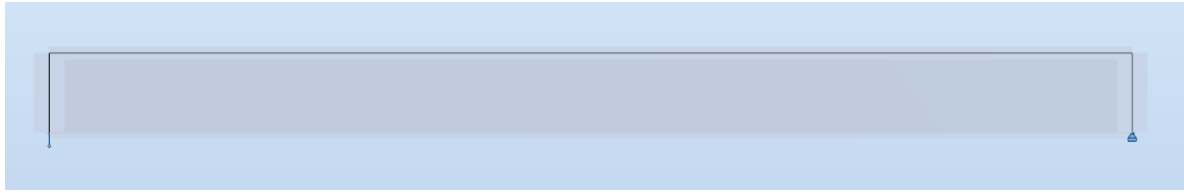


Figura 5.5 -1º Modelo numérico: alçado

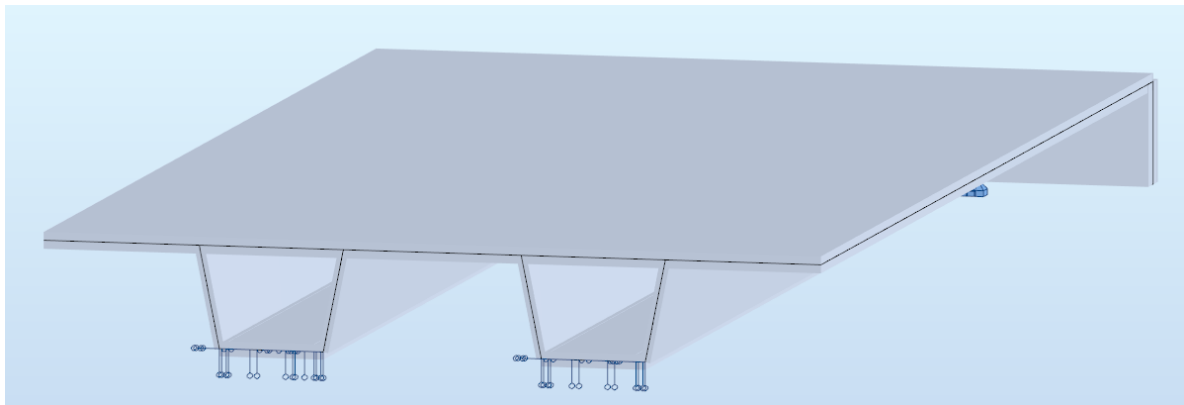


Figura 5.6 – 1º Modelo numérico: 3D.

Para que a massa da estrutura devida, unicamente, ao peso próprio da secção, se encontre em concordância com aquela que resultou do cálculo demonstrado anteriormente, o peso volúmico do betão foi aumentado de $24,53 \text{ kN/m}^3$ para $24,714 \text{ kN/m}^3$, surgindo os seguintes valores de frequência para os primeiros 10 modos de vibração da estrutura, expostos no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Frequências dos 10 primeiros modos de vibração devido ao peso próprio.

Nº modo	Frequência (Hz)
1	6,175
2	10,326
3	15,492
4	17,327
5	18,22
6	19,043
7	22,271
8	23,744
9	24,273
10	24,331

O somatório das reações nos apoios, resultante da análise, tem o valor de 4921,59 kN

A deformada deste modelo tem a configuração e valor apresentado na Figura 5.7.

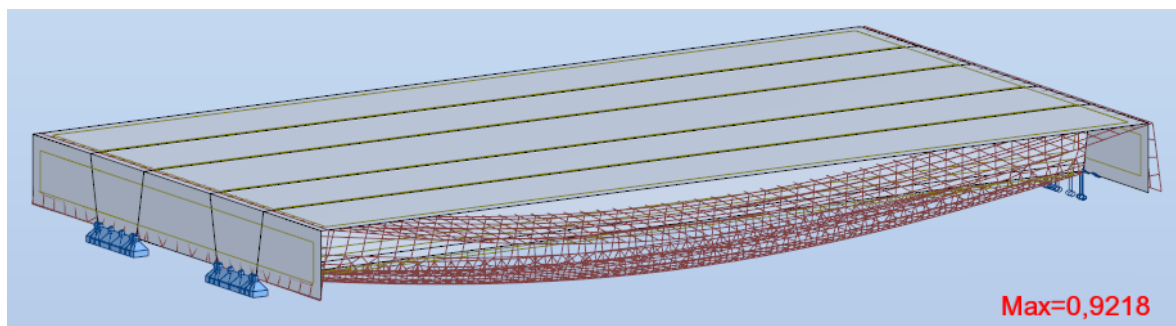


Figura 5.7 – Deformada do 1º modelo devido à ação do peso próprio (cm).

O segundo modelo de casca desenvolvido foi realizado através da determinação das áreas equivalentes de cada traçado das paredes da viga, dividindo-se a viga em vários elementos com espessuras diferentes. Este modelo é apresentado na Quadro 5.2, no caso das espessuras usadas na modelação da secção da viga e Figuras 5.8 e 5.9 no caso do modelo ROBOT.

Quadro 5.2 - Distribuição das espessuras pelo método das áreas equivalentes.

Eixo	Espessura mm	Secção
1	270	
2	288	
3	189	
4	180	
5 e 6	220	

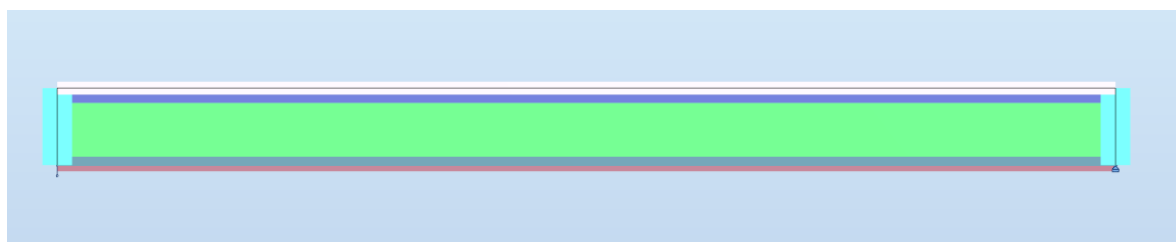


Figura 5.8 – 2º Modelo numérico: alçado.

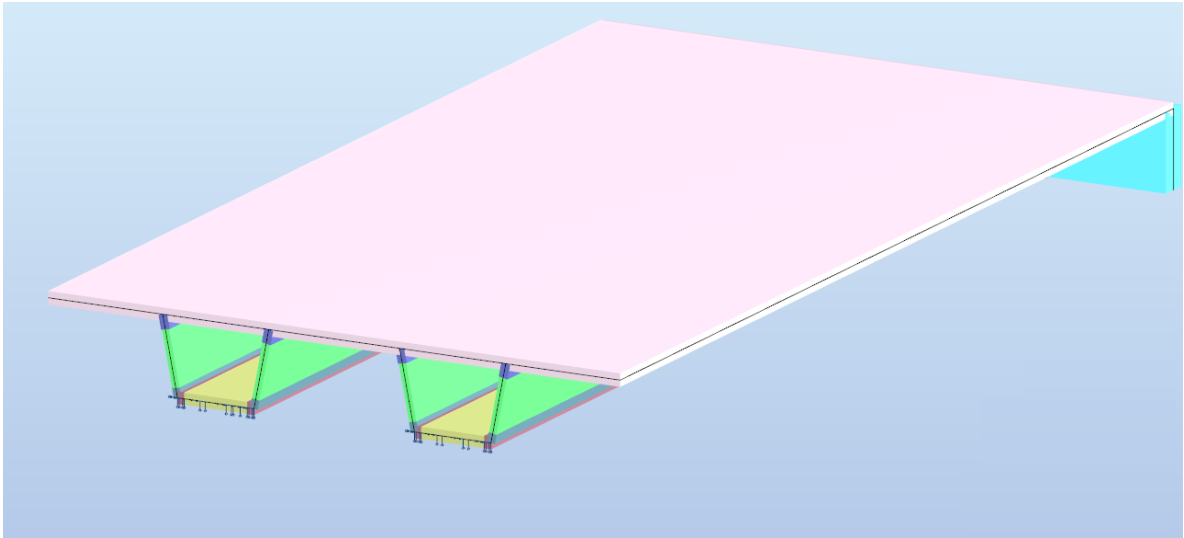


Figura 5.9 – 2º Modelo numérico: 3D.

Neste modelo não houve qualquer alteração ao peso volumétrico do material usado para a modelação pois, do somatório das reações nos apoios surgiu o valor de 4929,21 kN. Este valor é maior que o pretendido cerca de 1,0016 vezes, pelo que é razoável admitir que estes valores estão em concordância um com o outro. Assim, da análise modal, surgiram os valores para as frequências dos 10 primeiros modos de vibração apresentados no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Frequências dos 10 primeiros modos de vibração devido ao peso próprio.

Nº modo	Frequência (Hz)
1	6,212
2	10,486
3	15,836
4	17,597
5	18,621
6	19,47
7	22,569
8	23,923
9	24,692
10	24,74

A deformada que surgiu deste modelo tem a configuração e valor apresentados na Figura 5.10.

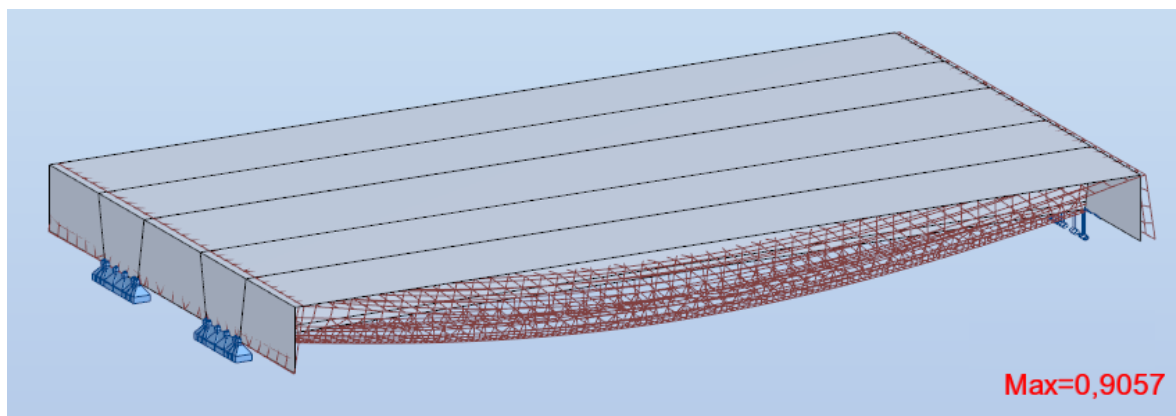


Figura 5.10 – Deformada do 2º modelo devido à ação do peso próprio (cm).

No terceiro modelo de cascas para esta secção, admitiu-se secção variável nos locais onde isso se verifica (Figura 5.4). Assim, da mesma divisão geométrica da viga apresentada no modelo anterior, surgiu o modelo apresentado nas Figuras 5.11 e 5.12, modelado com as espessuras da secção presentes no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 - Distribuição das espessuras através da modelação de espessuras variáveis.

Eixo	Espessura mm	Secção
1	270	
2	270 - 365	
3	365 - 180	
4	180	
5 e 6	180 - 443	

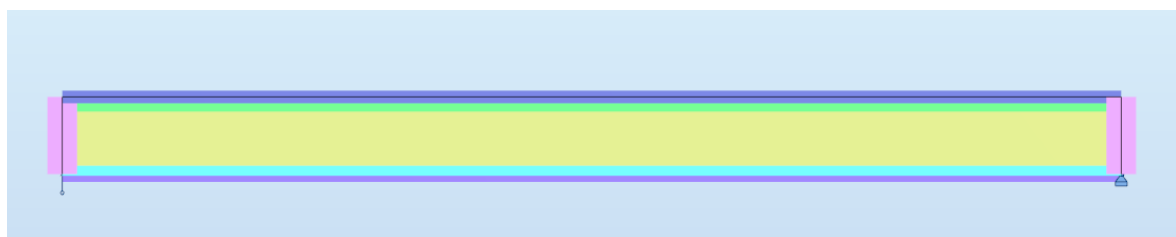


Figura 5.11 - 3º Modelo numérico: alçado

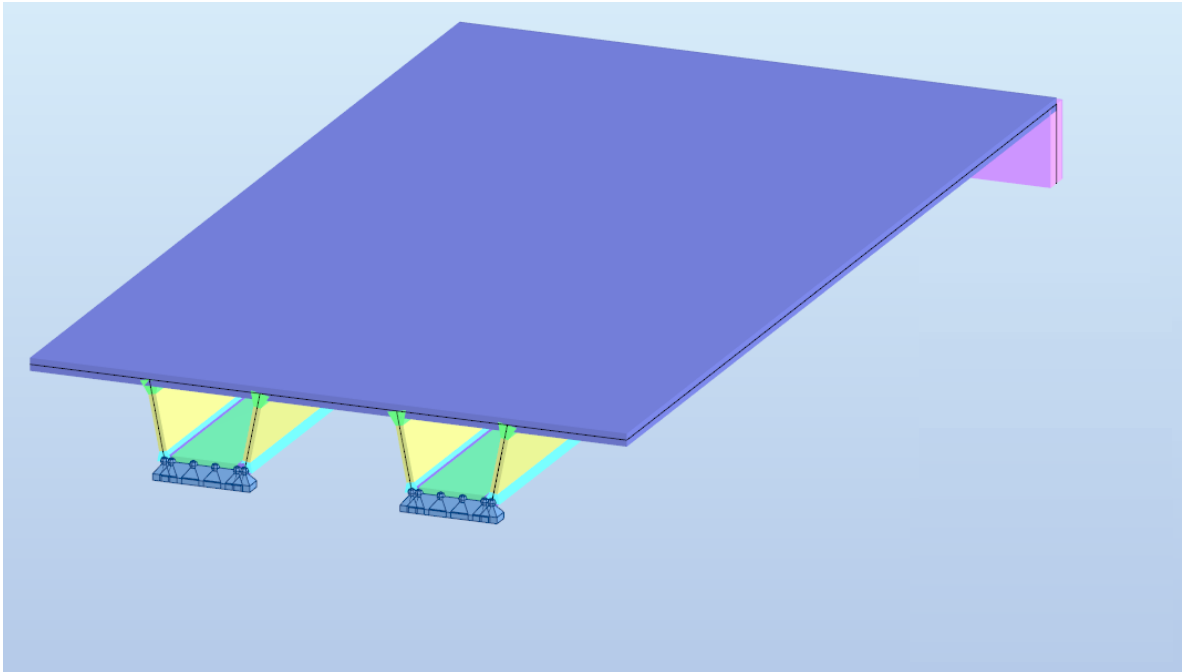


Figura 5.12 – 3º Modelo numérico: 3D

As variações de secção realizadas no modelo têm como objetivo, representar os efeitos que as variações de espessura da secção da viga têm na rigidez estrutural e por consequência na frequência dos modos de vibração. Este modelo levou a uma massa maior que aquela que era suposto, havendo assim a necessidade de uma diminuição do peso volúmico do material de $24,53 \text{ kN/m}^3$ para $23,844 \text{ kN/m}^3$, surgindo um somatório das reações de apoio com o valor de $4921,52 \text{ kN}$, em concordância com o valor esperado. Da análise modal realizada a esta ponte surgiram frequências para os 10 primeiros modos de vibração, apresentadas no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Frequências dos 10 primeiros modos de vibração devido ao peso próprio

Nº modo	Frequência (Hz)
1	6,368
2	10,834
3	16,499
4	18,236
5	19,45
6	20,228
7	23,347
8	24,316
9	25,647
10	25,678

A deformada deste modelo tem configuração e valor apresentados na Figura 5.13.

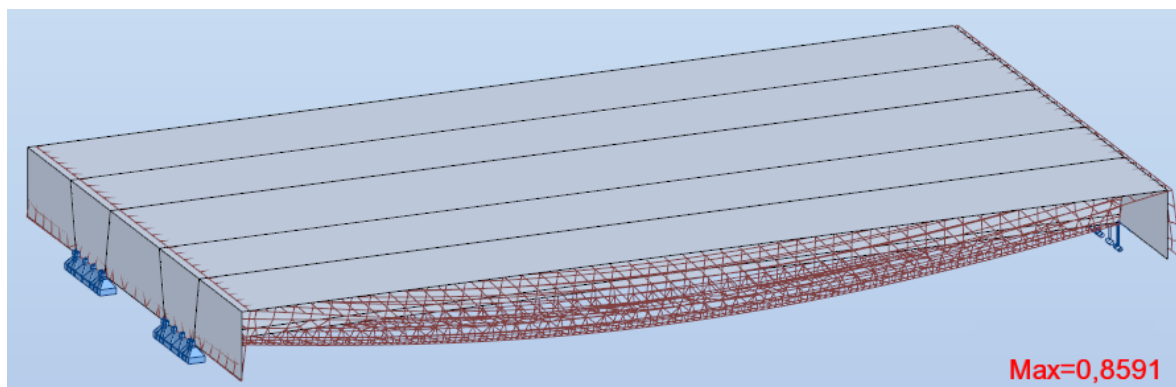


Figura 5.13 – Deformada do 3º modelo devido à ação do peso próprio (cm).

5.3.2. CONCLUSÕES

Da avaliação dos diferentes modelos retiraram-se as seguintes conclusões:

- A massa, em todos os modelos, está em concordância com aquela que era esperada, pela avaliação realizada antes da modelação da secção.
- Conforme se aumenta o rigor na modelação, principalmente, no aspeto das espessuras das paredes das vigas, há um aumento das frequências dos modos da vibração da estrutura. Essa comparação é apresentada no Quadro 5.6.

Quadro 5.6 – Comparação das frequências dos modos de vibração.

Nº modo	Frequência (Hz)			Razão de variação		
	1º Modelo	2º Modelo	3º Modelo	2º/1º	3º/2º	3º/1º
1	6,175	6,212	6,368	1,006	1,025	1,031
2	10,326	10,486	10,834	1,015	1,033	1,049
3	15,492	15,836	16,499	1,022	1,042	1,065
4	17,327	17,597	18,236	1,016	1,036	1,052
5	18,22	18,621	19,450	1,022	1,045	1,068
6	19,043	19,47	20,228	1,022	1,039	1,062
7	22,271	22,569	23,347	1,013	1,034	1,048
8	23,744	23,923	24,316	1,008	1,016	1,024
9	24,273	24,692	25,647	1,017	1,039	1,057
10	24,331	24,74	25,678	1,017	1,038	1,055

Como se verifica pelo Quadro 5.6, a razão máxima de variação está no quinto modo de vibração, com um valor de 1,068. Sendo a ponte simplesmente apoiada, os efeitos dinâmicos podem ser representados pelo primeiro modo de vibração e nesse, a variação máxima situa-se num aumento de 3,1%.

- Com o aumento do rigor nas espessuras utilizadas há uma diminuição da deformada da estrutura, devido exclusivamente, ao peso próprio da secção. No Quadro 5.7 comparam-se as deformadas dos diferentes modelos.

Quadro 5.7 – Comparação das deformadas do modelo.

Modelos	deformadas (cm)	Razão de variação (1º)	Razão de variação (2º)	Razão de variação (3º)
1º	0,922		1,018	1,073
2º	0,906	0,983		1,055
3º	0,859	0,932	0,948	

- É possível afirmar que a rigidez aumenta, crescentemente, do 1º para o 3º modelo.

Para as análises dinâmicas, é preciso ter um cuidado especial no modelo a utilizar, dado que a subestimação ou sobrestimação dos parâmetros que controlam o comportamento dinâmico (amortecimento, massa e rigidez) podem levar a valores errados na análise e por consequência, colocar em risco a segurança da própria estrutura. Desta forma tomou-se a decisão de utilizar para o seguimento desta dissertação o segundo modelo, dado que o primeiro modelo não tem em conta as variações de secção e por sua vez os ganhos de rigidez que daí possam surgir, e quanto ao terceiro modelo, a quantificação da variação da espessura é difícil de definir e essas são pouco significativas na geometria geral da secção da viga. Contudo, é importante referir que a variação de rigidez entre os diferentes modelos é pouco significativa, como pode ser observado através do Quadro 5.7, onde são apresentadas as razões de variação das deformadas. Assim considerou-se que o modelo mais equilibrado a ser utilizado nesta ponte, será o 2º modelo.

O eixo 6 corresponde à ligação entre o topo da viga e o eixo da laje, existindo nesse local uma ligação contínua. O programa ROBOT admite continuidade, sempre que existe uma ligação entre duas cascas. Por isso admitiram-se os eixos 5 e 6 como um único comprimento e distribui-se a área correspondente à aba superior da viga por esse comprimento (no caso do método das áreas equivalentes). Como pode ser concluído, pelo Quadro 5.7, a variação de deformadas (bom indicador para a comparação da rigidez) entre o modelo 2 e o modelo 3 foi de 4,5%, concluindo-se assim concluído que os ganhos de rigidez à flexão produzidos com o aumento da espessura do eixo 5 e 6 não são significativos, sendo mais um dos pontos a favor da utilização do modelo 2 nas análises dinâmicas.

5.3.3. CARATERÍSTICAS DO MODELO

Ao modelo escolhido foram adicionadas as seguintes cargas permanentes que farão parte do modelo estrutural para o problema dinâmico (Pinto, 2007):

- Balastro – 90,9 kN/m ($90,9/10,5=8,66$ kN/m²)
- Travessa e vias – 12,8 kN/m ($12,8/2,5=5,12/2$ (duas vias)=2,56 kN/m²)
- Guarda balastro – 5kN/m (assumido como carga linear $5/2=2,5$ kN/m, em cada lado do balastro)
- Guarda de segurança – 2kN/m (assumido como carga linear em cada extremidade longitudinal da ponte $2/2=1$ kN/m)
- Passeios e condutas – 13,2 kN/m ($13,2/1,1=12/2$ (passeios nos dois lados da ponte) = 6 kN/m²)

Assumindo um total de 123,9 kN/m de massa adicional.

A distribuição das cargas pela ponte foi realizada conforme o apresentado na Figura 5.14.

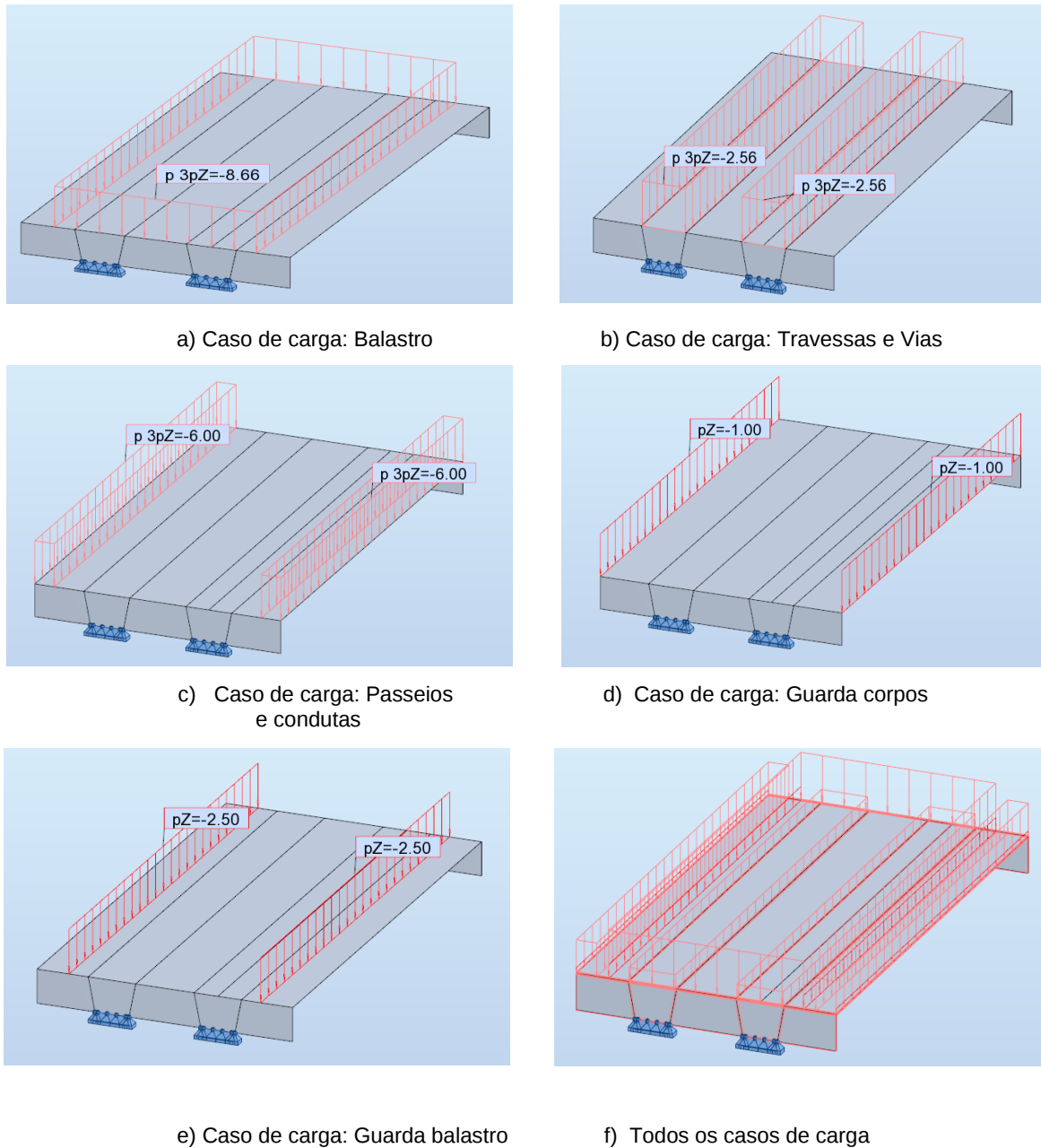
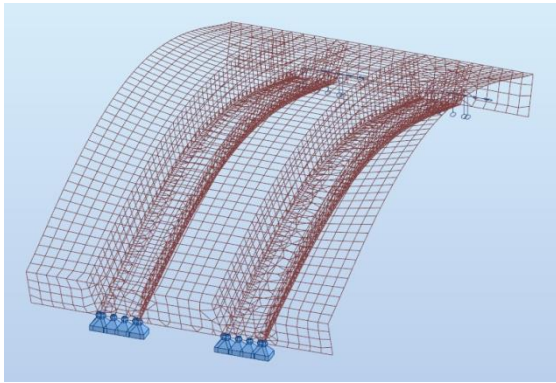


Figura 5.14 – Casos de carga do modelo numérico.

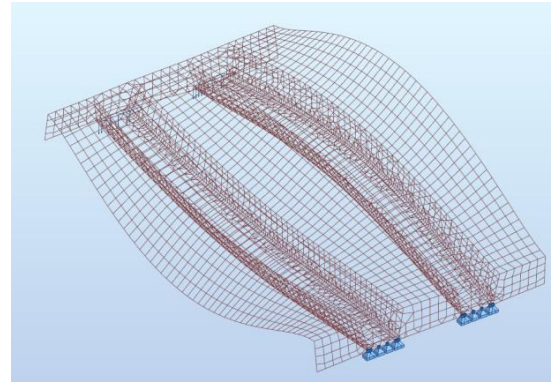
5.3.4. ANÁLISE MODAL

Para a análise modal consideraram-se todos os modos com valor inferior a 30 Hz, sendo requisito descrito no EN1991-2.

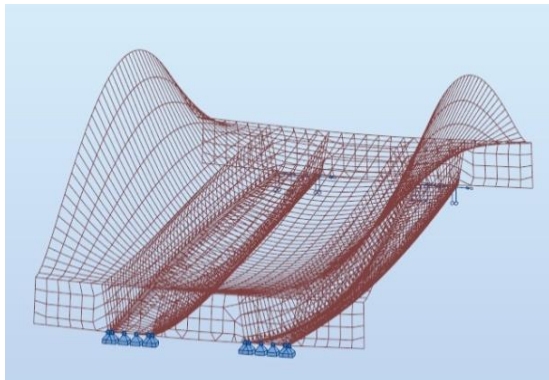
A massa modal necessária à realização da análise modal é constituída pelo peso próprio da ponte em conjunto com as restantes cargas permanentes (massa do balastro, massa da travessa e via, massa do guarda balastro, guarda corpos, passeios e condutas). São apresentados na Figura 5.15 os modos de vibração correspondentes aos primeiros oito modos de vibração.



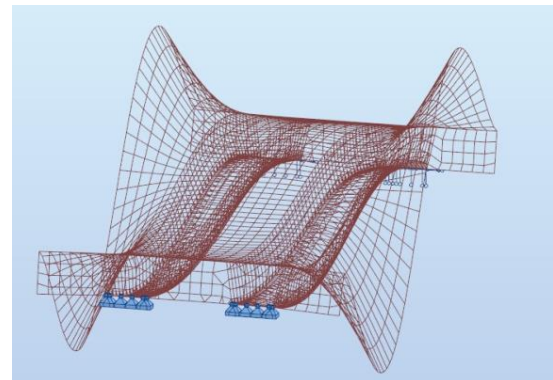
a) 1º modo de vibração
($f = 4,688 \text{ Hz}$)



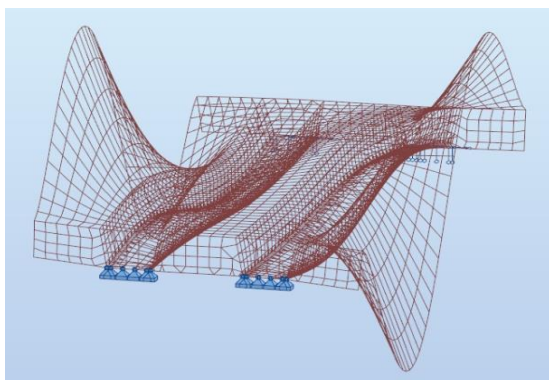
b) 2º modo de vibração
($f = 7,861 \text{ Hz}$)



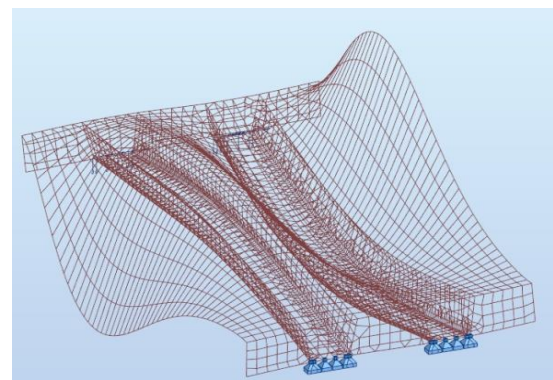
c) 3º modo de vibração
($f = 11,588 \text{ Hz}$)



d) 4º modo de vibração
($f = 13,013 \text{ Hz}$)

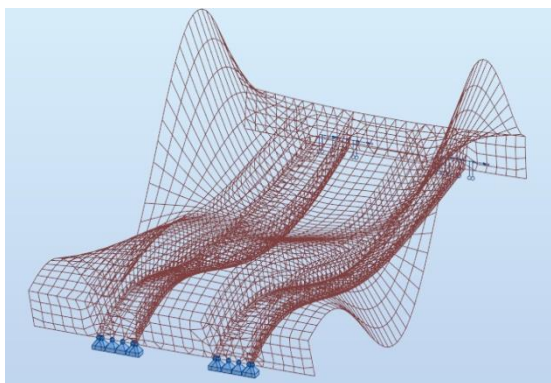


e) 5º modo de vibração
($f = 13,609 \text{ Hz}$)



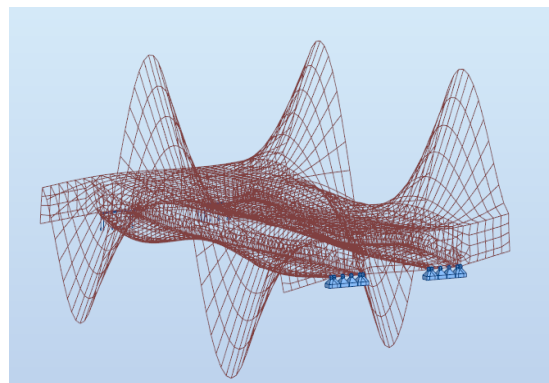
f) 6º modo de vibração
($f = 14,185 \text{ Hz}$)

Figura 5.15 – Modos de vibração estruturais.



f) 7º modo de vibração

(f = 16,938 Hz)



h) 8º modo de vibração

(f = 17,856 Hz)

Figura 5.15 – Modos de vibração estruturais.(continuação)

As frequências até aos 30 Hz estão apresentadas no Quadro 5.8, correspondentes aos modos de vibração que serão utilizados nas análises dinâmicas efetuadas e apresentadas mais frente.

Quadro 5.8 – Frequências dos modos de vibração até 30 Hz.

Nº modo	Frequência (Hz)
1	4,688
2	7,861
3	11,588
4	13,013
5	13,609
6	14,185
7	16,938
8	17,856
9	18,006
10	18,381
11	22,507
12	22,729
13	22,844
14	23,656
15	27,086
16	28,537
17	28,655

5.4. VIGA W-13, 25 M

A segunda modelação realizada refere-se a uma ponte de 25 m, constituída por 4 vigas W-13 (referente ao catálogo da empresa ShayMurtagh Precast) (ShayMurtagh, 2000) e um tabuleiro de 300 mm de espessura. O modelo estrutural tem a configuração apresentada na Figura 5.16.

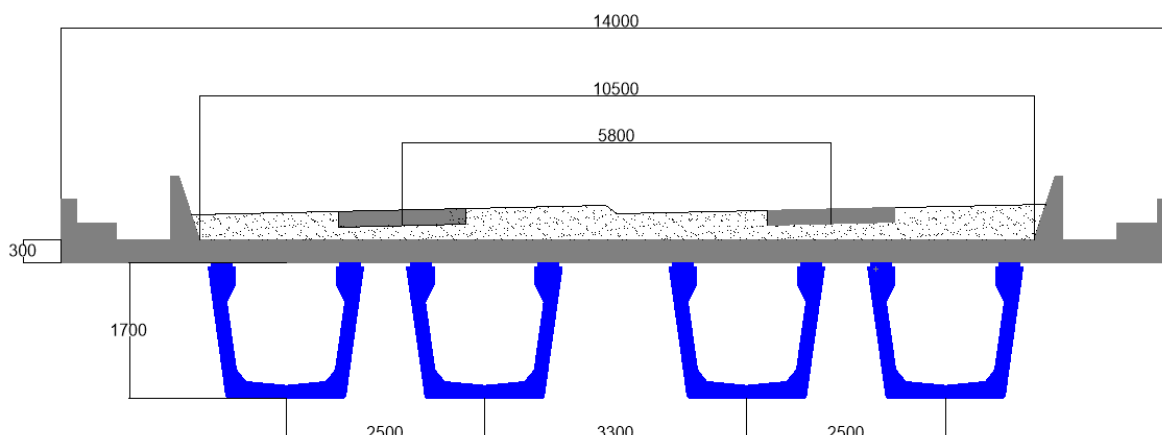


Figura 5.16 – Geometria da secção do tabuleiro (mm).

A secção é constituída por quatro vigas W-13, com 1700 mm de altura, dos quais 50 mm ficam embebidos no betão, a base desta tem 1460 mm de largura e uma espessura que varia entre 160 mm e 210 mm. As paredes da secção têm uma espessura de 170 mm. O tabuleiro foi considerado como uma laje de espessura constante de 300 mm, servindo de local de depósito do balastro, das travessas e vias, guarda corpos, guarda balastros e passeios. O betão utilizado para a modelação foi o C45/55, com um coeficiente de Poisson de 0,2 e peso volúmico de 24,53 kN/m³. A massa total do tabuleiro devido ao peso próprio da estrutura (sem as restantes cargas permanentes) tem o valor de:

- Vigas W-13 – 0,933 m² (aréa), 4 vigas, 2288,7
- Tabuleiro – 0,3x14x25x24,53=2575,7 kN
- Carlingas sobre os apoios (espessura de 700 mm) – 0,7x1,65x14x24,53x2=793,3kN
- Total=5657,7 kN
- Na parte superior da viga, existe uma parte da secção que não foi contabilizada no modelo de cálculo, pois está inserida na laje e a sua massa irá ser contabilizada na massa da laje. Assim 0,2642*0,05*8*24,53*25=64,8 kN
- Sendo o total da massa da ponte de =5657,6-64,81=5592,9 kN

A geometria da viga W-13 é apresentada na Figura 5.17.

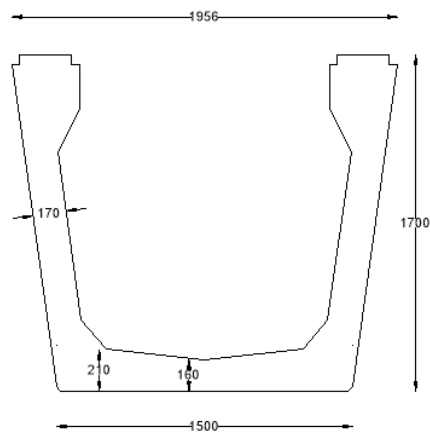


Figura 5.17 – Geometria da seção da viga (mm).

Para a determinação do modelo a usar foram estudadas as frequências dos modos de vibração, rigidez e massa de dois modelos de cascas distintos.

5.4.1. MODELOS AVALIADOS

Como foi referido, dois modelos com características distintas foram avaliados, com o objetivo de traduzir da melhor forma possível os efeitos dinâmicos desta ponte.

O primeiro deles foi realizado com a atribuição de espessuras à casca através da determinação das áreas equivalentes de cada eixo em que a seção da viga foi dividida, surgindo o modelo apresentado nas Figura 5.18 e 5.19 e as suas espessuras apresentadas no quadro 5.9.

Quadro 5.9 - Distribuição das espessuras pelo método das áreas equivalentes.

Eixo	Espessura mm	Seção
1	185	
2	209	
3	194	
4	170	
5 e 6	212	



Figura 5. 18 - 1º Modelo numérico: alçado.

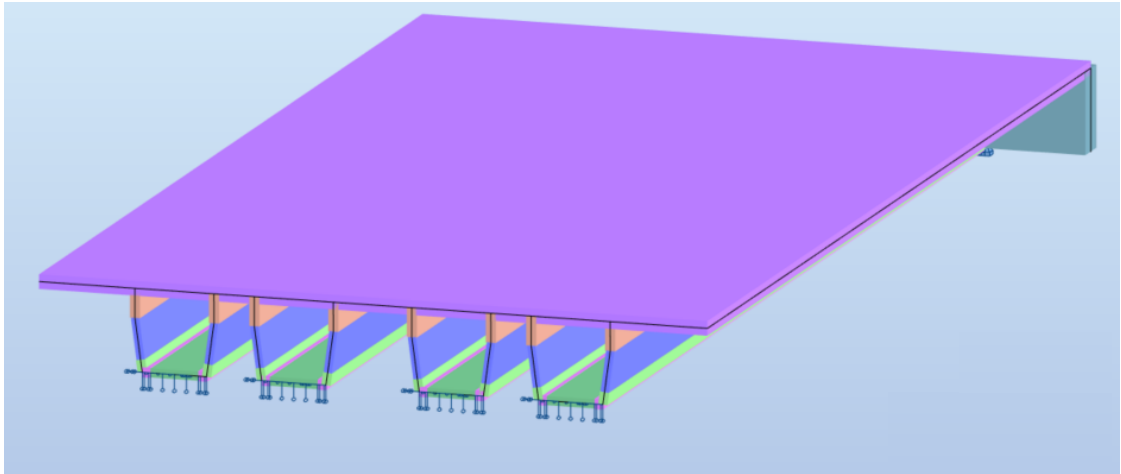


Figura 5.19 – 1º Modelo numérico: 3D.

A este modelo está associado um somatório do valor de reacções de 5617.11 kN, sendo que, a razão entre a massa do modelo e a massa esperada é cerca de 1.004, ou seja, a massa do modelo é cerca de 0.4% maior, pelo que não se procedeu a nenhuma alteração do peso volúmico do material.

Da análise modal, correspondente a este modelo, surgiram as seguintes frequências para os 10 primeiros modos de vibração, apresentados no Quadro 5.10.

Quadro 5.10 – Frequências de 10 modos de vibração.

Nº modo	Frequência (Hz)
1	6,002
2	11,073
3	17,540
4	19,695
5	23,016
6	23,230
7	25,168
8	27,454
9	32,002
10	33,359

Quanto à deformada da estrutura, a configuração e valor a meio vão, devido ao peso próprio da estrutura, é apresentada na Figura 5.20.

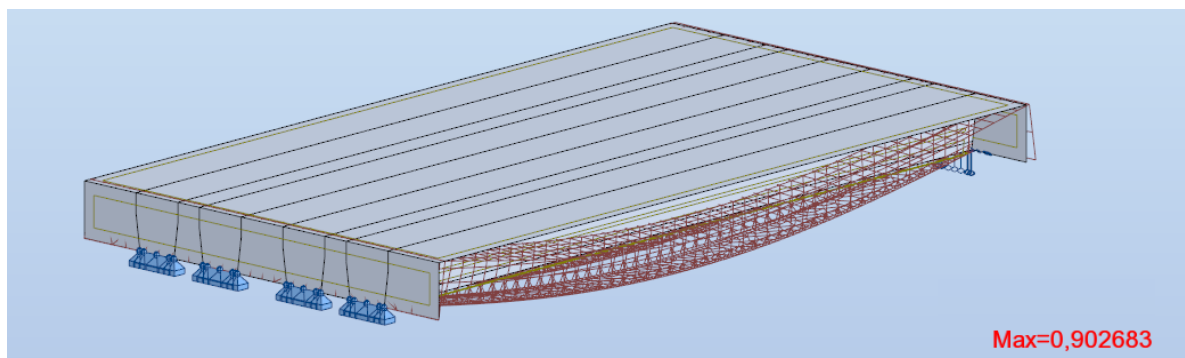


Figura 5.20 – Deformada do 1º modelo devido à ação do peso próprio.

O segundo modelo avaliado foi modelado através de secções com espessura variável. As espessuras da secção e o modelo criado estão apresentados no Quadro 5.11 e nas Figuras 5.21 e 5.22.

Quadro 5.11 - Distribuição das espessuras através da modelação de espessuras variáveis.

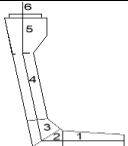
Eixo	Espessura mm	Secção
1	160 - 210	
2	210 - 323	
3	323 - 170	
4	170	
5	170 - 344	



Figura 5.21 - 2º Modelo numérico: alçado.

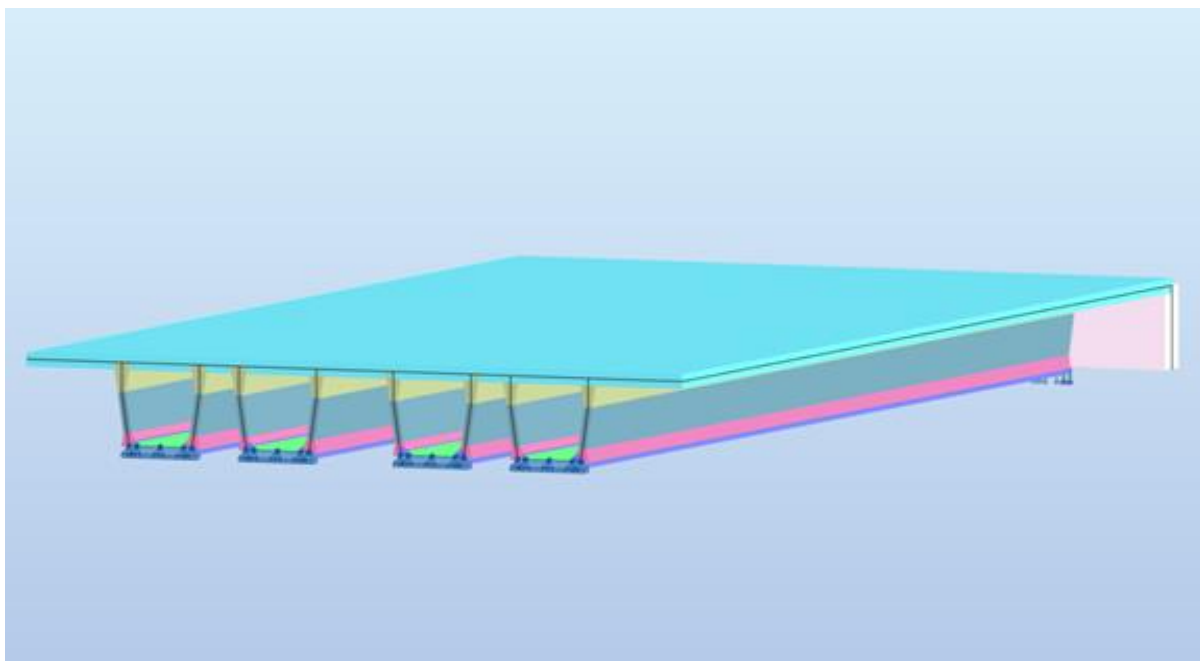


Figura 5.22 – 2º Modelo numérico: 3D.

A este modelo está associado um somatório do valor de reações de 5883,97 kN, sendo que, de forma a equilibrar a massa do modelo com aquela que é a massa esperada, há a necessidade de diminuir o peso volúmico do material de $24,53 \text{ kN/m}^3$ para $23,316 \text{ kN/m}^3$, surgindo assim as frequências dos modos de vibração apresentadas no Quadro 5.12.

Quadro 5.12 – Frequências de 10 modos de vibração

Nº modo	Frequência (Hz)
1	6,292
2	11,628
3	18,404
4	20,674
5	23,786
6	24,216
7	26,481
8	29,006
9	33,853
10	34,375

Quanto à deformada da estrutura, devido exclusivamente ao peso próprio da secção da ponte, esta tem a configuração e valor, apresentados na Figura 5.23.

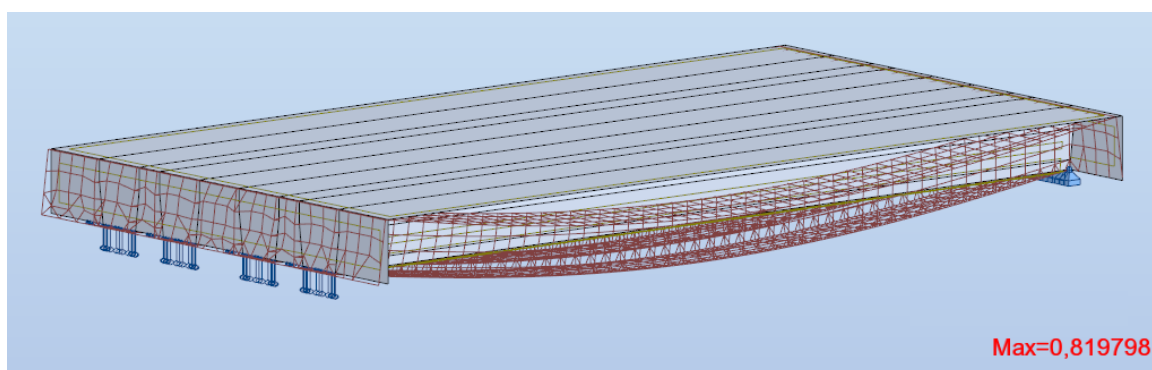


Figura 5.23 – Deformada do 2º modelo devido à ação do peso próprio.

5.4.2. CONCLUSÕES

Da avaliação dos dois modelos retiraram-se as seguintes conclusões que levaram à seleção de um deles:

- A massa, em todos os modelos, está em concordância com aquela que era esperada pela avaliação feita antes da modelação.
- Conforme se aumenta o rigor na modelação, principalmente, no aspeto das espessuras das paredes das vigas, há um aumento das frequências dos modos da vibração da estrutura, como se observa no Quadro 5.13.

Quadro 5.13 – Comparação das frequências dos modos de vibração.

Nº modo	Frequência (Hz)		Razão de variação
	1º Modelo	2º Modelo	2º/1º
1	6,002	6,292	1,048
2	11,073	11,628	1,050
3	17,540	18,404	1,049
4	19,695	20,674	1,050
5	23,016	23,786	1,033
6	23,230	24,216	1,042
7	25,168	26,481	1,052
8	27,454	29,006	1,057
9	32,002	33,853	1,058
10	33,359	34,375	1,030

Conclui-se que a razão máxima de variação está no nono modo de vibração, com um valor de 1,058. Sendo a ponte simplesmente apoiada, os efeitos dinâmicos podem ser representados pelo primeiro modo de vibração, e nesse, a variação máxima situa-se num aumento de 4,8%.

- Com o aumento do rigor nas espessuras utilizadas há uma diminuição da deformada da estrutura, devido exclusivamente, ao peso próprio da secção. Esta diminuição é visível no Quadro 5.14.

Quadro 5.14 – Comparação das deformadas.

Modelos	deformadas (cm)	Razão de variação (1º)
1º	0,903	
2º	0,82	0,908

- A rigidez aumenta do primeiro para o segundo modelo.

No caso desta secção verifica-se que as variações de espessura da mesma são uma constante, pelo que, o melhor modelo para avaliar os efeitos que estas terão sobre a resposta dinâmica, será aquele que melhor reproduzir a realidade geométrica da secção. Como se observa, a diferença de rigidez do modelo, em que estão traduzidas as variações da espessura da secção (2º modelo), para aquele modelado através das áreas equivalentes da secção (1º modelo), traduz-se num aumento de aproximadamente 5% nos valores de frequências (razão da variação da frequência dos modos de vibração) e numa diferença de deformada a situar-se nos 10%, pelo que se admitiu que o melhor modelo para representar os efeitos dinâmicos, no caso desta ponte constituída por este tipo de vigas, será o segundo modelo.

5.4.3. CARACTERÍSTICAS DO MODELO

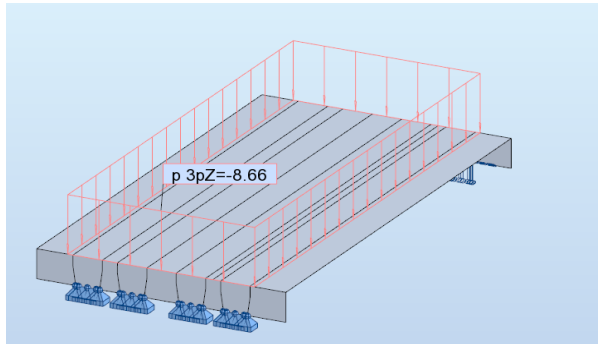
Ao modelo escolhido foram adicionadas as seguintes cargas permanentes que farão parte do modelo estrutural para o problema dinâmico (Pinto, 2007):

- Balastro – 90,9 kN/m ($90,9/10,5=8,66 \text{ kN/m}^2$)
- Travessa e vias – 12,8 kN/m ($12,8/2,5=5,12/2(\text{duas vias})=2,56 \text{ kN/m}^2$)

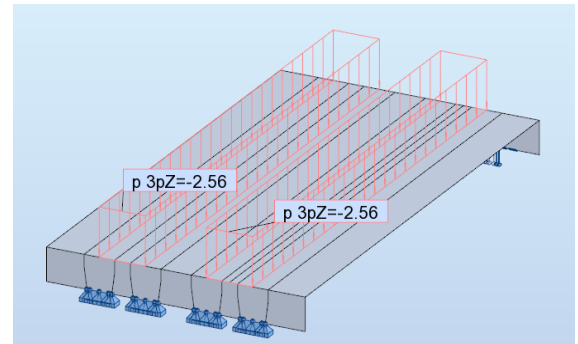
- Guarda balastro – 5kN/m (assumido como carga linear $5/2=2,5$ kN/m em cada lado do balastro)
- Guarda de segurança - 2kN/m (assumido como carga linear em cada extremidade longitudinal da ponte $2/2=1$ kN/m)
- Passeios e condutas – 13,2 kN/m ($13,2/1,1=12/2$ (passeios nos dois lados da ponte)=6 kN/m²)

Assumindo um total de 123,9 kN/m de massa adicional.

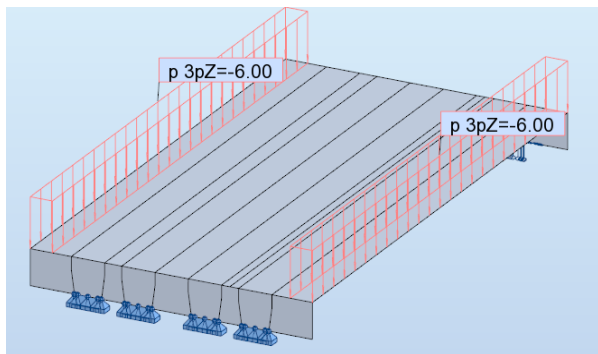
A distribuição das cargas pela ponte é apresentada na Figura 5.24.



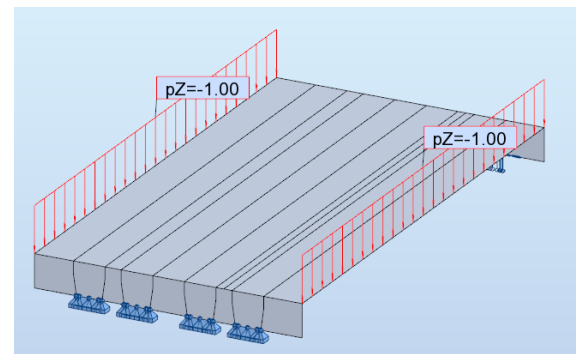
a) Caso de carga: Balastro



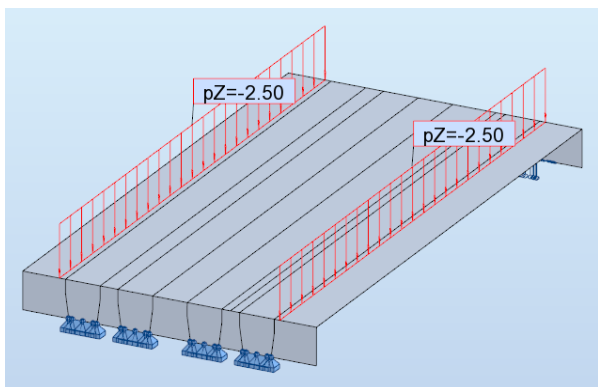
b) Caso de carga: Travessas e Vias



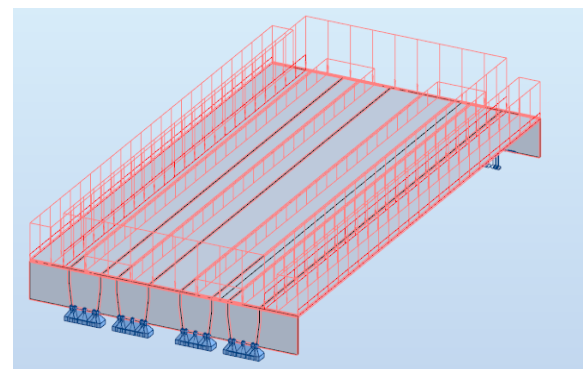
c) Caso de carga: Passeios e condutas



d) Caso de carga: Guarda corpos



e) Caso de carga: Guarda balastro



f) Todos os casos de carga

Figura 5.24 – Casos de carga do modelo numérico (kN)

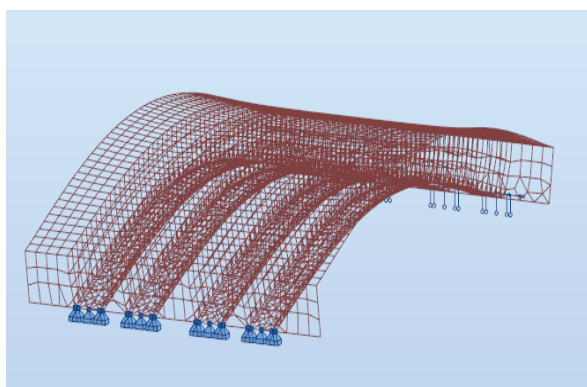
Da mesma forma que o modelado na ponte referente às vigas Artesa, na modelação da ponte constituída pelas vigas W-13, foi também considerado uma casca retangular, nas extremidades da ponte, com 700 mm de espessura, de forma a dar rigidez à estrutura na zona dos apoios e servir de diafragma rígido no plano da secção da estrutura.

5.4.4. ANÁLISE MODAL

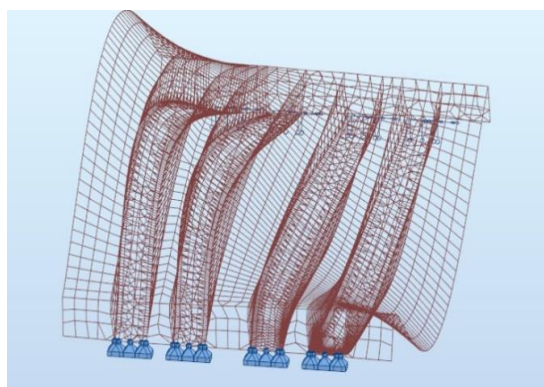
Para a análise modal consideraram-se todos os modos de vibração com valor de frequência inferior a 30 Hz, sendo o requisito descrito no EN1991-2.

A massa modal necessária à realização da análise modal é constituída pelo peso próprio da ponte em conjunto com as restantes cargas permanentes (massa do balastro, massa da travessa e via, massa do guarda balastro, guarda corpos, passeios e condutas).

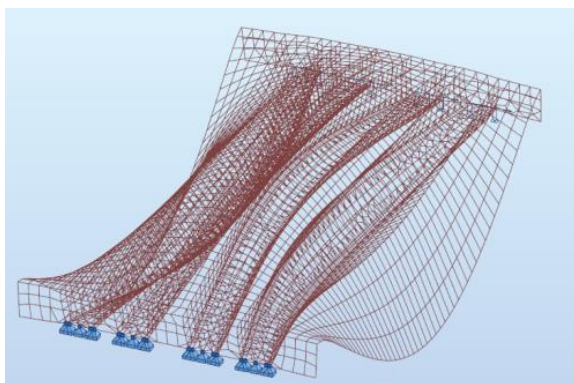
Na Figura 5.25 são apresentadas as configurações correspondentes aos oito primeiros modos de vibração.



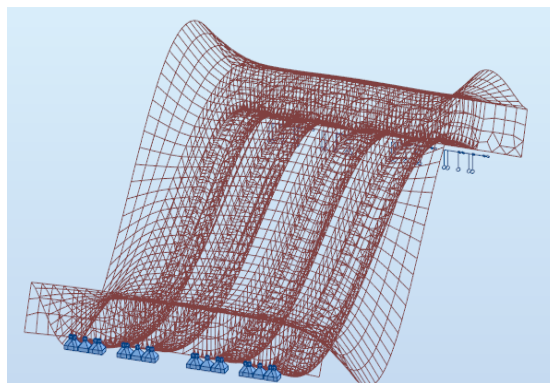
a) 1º modo de vibração
($f = 4,913$ Hz)



b) 2º modo de vibração
($f = 9,059$ Hz)

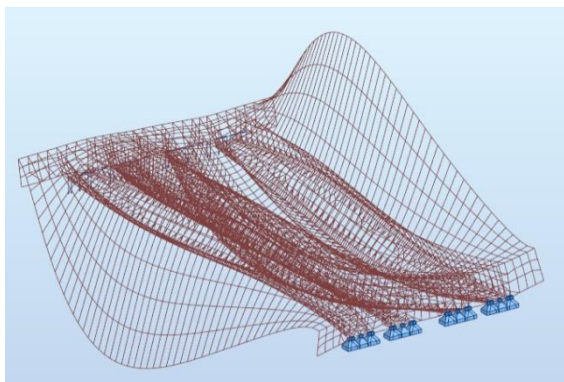


c) 3º modo de vibração
($f = 14,152$ Hz)

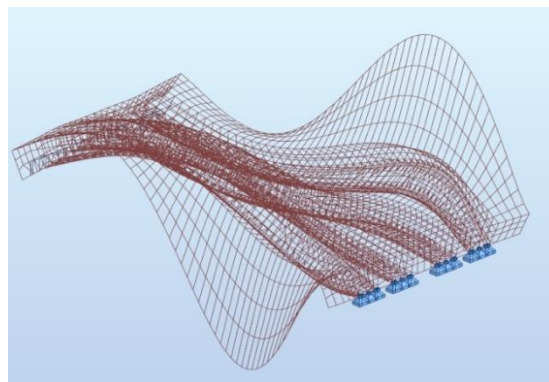


d) 4º modo de vibração
($f = 16,098$ Hz)

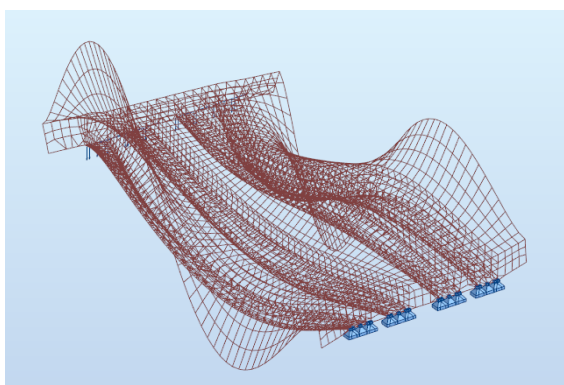
Figura 5.25 – Modos de vibração estruturais.



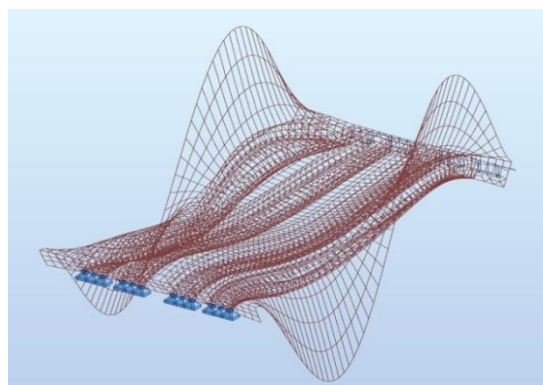
e) 5º modo de vibração
($f = 18,120$ Hz)



f) 6º modo de vibração
($f = 18,726$ Hz)



g) 7º modo de vibração
($f = 20,110$ Hz)



h) 8º modo de vibração
($f = 21,103$ Hz)

Figura 5.25 – Modos de vibração estruturais.(continuação)

As frequências até aos 30 Hz estão apresentadas no Quadro 5.15, sendo estes modos aqueles que serão utilizados nas análises dinâmicas que se irão efetuar, e apresentar mais à frente.

Quadro 5.15 – Frequências dos modos de vibração até 30 Hz.

Nº modo	Frequência (Hz)
1	4,913
2	9,059
3	14,152
4	16,098
5	18,120
6	18,726
7	20,110
8	22,103
9	25,601
10	26,708
11	27,108
12	27,424
13	29,064

5.5. VIGA W-13, 65 M, 3 VÃOS

O último modelo para análise dinâmica é uma ponte contínua, com quatro pontos de apoio, com vão intermédio de 25 m de comprimento e os vãos de extremidade com um comprimento de 20 m ($0,8 \cdot L$).

As características geométricas da secção da ponte são iguais às descritas no subcapítulo anterior. Esta ponte é constituída por 4 vigas W-13, com um tabuleiro de 300 mm de espessura. A principal particularidade das pontes deste tipo é o facto de haver a necessidade de garantir continuidade sobre os apoios. Assim, em cada extremidade da viga existe uma camada de betão com uma espessura que pode variar entre 500 a 1000 mm, que irá ligar á viga seguinte através de cabos pré-esforçados pós-tensionados. Exemplos destas ligações podem ser observados na Figura 5.26.

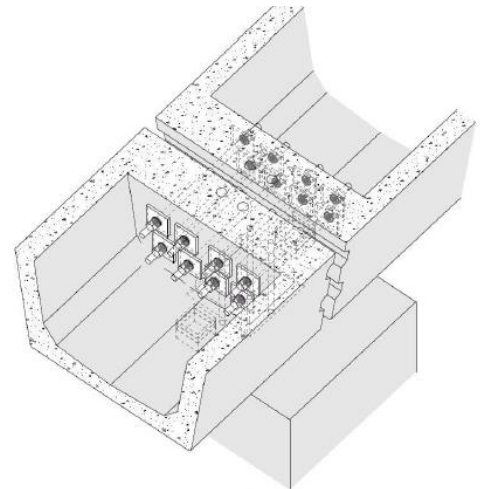
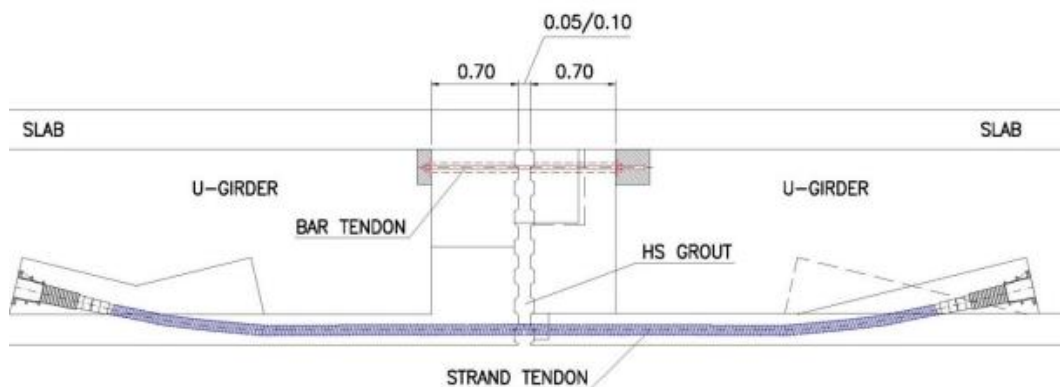


Figura 5.26 – Exemplos de ligações viga-viga para a garantia de continuidade estrutural.

Este encontro foi simulado no modelo de cascas através de uma secção com espessura de 1410 mm (700 mm em cada extremidade da viga e 10 mm de junta) sobre cada apoio intermédio da ponte.

Com isto, a massa total do tabuleiro devido ao peso próprio da estrutura (sem as restantes cargas permanentes) tem o valor de:

- Vigas W-13 – $0,933 \text{ m}^2$ (aréa), 4 vigas, 5950,49 kN
- Tabuleiro – $0,3 \times 14 \times 65 \times 24,53 = 6696,69 \text{ kN}$
- Carlingas sobre os apoios (espessura de 700 mm) – $0,7 \times 1,65 \times 14 \times 24,53 \times 2 = 793,30 \text{ kN}$
- Secção sobre os apoios interiores – $1,95 \times 1,41 \times 24,53 \times 8 = 539,56 \text{ kN}$
- Na parte superior da viga, existe uma parte da secção que não foi contabilizada no modelo de cálculo, pois está inserida na laje e a sua massa irá ser contabilizada na massa da laje. Assim $0,2642 \times 0,05 \times 8 \times 24,53 \times 65 = 168,50 \text{ kN}$
- Sendo o total da massa da ponte de 13811,54 kN

As massas não estruturais correspondentes à constituição do tabuleiro têm os seguintes valores (Pinto, 2007):

- Balastro – 90,9 kN/m ($90,9/10,5 = 8,66 \text{ kN/m}^2$)
- Travessa e vias – 12,8 kN/m ($12,8/2,5 = 5,12/2$ (duas vias) = $2,56 \text{ kN/m}^2$)
- Guarda balastro – 5kN/m (assumido como carga linear $5/2 = 2,5 \text{ kN/m}$ em cada lado do balastro)
- Guarda de segurança - 2kN/m (assumido como carga linear em cada extremidade longitudinal da ponte $2/2 = 1 \text{ kN/m}$)
- Passeios e condutas – 13,2 kN/m ($13,2/1,1 = 12/2$ (passeios nos dois lados da ponte) = 6 kN/m^2)

Assumindo um total de 123,9 kN/m de massa adicional.

O modelo de cascas correspondente a esta ponte tem a configuração apresentada na Figura 5.27.

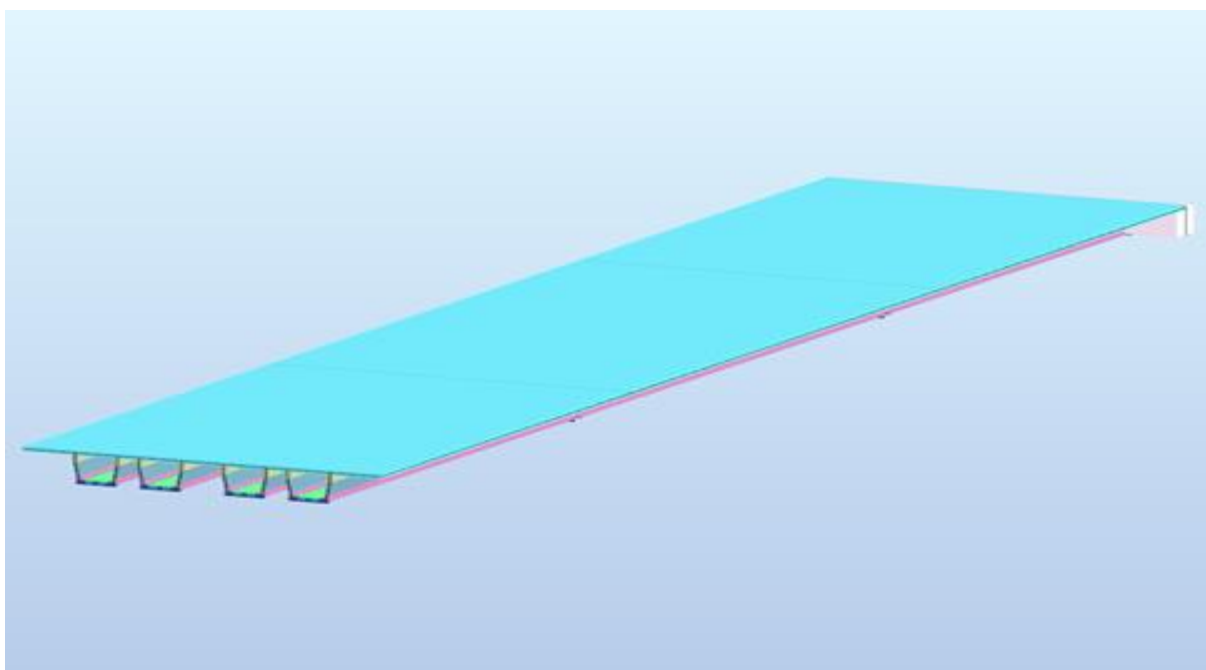
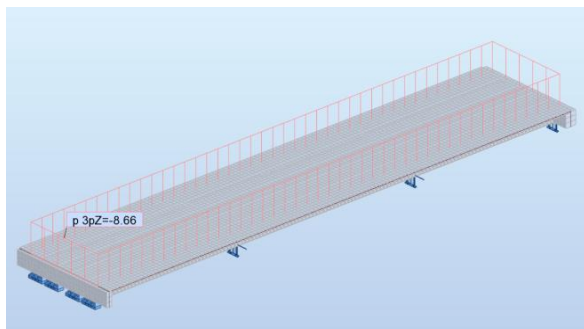


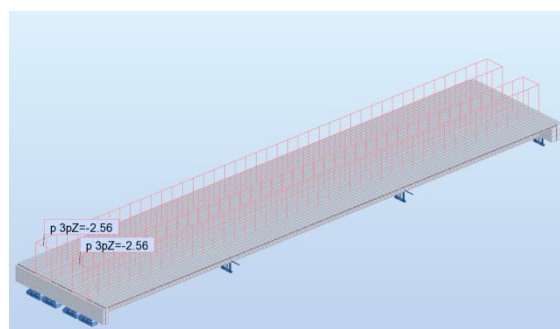
Figura 5.27 – Modelo numérico (vista 3D).

De maneira a igualar o peso próprio da estrutura ao peso esperado pelos cálculos iniciais reduziu-se o valor do peso volúmico do material para $22,368 \text{ kN/m}^3$.

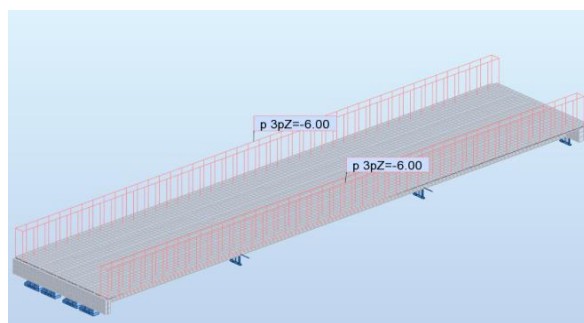
A distribuição das cargas é apresentada na Figura 5.28.



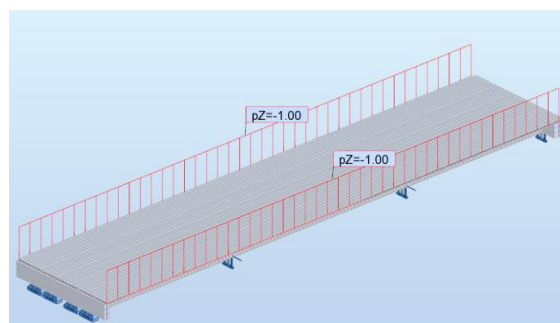
a) Caso de carga: Balastro



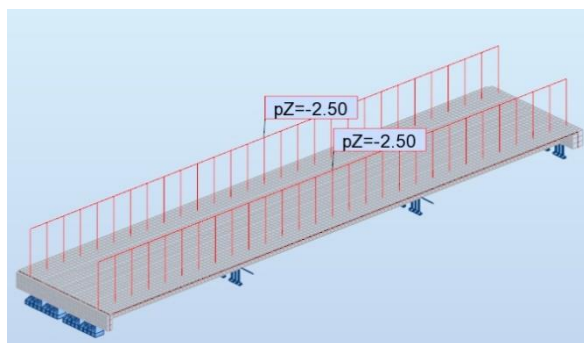
b) Caso de carga: Travessas e Vias



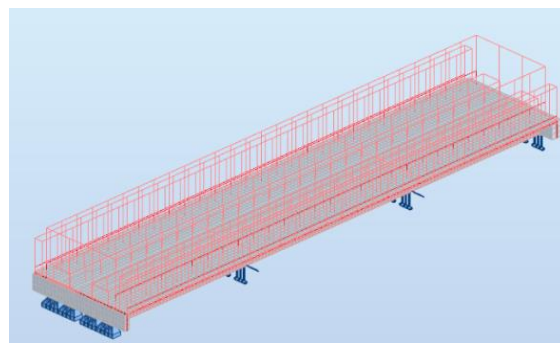
c) Caso de carga: Passeios e condutas



d) Caso de carga: Guarda corpos



e) Caso de carga: Guarda balastro



f) Todos os casos de carga

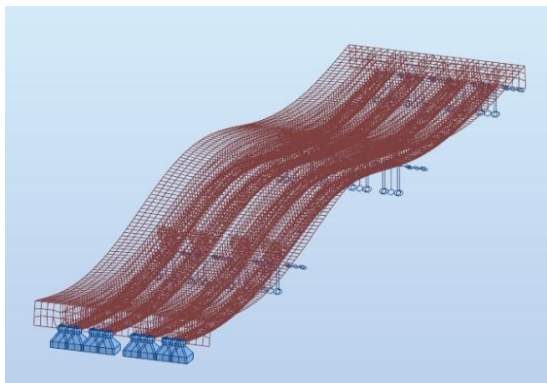
Figura 5.28 – Casos de carga do modelo numérico.

Da mesma forma que o ocorrido nas modelações anteriores, nas extremidades existe uma casca de 700 mm de espessura de forma a simular os efeitos de um diafragma rígido no sentido transversal e também para impedir que as vigas tenham um comportamento individual.

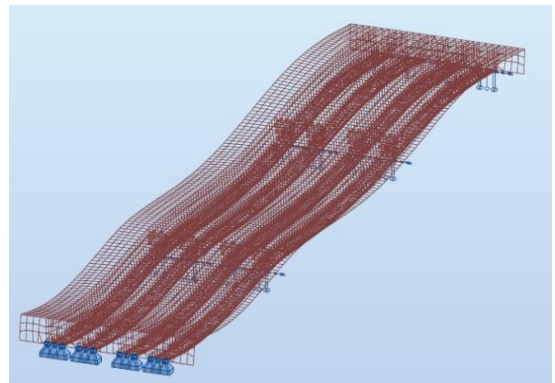
5.5.1. ANÁLISE MODAL

Para a análise modal consideraram-se todos os modos de vibração com valores de frequência inferior a 30 Hz, pois é esse o requisito descrito no EN1991-2.

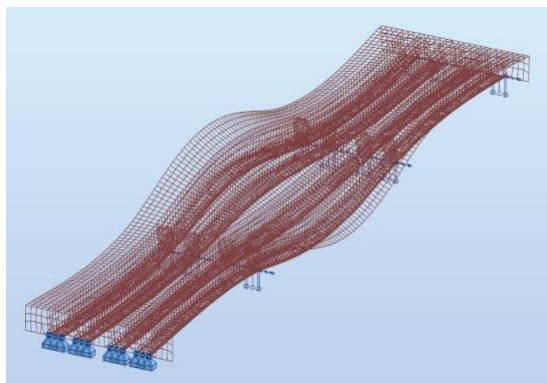
A massa modal necessária à realização da análise modal é constituída pelo peso próprio da ponte em conjunto com as restantes cargas permanentes, massa do balastro, massa da travessa e via, massa do guarda balastro, guarda corpos, passeios e condutas. São apresentados na Figura 5.29 os modos de vibração correspondentes aos primeiros oito modos de vibração:



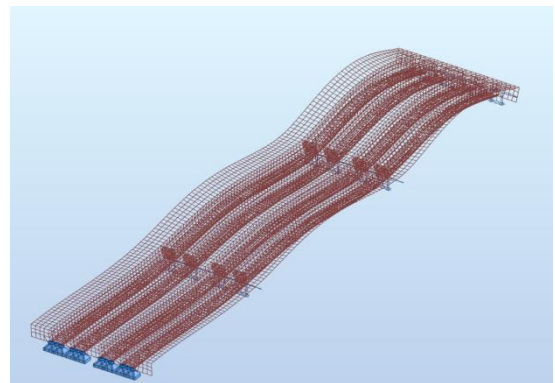
a) 1º modo de vibração
($f = 6,120$ Hz)



b) 2º modo de vibração
($f = 7,986$ Hz)

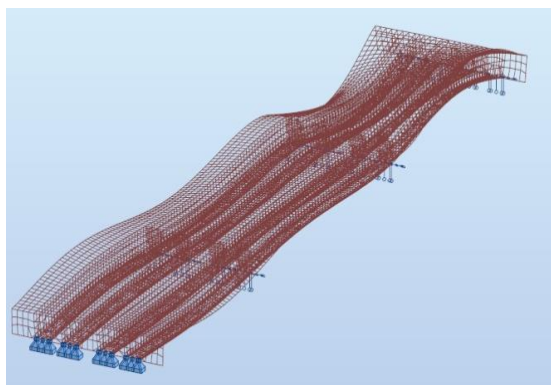


c) 3º modo de vibração
($f = 9,084$ Hz)

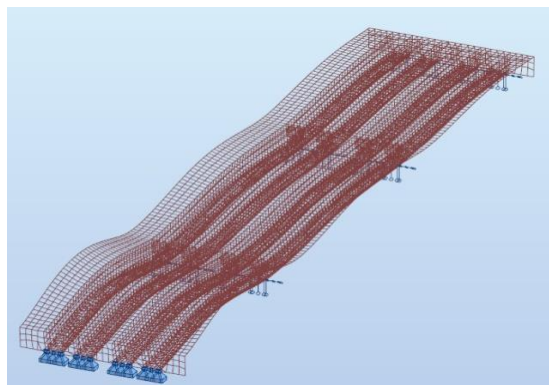


d) 4º modo de vibração
($f = 10,050$ Hz)

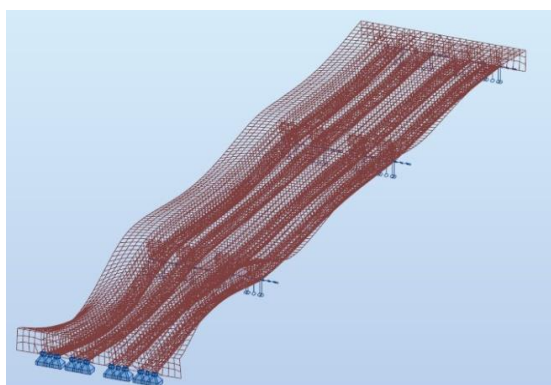
Figura 5.29 – Modos de vibração estruturais.



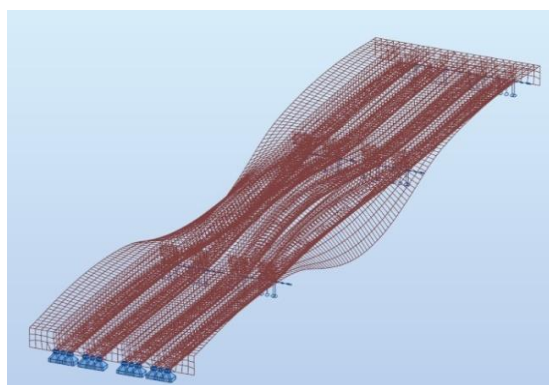
e) 5º modo de vibração
($f = 11,946$ Hz)



f) 6º modo de vibração
($f = 12,144$ Hz)



g) 7º modo de vibração
($f = 13,095$ Hz)



h) 8º modo de vibração
($f = 14,261$ Hz)

Figura 5.29 – Modos de vibração estruturais. (continuação)

As frequências de vibração correspondentes aos modos, com frequência até 30 Hz, estão expostos no Quadro 5.16.

Quadro 5.16 – Frequências dos modos de vibração até 30 Hz.

Nº modo	Frequência (Hz)
1	6,120
2	7,986
3	9,084
4	10,050
5	11,946
6	12,144
7	13,095
8	14,261
9	17,073
10	17,419
11	18,397
12	19,255
13	19,491
14	19,892
15	21,027
16	21,461
17	22,791
18	23,141
19	23,266
20	23,585
21	24,935
22	25,160
23	25,647
24	25,684
25	26,342
26	27,313
27	27,689
28	28,036
29	28,967
30	29,450

5.6. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

5.6.1. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE AO ESPAÇAMENTO ENTRE CARGAS Δs .

De forma a calibrar o processo e verificar onde existirão ganhos de temporais na análise dinâmica, procedeu-se à execução de uma análise de sensibilidade pelo método de sobreposição modal.

Admitiram-se cargas distribuídas com espaçamento Δs de 1,25 m (20 casos de carga), 1 m (25 casos de carga) e 0,5 m (50 casos de carga), sendo que as funções correspondentes a cada carga variavam respetivamente conforme o espaçamento. Mantiveram-se constantes a malha considerada para a estrutura, o intervalo de gravação dos resultados, que corresponde ao $\Delta t = 0,00167 \text{ s}$ ($T_n/20$) e o amortecimento com o valor de 1%. Os resultados apresentados correspondem ao comboio A10, que como se constatará à frente, é um dos comboios condicionantes, para a ponte constituída por duas vigas Artesa de 25 m (primeiro modelo descrito neste capítulo), no nó 6590, correspondente à coordenada de meio vão do tabuleiro, sobre o eixo da via ($x=12,5$, $y=-2,9$, $z=0$).

O intervalo de gravação em cima mencionado refere-se ao intervalo de tempo em que os valores vão ser extraídos. A função de carga para a realização da análise tem configuração triangular, como já foi referido anteriormente no capítulo 4. Como o controlo dos casos de carga é realizado pelo espaçamento entre cargas, Δs , a configuração das funções de carga de duas cargas consecutivas pode ser observada na Figura 5.30.

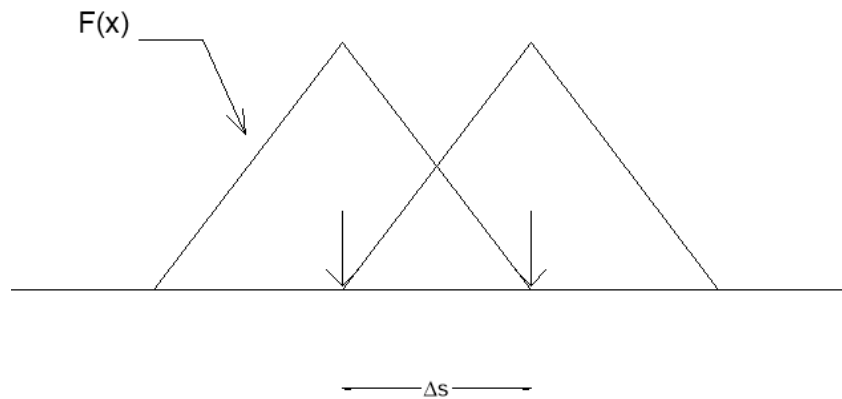


Figura 5.30 – Funções de carga definidas por um espaçamento Δs

Tomando cada carga com valor unitário, o intervalo de gravação Δt irá dividir o espaçamento entre as cargas, Δs , em espaços mais pequenos, dependentes da velocidade em análise e do valor de Δt admitido, neste caso $\Delta t = 0,00167 \text{ s}$, em que gravará o efeito dinâmico que essa carga unitária tem sobre o ponto onde está a incidir, sendo que esse efeito será a soma entre o efeito que a carga anterior e a carga seguinte tem sobre o ponto em análise. Isto é apresentado na Figura 5.31.

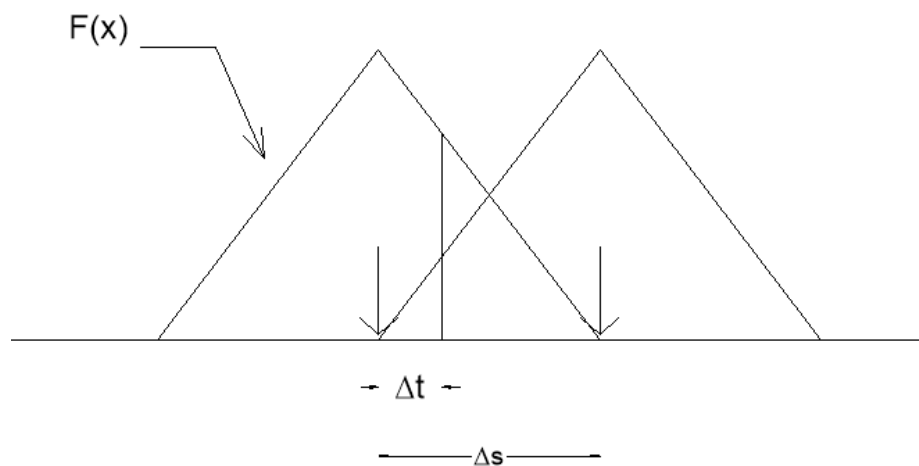


Figura 5. 31 – Determinação dos efeitos dinâmicos num o ponto Δt correspondente à divisão de Δs

A análise foi executada para os modos de vibração até 30 Hz, sendo que neste caso, corresponderá a 17 modos de vibração.

Exemplos de valores de acelerações para a velocidade de 470 km/h, velocidade ressonante e é condicionante para a estrutura são apresentados nas Figuras 5.32, 5.33 e 5.34.

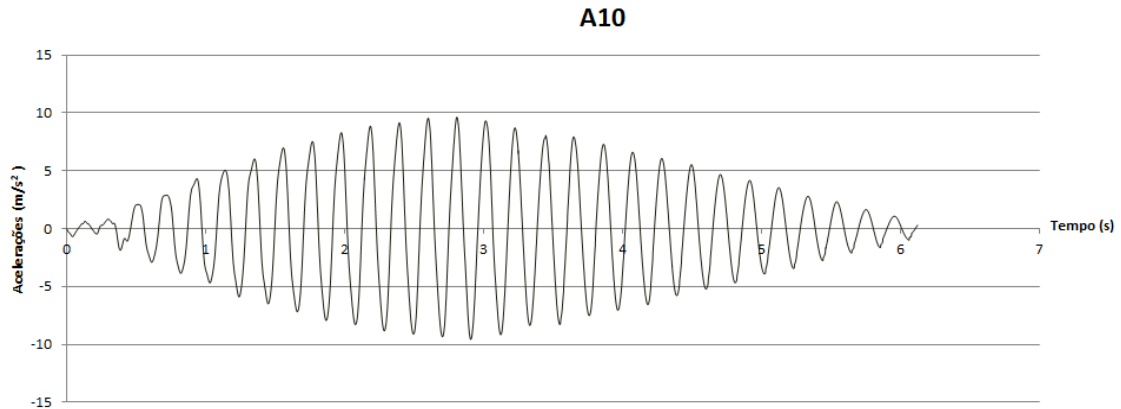


Figura 5.32 – Aceleração para espaçamento de cargas de 0,5 m.

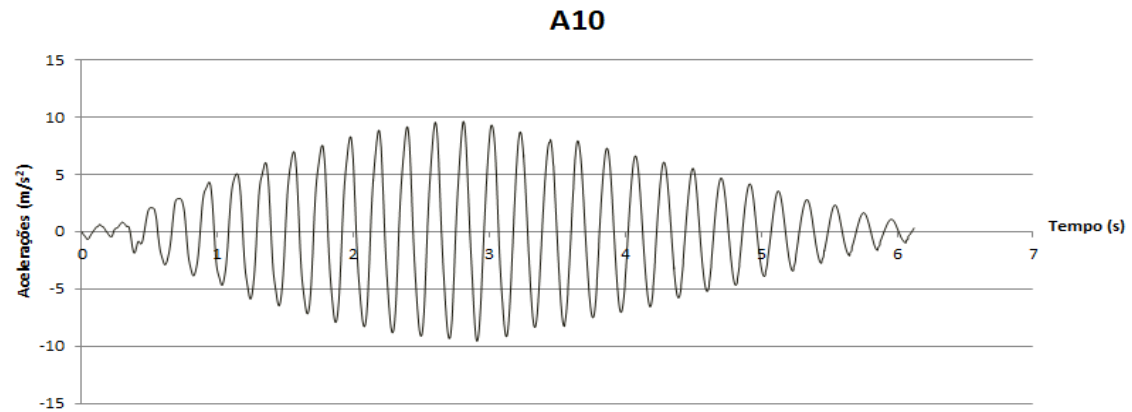


Figura 5.33 – Aceleração para espaçamento de cargas de 1,0 m.

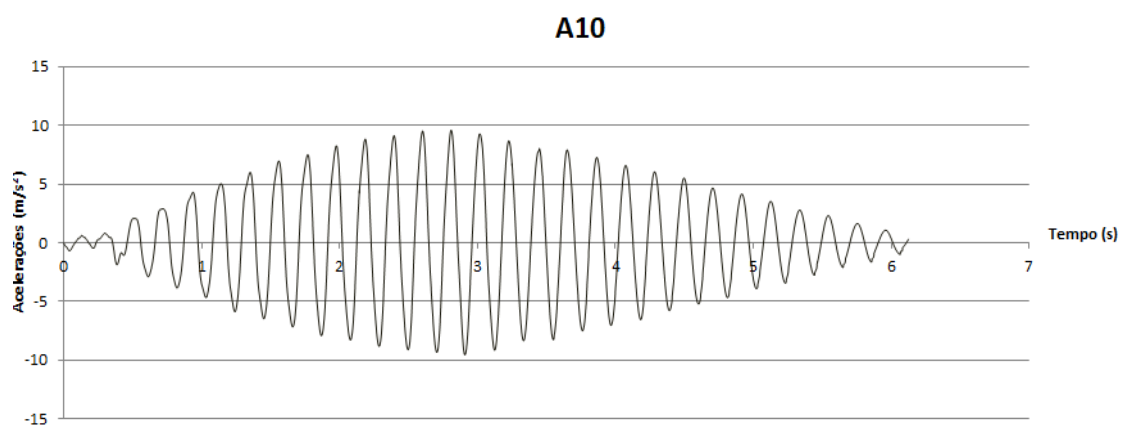


Figura 5.34 – Aceleração para espaçamento de cargas de 1,25 m.

Da observação dos gráficos constata-se que existe uma concordância perfeita dos resultados das análises para os diferentes casos de carga.

Para as três análises realizadas surgiram as envolventes de acelerações em função da velocidade, para os diferentes espaçamentos das cargas, apresentadas na Figura 5.35.

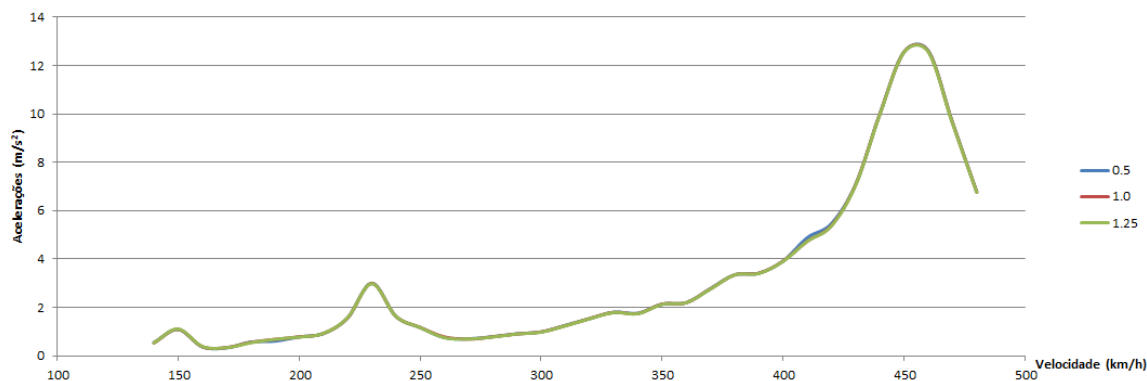


Figura 5.35 – Gráfico de acelerações para os diferentes espaçamentos.

Como se observa no gráfico existe uma perfeita concordância entre os valores das diferentes análises, pelo que se conclui que qualquer um dos espaçamentos usados entre cargas leva a valores corretos para a conclusão da análise.

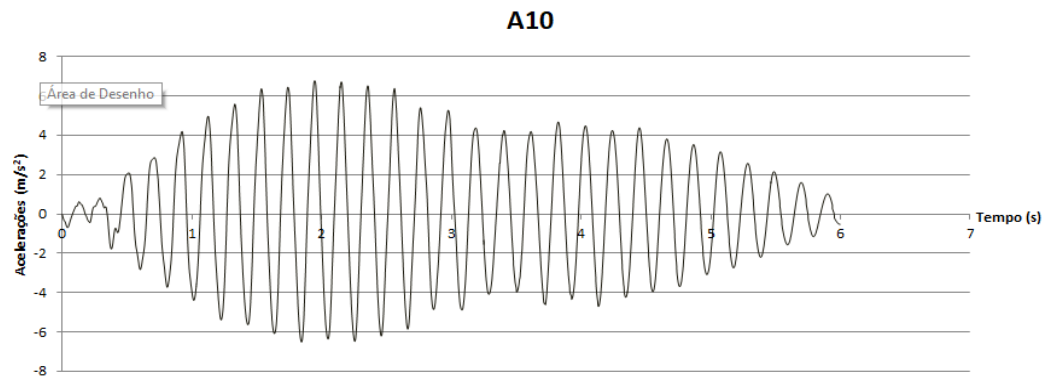
Outro dos objetivos pelo qual se realizou esta análise de sensibilidade foi a verificação do tempo que é necessário para a realização das análises, com diferentes espaçamentos entre cargas, tendo-se observado que não existe nenhuma vantagem em termos temporais em utilizar um espaçamento maior, visto que o intervalo de gravação é que vai controlar os pontos que irão ser analisados pelo programa. Estas duas constatações estão em concordância com a explicação enunciada anteriormente, contudo, pretendeu-se verificar o impacto que a variação do número dos casos carga tem no tempo de execução da análise, chegando-se à conclusão que é inexistente.

5.6.2. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE AO INTERVALO DE GRAVAÇÃO Δt .

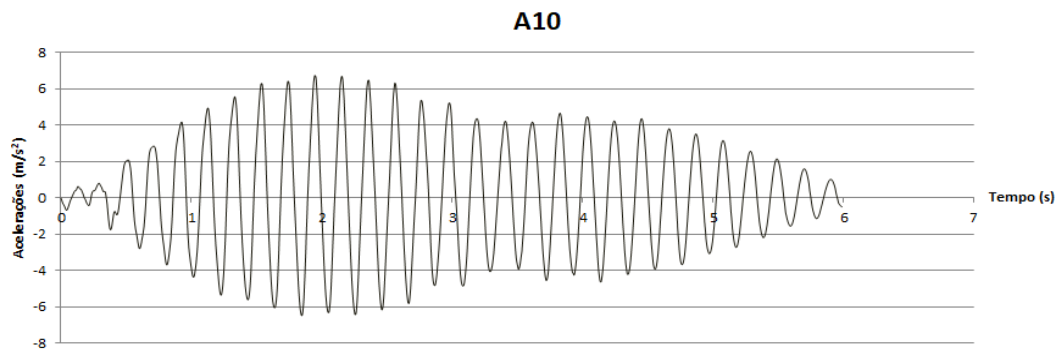
Para comprovar esta conclusão foi realizada ainda uma outra análise de sensibilidade. Esta baseou-se em manter o afastamento das cargas em 0,5 m fazendo, neste caso, variar o intervalo de gravação dos dados para $\Delta t = 0,0067 \text{ s}$ ($T_n/5$) com objetivo de verificar o tempo necessário para a realização das análises e as diferenças entre resultados.

A primeira constatação foi uma redução do número de pontos em análise e uma consequente diminuição do tempo de análise. Por exemplo, a análise para a velocidade de 140 km/h com $\Delta t = 0,00167 \text{ s}$ ($T_n/20$), o número de pontos em análise ronda os 6500 com uma velocidade de gravação de cerca de 9 segundos, dependendo da versão do ROBOT utilizada para análise, levando a um tempo de análise que ronda as 16 horas. Por sua vez na utilização de um intervalo de gravação ($T_n/5$), logo à partida é possível verificar que o tempo necessário para a conclusão da análise é bastante menor dado que o número de pontos em análise reduziram para aproximadamente 1700. O tempo de análise de cada ponto é de 11 segundos, dependendo mais uma vez da versão do ROBOT em que a análise é realizada, observando-se que o tempo de análise seja de cerca 6 horas, levando a uma diminuição de cerca de 10 horas, apresentando-se assim como mais vantajosa.

São apresentados nas Figuras 5.36 e 5.37, os gráficos respectivos ao comboio A10 a velocidades de 480km/h e 470 km/h, para os dois intervalos de tempo considerados com intuito de compará-los.

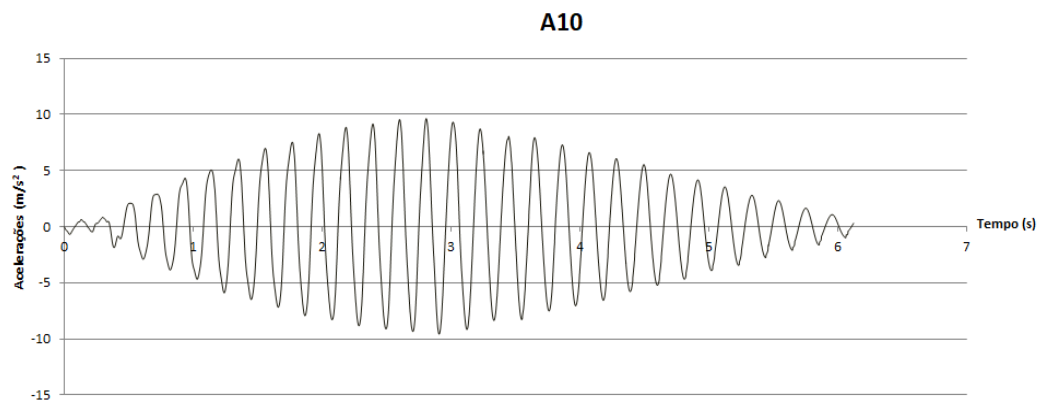


a)



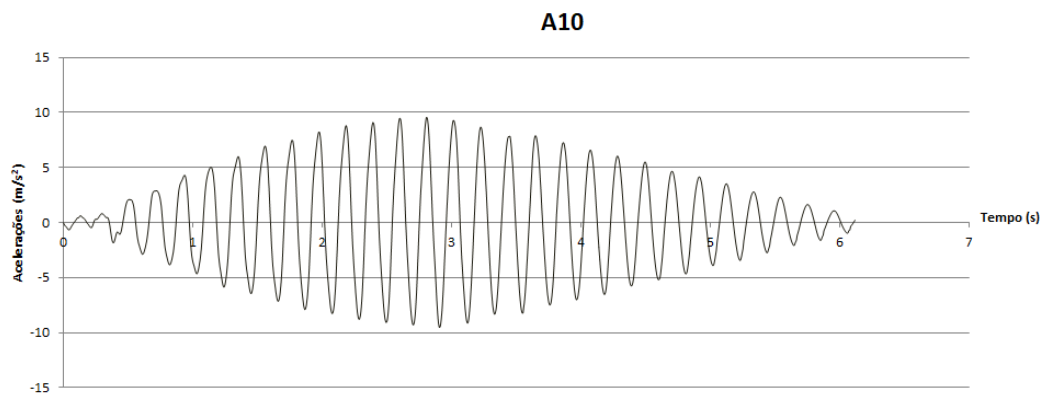
b)

Figura 5. 36 – Gráfico de acelerações para 480km/h a) $\Delta t=0.00167$ s, b) $\Delta t=0.0067$ s.



a)

Figura 5.37 – Gráfico de acelerações para 470km/h: a) $\Delta t=0.00167$ s, b) $\Delta t=0.0067$ s.



b)

Figura 5.37 – Gráfico de acelerações para 470km/h: a) $\Delta t=0.00166667$ s, b) $\Delta t=0.0067$ s.(continuação)

Da observação dos gráficos retira-se uma perfeita concordância entre as duas análises. Uma análise mais pormenorizada serve para constatar que os valores são aproximadamente iguais, contudo existem pequenas diferenças entre os valores. Isto pode ser verificado no Quadro 5.17, onde esta uma comparação de valores máximos e mínimos dos gráficos apresentados.

Quadro 5. 17 – Comparação das acelerações máximas positivas (Max(+)) e máximas negativas para as velocidades de 460 km/h, 470 Km/h e 480 Km/h.

Δt em análise		460	470	480
0,001667	Max (+)	12,420	9,642	6,770
	Max(-)	12,605	9,569	6,513
0,006667	Max (+)	12,367	9,555	6,743
	Max(-)	12,494	9,521	6,492

Como se pode observar existe uma diferença, sem significado, no valor das acelerações máximas, a rondar o $0,1 \text{ m/s}^2$, contudo, para descobrir os intervalos de tempo e respetivas velocidades em que o limite regulamentar será ultrapassado dever-se-á utilizar um Δt estreito, para que a determinação das acelerações seja a mais correta possível. Na Figura 5.38 são apresentados os gráficos velocidade/aceleração para todas as velocidades, correspondentes ao comboio A10, onde é evidente a ligeira diferença existente nos valores das acelerações enunciadas anteriormente, havendo contudo, uma correspondência quase perfeita dos resultados obtidos.

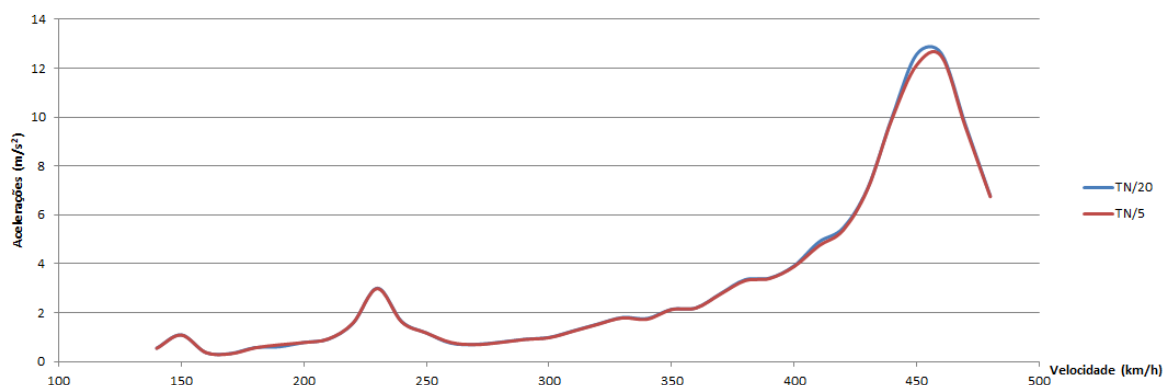


Figura 5.38 – Gráfico de acelerações para os diferentes Δt .

Para efeitos de desenvolvimento desta dissertação, será utilizado um $\Delta t = 0,00167$ s, tanto para a determinação das acelerações como dos deslocamentos necessários para a análise no que respeita às pontes simplesmente apoiadas isostáticas. Quanto à ponte hiperestática, contínua, de três vãos, para rentabilização de tempo, será utilizado o intervalo de tempo de $T_n/5$, uma vez que não se espera qualquer tipo de condicionantes, tanto a nível de acelerações como ao nível de deslocamentos na análise dinâmica deste tipo de ponte.

6

ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA DE PONTES

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo estão expostos os resultados das análises dinâmicas, para as três pontes propostas e para os diferentes valores de amortecimento, segundo os pressupostos do EN1991-2 e EN1990-A2.

Como já foi anteriormente referido, as pontes serão constituídas por vigas Artesa e vigas W-13, sendo duas delas simplesmente apoiadas com 25 m de comprimento e outra será contínua com 65 m de comprimento.

A avaliação, dos efeitos dinâmicos, será realizada através do programa ROBOT recorrendo a uma metodologia de cargas móveis, utilizando o método da sobreposição modal como já foi referido no capítulo 4, recorrendo-se a modelos de cascas de elementos finitos para a sua concretização. De salientar que a avaliação dos efeitos dinâmicos, foi somente realizada num sentido de circulação, para todas as pontes. Admitiu-se a simplificação de que as duas vias da ponte, têm o tráfego no mesmo sentido, uma vez que o número de análises dinâmicas realizadas é elevado e o tempo de realização de análise para cada velocidade, é também elevado. Contudo, existe o conhecimento de que, no caso de a via da ponte funcionar nos dois sentidos, terá que se realizar a análise para os dois sentidos permitidos na ponte, segundo o que está escrito no EN1991-2. Ter-se-á ainda que realizar análises para o balastro saturado e seco, e para várias configurações do balastro, de forma a assegurar a segurança estrutural e da via nos casos em que a circulação decorra no decorrer de trabalhos de manutenção da ponte.

Serão apresentados, para os diferentes níveis de amortecimento os gráficos de deslocamentos e acelerações mais condicionantes e envolventes desses gráficos para todas as velocidades. No final do tratamento dos resultados de cada tipologia de ponte, haverá uma comparação dos resultados para os diferentes níveis de amortecimento, por ponte, e as conclusões que se podem retirar das análises desenvolvidas.

Apesar de se ter a percepção, que existe a necessidade de uma discretização das velocidades, quando estas são ressonantes, isso não foi executado para as vigas simplesmente apoiadas de 25 m, uma vez que os resultados obtidos excedem de tal forma os limites do EN1991-2, que esse procedimento foi considerado desnecessário. A solução terá sempre por passar em aumentar a altura da secção da viga, de forma a baixar as acelerações observadas.

Para a ponte de 65 m, essa discretização será realizada, mas apenas para as velocidades em que as acelerações resultantes se situem entre os 3m/s^2 e os $3,5\text{m/s}^2$, pois as acelerações que surgiram abaixo dos 400 km/h tem um valor máximo de $2,0\text{m/s}^2$, com resultados referentes à velocidade anterior e

posterior menores, esperando-se com isso, que o valor máximo de aceleração esteja próximo do valor de $2,0 \text{ m/s}^2$, valor abaixo do limite estabelecido pelo EN1990-A2.

Os comboios utilizados serão os correspondentes aos casos de carga HSLM-A, pois são estes os requeridos pelo Hs2, no caso de não haver qualquer tipo de requisito prévio por parte do cliente e a velocidade de dimensionamento será de 400 km/h , uma vez que é esta a velocidade de dimensionamento para todo o projeto Hs2, com exceção dos traçados em que estão definidas velocidades mais baixas.

Os resultados apresentados para as pontes simplesmente apoiadas correspondem para o nó de meio vão sobre o eixo da via.

Como já referido, o amortecimento usado nas análises foi o de 1% e 2,5%, no caso das pontes simplesmente apoiadas. O amortecimento de 1% tem como razão o facto de as pontes terem 25 m de desenvolvimento, que segundo o EN-1991, ter-se-á que utilizar esse valor de amortecimento na análise (Quadro 3.5). O valor de 2,5% tem como razão a avaliação e comparação dos efeitos neste tipo de pontes devido ao aumento de 1,5% do valor regulamentar do amortecimento.

6.2. VIGA ARTESA

O modelo referente a esta viga já foi descrito no capítulo 5 desta dissertação, procedendo-se de seguida à demonstração de resultados. Serão aqui demonstrados os resultados para dois tipos de amortecimento, 1% e 2,5%, de forma a compará-los e retirar conclusões.

6.2.1. AMORTECIMENTO EM ANÁLISE 1%

Como já referido, os resultados apresentados correspondem a uma análise com elementos de casca de elementos finitos através do método da sobreposição modal.

São apresentados, na Figura 6.1, os gráficos correspondentes aos 4 comboios mais condicionantes de uma forma crescente, para a velocidade de 400 km/h , no que aos deslocamentos diz respeito em função do tempo.

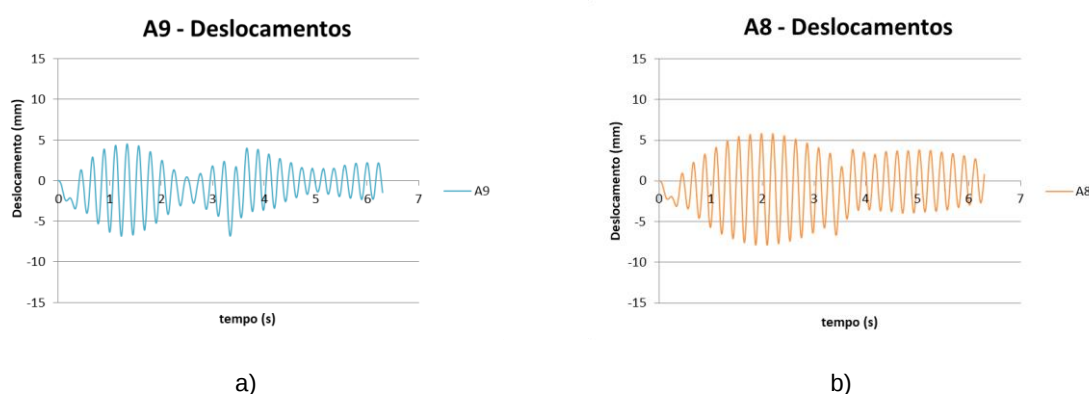


Figura 6.1 – Gráficos referentes aos deslocamentos para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 400 km/h .

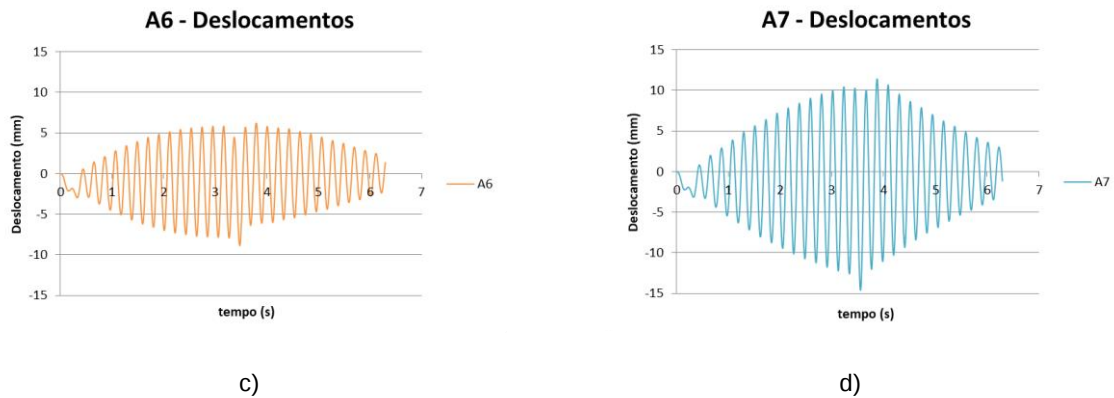


Figura 6.1– Gráficos referentes aos deslocamentos para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 400 km/h (continuação).

Da observação dos dois gráficos constata-se a existência de ressonância relativamente aos comboios A6 e A7, sendo que no caso do A7 a frequência do movimento está mais perto da frequência estrutural. Este fenómeno deve-se à igualdade entre a frequência de vibração da ponte e a frequência de vibração do movimento do comboio, o que leva a uma igualdade do comprimento de onda da ponte e o comprimento de onda do movimento do comboio. Os comboios HSLM-A têm como particularidade a regularidade de distribuição dos eixos das carruagens, sendo esse um dos fatores mais importantes para a ocorrência de movimentos ressonantes nas estruturas. A adicionar a essa regularidade de espaçamento de eixos, temos uma regularidade de velocidade. Isto pode ser verificado através das Equações [3.6] e [3.7] e dos resultados apresentados no Quadro 6.1

Quadro 6.1 - Quadro com frequências de excitação dos comboios A6 e A7 e frequência de excitação estrutural.

Comboio	D (m)	i	λ	V (km/h)	f (Hz)	f (str)	Rácio
A6	23	1	23	400	4,831	4,688	1,030
A7	24	1	24	400	4,630	4,688	0,988

Constata-se que ambas as frequências de excitação se encontram próximas da frequência estrutural (f (str)), sendo as frequências do movimento dos comboios A6 e A7, maior 3% e menor 1,2%, respectivamente, que a frequência estrutural, sendo assim velocidades ressonantes.

Na Figura 6.2, são apresentados os gráficos de resultados referentes às acelerações, nas mesmas condições de velocidade.

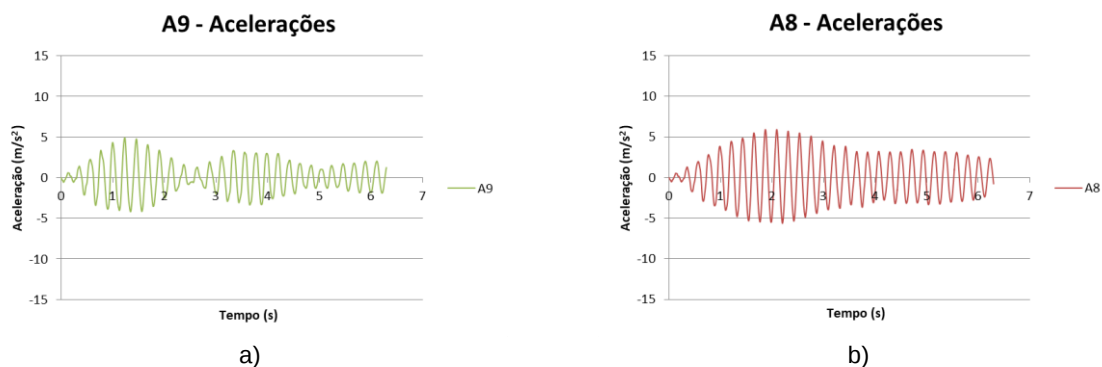


Figura 6.2 – Gráficos referentes às acelerações para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 400 km/h.

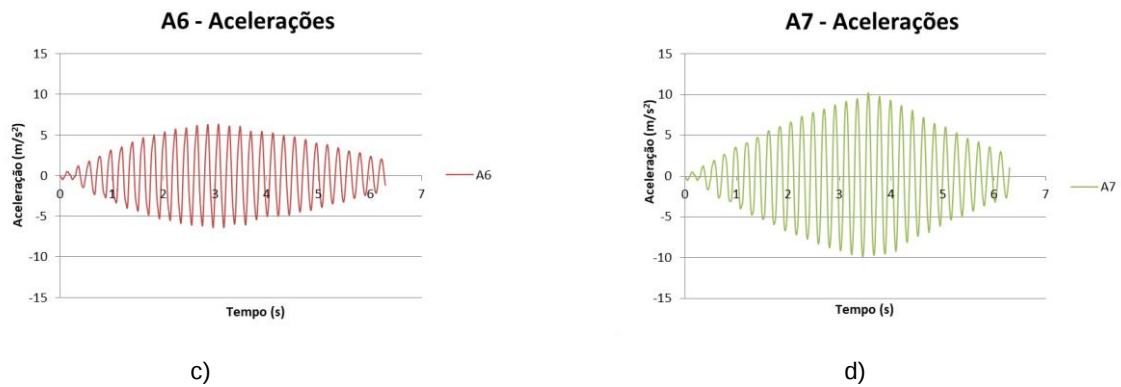


Figura 6.2 – Gráficos referentes às acelerações para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 400 km/h (continuação).

Na Figura 6.3 são apresentados os gráficos da resposta no domínio da frequência, por meio da aplicação de um FFT (Fast Fourier Transform), correspondente aos registos das acelerações, onde se podem identificar os modos de vibração solicitados pelo movimento desse comboio.

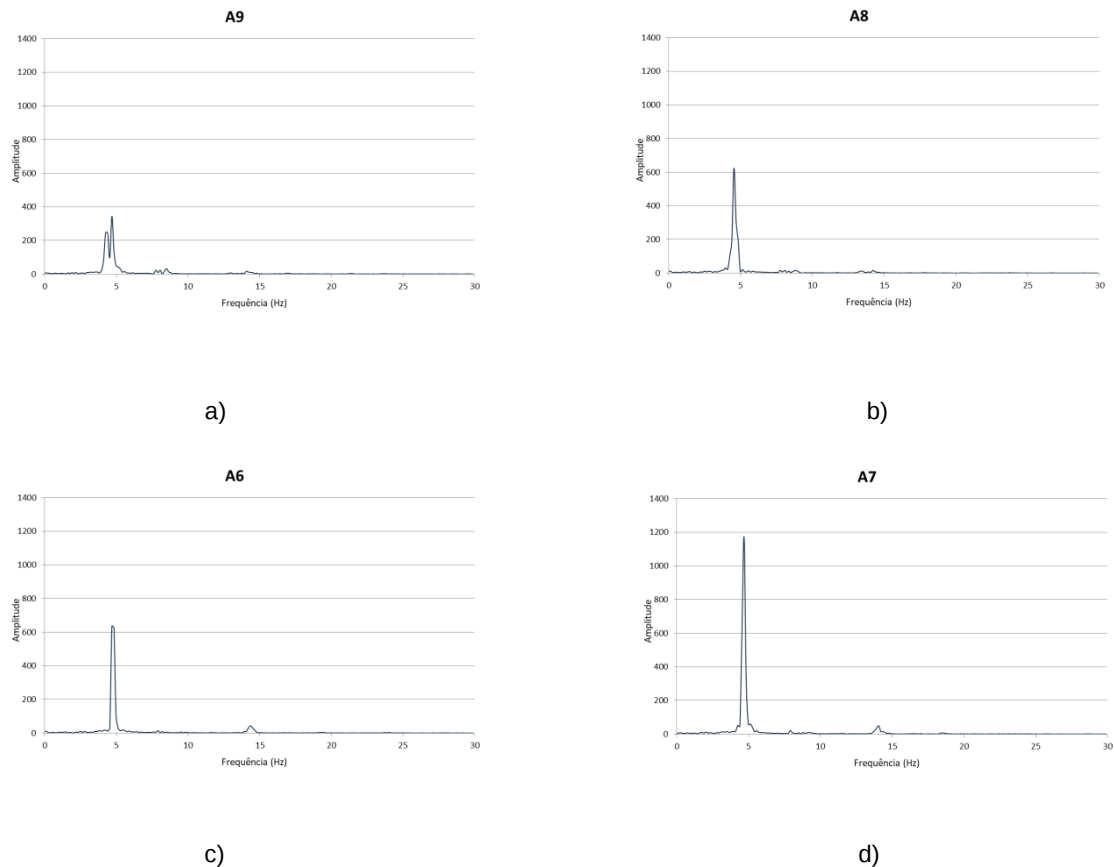


Figura 6.3 – Gráficos referentes aos modos de vibração solicitados no movimento dos comboios A9, A8, A6 e A7, para a velocidade de 400 km/h (Frequências em Hz).

Conclui-se então que, maioritariamente, é sempre o 1º modo o mais solicitado, existindo também a solicitação do 2º modo de vibração no caso do comboio A9 e do 6º modo no caso dos comboios A6 e A7, embora com uma amplitude muito baixa.

No Quadro 6.2 encontram-se os valores máximos de acelerações e deslocamentos correspondentes aos gráficos apresentados anteriormente, para a respetiva velocidade.

Quadro 6.2 – Valores máximos de deslocamentos e acelerações para os comboios A6, A7, A8 e A9 para 400 km/h

	A6	A7	A8	A9
u (mm)	8,858	14,599	7,873	6,840
$\ddot{u}$ (m/s ²)	6,409	10,237	5,924	4,916

Nas Figuras 6.4 e 6.5 serão apresentados os gráficos sobrepostos das velocidades 330 km/h e 400 km/h (apresentados anteriormente) relativos aos comboios A6, A7, A8, A9, de forma a comparar o tipo de resposta que existe para uma velocidade não ressonante e para uma velocidade ressonante, respetivamente. Assim, no que aos deslocamentos diz respeito surgiram os gráficos da Figura 6.4.

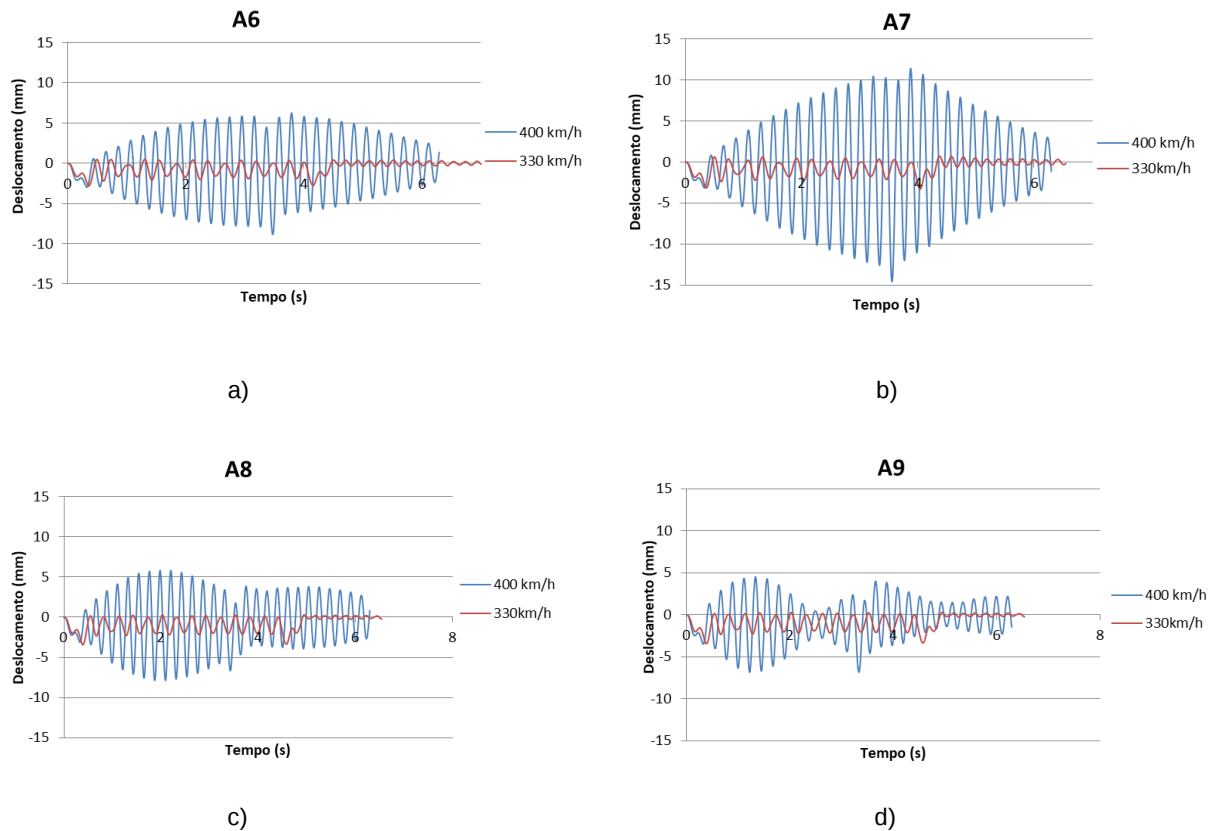


Figura 6.4 – Gráficos de resultados para os deslocamentos relativos às velocidades de 400 km/h e 330 km/h.

No que às acelerações diz respeito surgiram os gráficos presentes na Figura 6.5.

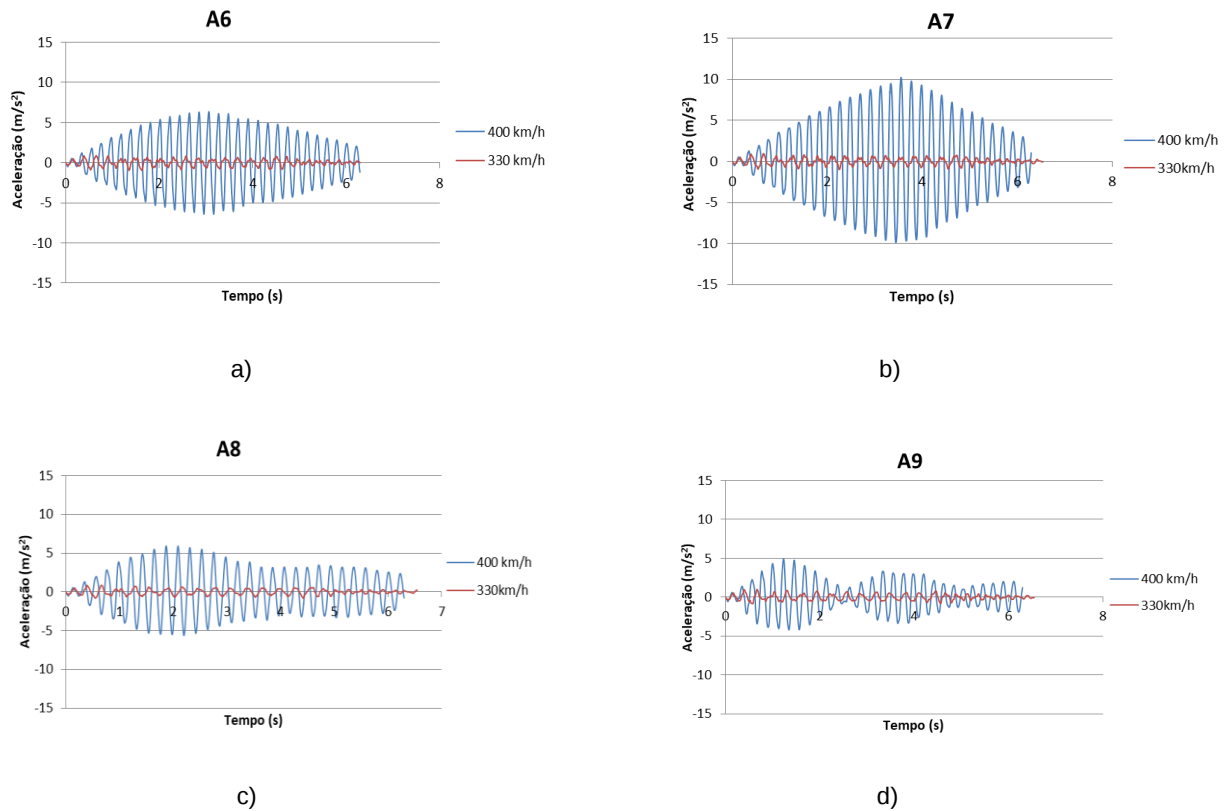


Figura 6.5 – Gráfico de resultados para as acelerações, para as velocidades de 400 km/h e 330 km/h.

6.2.1.1 Envolventes

Nas Figuras 6.6 e 6.7 estão representadas as envolventes respetivas ao valor máximo de acelerações e deslocamentos a que esta ponte está sujeita, para os comboios correspondentes ao caso de carga HSLM A.

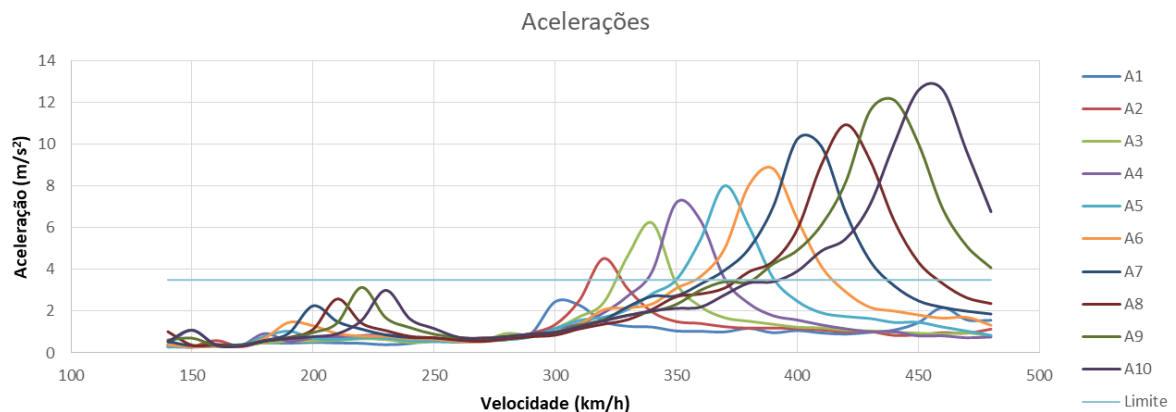


Figura 6.6 – Gráfico de envolventes de acelerações, da análise dinâmica realizada.

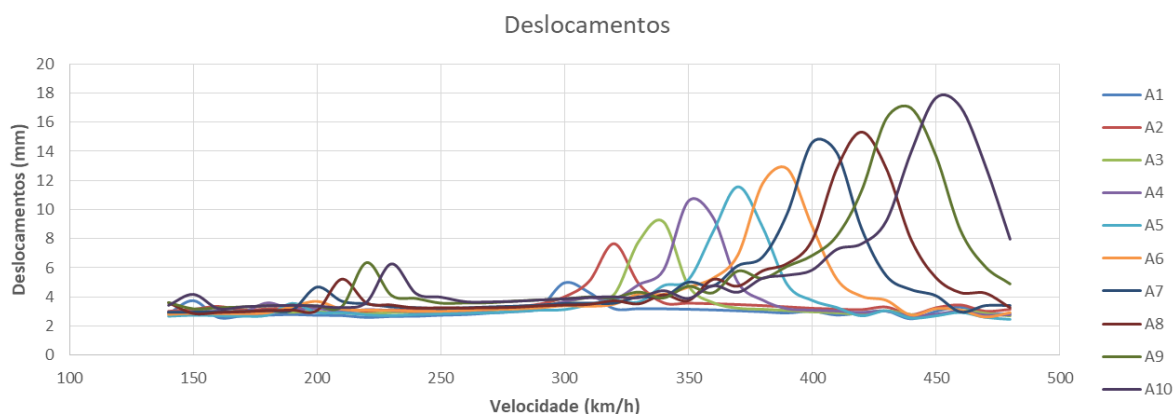


Figura 6.7 – Gráfico de envolturas de deslocamentos, da análise dinâmica realizada.

Como se observa na envolvente correspondente às acelerações, a aceleração máxima corresponde ao comboio A10, para a velocidade de 460 km/h, com um valor de $12,61 \text{ m/s}^2$, seguindo-se o comboio A9 para a velocidade de 440 km/h ($12,11 \text{ m/s}^2$) e A8 para a velocidade de 420 km/h ($10,93 \text{ m/s}^2$). É ainda possível observar que na sua generalidade, todos os comboios são condicionantes para esta tipologia de ponte, sendo a única exceção o comboio A1, que tem a maior aceleração com o valor de $2,46 \text{ m/s}^2$, para a velocidade de 300 km/h.

No que aos deslocamentos diz respeito, podem retirar-se conclusões semelhantes, àquelas retiradas nas acelerações, ao nível dos comboios condicionantes. O valor máximo corresponde ao comboio A10 seguindo-se os comboios A9 e A8.

No Quadro 6.3 é possível observar os valores das acelerações e deslocamentos máximos, em valor absoluto, correspondentes a cada comboio analisado.

Quadro 6.3 – Valores máximos de deslocamentos e acelerações das envolturas em valores absolutos.

Comboios	$u(\text{mm})$	$\ddot{u} (\text{m/s}^2)$
A1	4,973	2,456
A2	7,657	4,523
A3	9,155	6,231
A4	10,573	7,191
A5	11,566	8,006
A6	12,805	8,829
A7	14,599	10,237
A8	15,329	10,929
A9	16,977	12,111
A10	17,671	12,605

Como já foi especificado, uma análise correta, teria que englobar uma discretização das velocidades ressonantes, ou seja, realizar análises com intervalos de variação de velocidades mais pequenos, como por exemplo 1km/h, para determinar o pico máximo de acelerações para cada comboio. Contudo, no caso desta ponte, essa discretização foi considerada desapropriada, uma vez que a diferença existente para o limite de acelerações imposto pelo EN1990-A2 é de tal forma largo, que a única solução seria

aumentar a altura da viga e de uma forma significativa, realizar uma nova análise dinâmica e estudar o comportamento desta novamente.

No Quadro 6.4, são apresentados os valores da velocidade com aceleração máxima, para cada comboio, para as análises realizadas com o intervalo de 10 km/h.

Quadro 6.4 – Valores da velocidade ressonante para cada comboio HSLM-A, frequência do movimento e modos de vibração solicitados.

Comboios	Velocidade (km/h)	D (m)	f(Hz)	modo de vibração
A1	300	18	4,630	1º modo vertical
A2	320	19	4,678	1º modo vertical
A3	340	20	4,722	1º modo vertical
A4	350	21	4,630	1º modo vertical
A5	370	22	4,672	1º modo vertical
A6	390	23	4,710	1º modo vertical
A7	400	24	4,630	1º modo vertical
A8	420	25	4,667	1º modo vertical
A9	440	26	4,701	1º modo vertical
A10	460	27	4,733	1º modo vertical

Segundo o EN1991-2, para pontes simplesmente apoiadas o comprimento de onda de uma excitação devido a uma velocidade pode ser determinado a partir da Equação [3.7], sendo assim possível determinar a frequência de excitação correspondente, sendo essas frequências apresentadas o no Quadro 6.4.

6.2.1.2 Fatores de amplificação dinâmica

No Quadro 6.5 são apresentados os deslocamentos dinâmicos e estáticos máximos a meio vão, devido ao movimento dos comboios referentes ao modelo de carga HSLM e o respetivo factor de amplificação dinâmica que é dado pela Equação [6.1].

$$(1 + \varphi)_{u_z} = \frac{u_{z,dyn}}{u_{z,sta}} \quad [6.1]$$

Quadro 6.5 – Valores dos deslocamentos dinâmicos, estáticos e fatores de amplificação dinâmica para as velocidades com maior deslocamento, por comboio.

Comboios	$u_{dyn} (mm)$	$u_{stat} (mm)$	$dyn/stat$
A1	4,973	2,628	1,892
A2	7,657	2,997	2,555
A3	9,155	2,783	3,289
A4	10,573	2,868	3,687
A5	11,566	2,628	4,401
A6	12,805	2,783	4,601
A7	14,599	2,938	4,969
A8	15,329	2,905	5,277
A9	16,977	3,247	5,228
A10	17,671	3,247	5,442

Da observação dos valores de deslocamentos estáticos para a passagem dos comboios do modelo de cargas HSLM-A verifica-se que os deslocamentos são na sua maioria parecidos, havendo pequenas diferenças entre eles, o que se deve ao facto da variação do valor da carga por eixo ser relativamente pequeno em comparação com o valor total da carga, cerca de 20%. Mais, devido ao tamanho da ponte, 25 metros, os deslocamentos máximos ocorrerão sempre quando dois ou quatro eixos estiverem a passar sobre o meio vão, pelo que nesse momento temporal mais nenhum eixo do comboio estará sobre a ponte, sendo que o máximo dos efeitos do movimento do comboio, para o deslocamento, ocorrem quando 4 eixos estiverem sobre o meio vão da ponte, sendo que estes correspondem à ligação entre a última carruagem e a locomotiva adjacente. Isso leva a que existam valores de deslocamentos iguais uma vez que a carga por eixos e o espaço d definido pelo eurocódigo são iguais. Na Figura 6.8 é demonstrado um exemplo da disposição das cargas estáticas dos comboios HSLM-A, de forma a maximizar o deslocamento a meio vão.

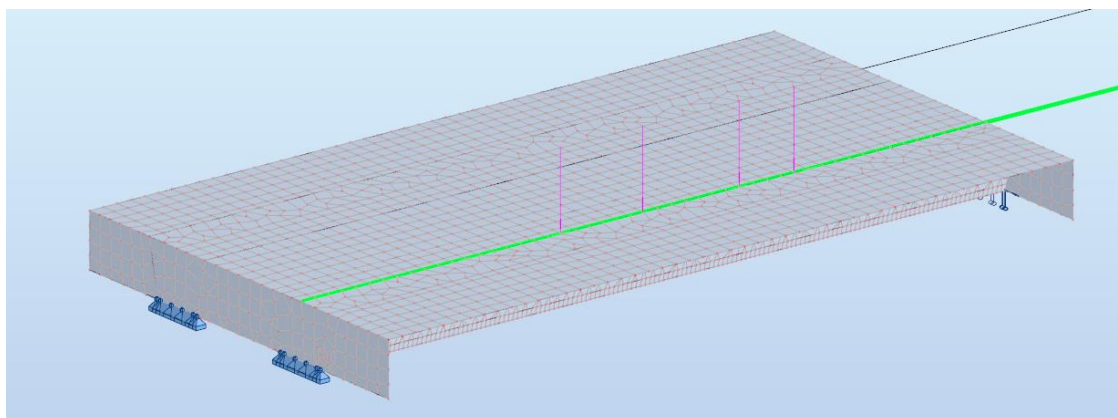


Figura 6.8 – Posições das cargas estáticas para o máximo deslocamento a meio vão.

6.2.2. AMORTECIMENTO EM ANÁLISE 2,5%

Apresentam-se os resultados que surgiram da análise dinâmica para a mesma estrutura, modelada com casca de elementos finitos, com um amortecimento correspondente a 2,5%. Assim, para a mesma velocidade que aquela apresentada na análise anterior (400km/h), surgiram os seguintes valores deslocamento, apresentados de forma crescente, na Figura 6.9 para os comboios mais condicionantes.

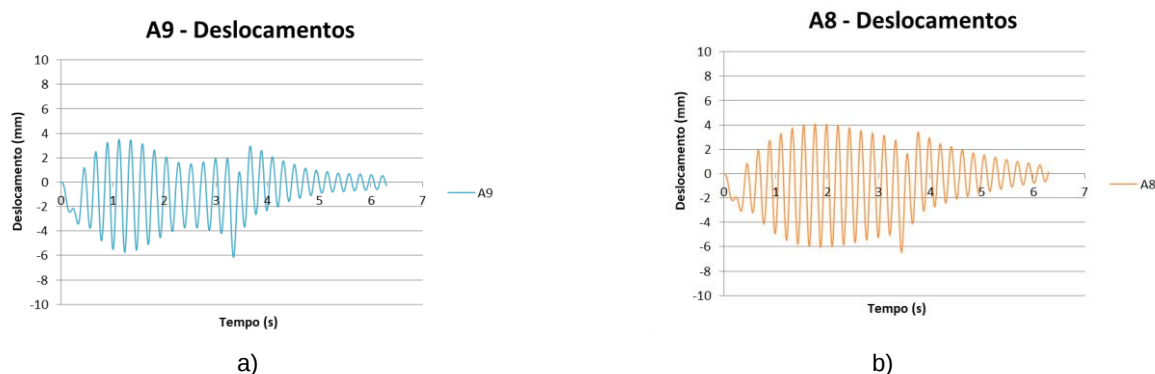


Figura 6.9 – Gráficos referentes aos deslocamentos para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 400 km/h.

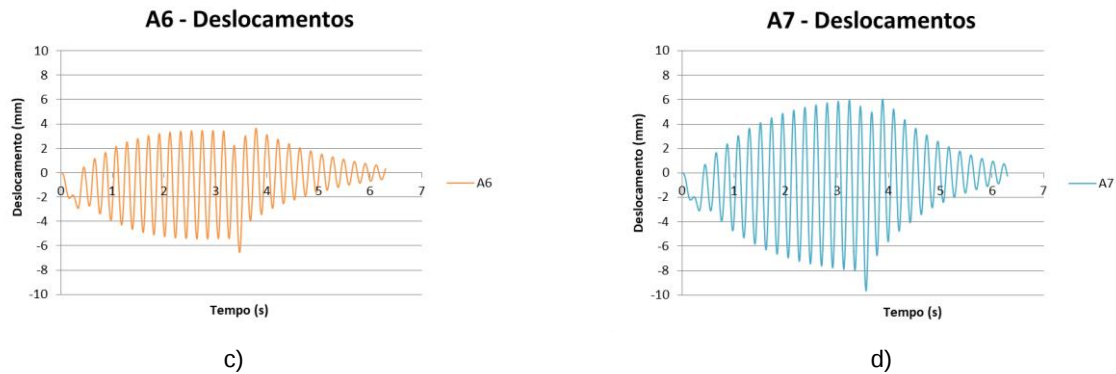


Figura 6.9 – Gráficos referentes aos deslocamentos para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 400 km/h (continuação).

Como é possível observar, surgem os mesmos fenómenos dinâmicos ocorridos na análise referente ao amortecimento de 1% e para os mesmos comboios. Quanto aos valores de acelerações, estes estão apresentados nos gráficos Figura 6.10

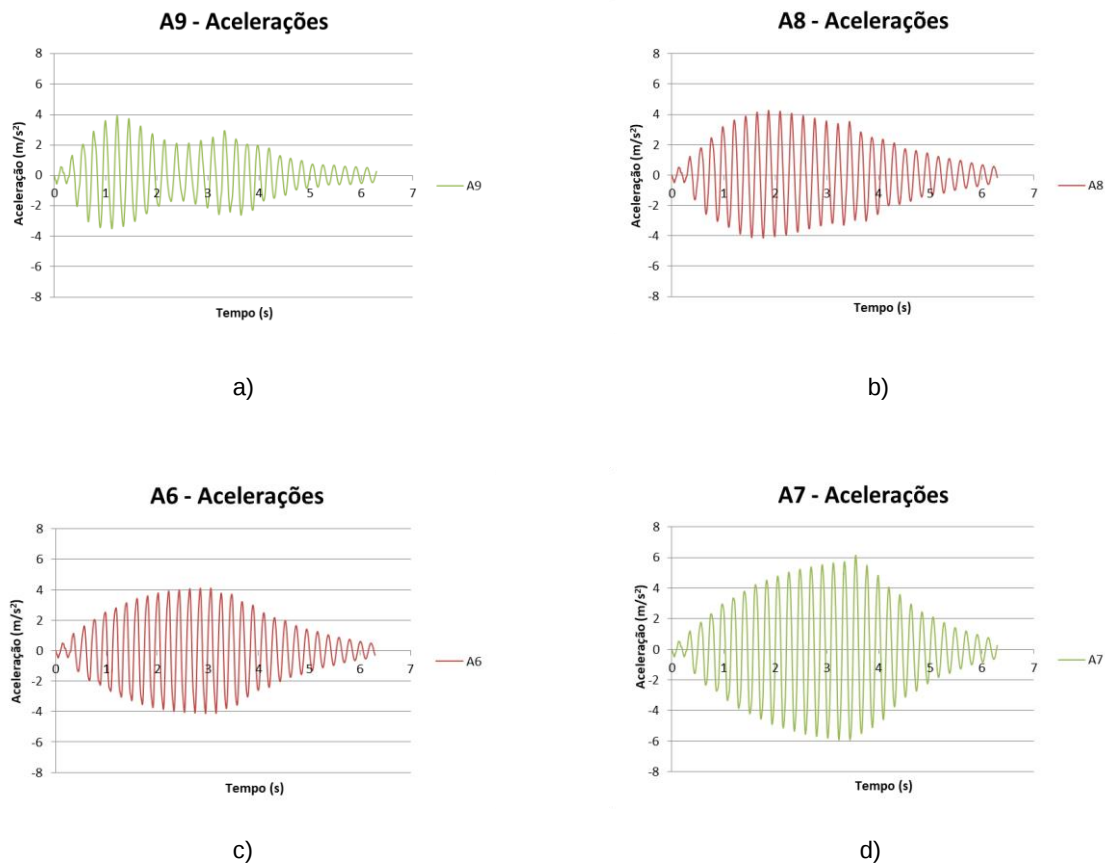


Figura 6.10 – Gráficos referentes às acelerações para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 400 km/h.

Como se observa, os gráficos dos deslocamentos estão em consonância com os gráficos de acelerações, produzidos pelos efeitos do movimento do comboio. É possível observar através dos gráficos, o momento de entrada do comboio no nó em análise, a movimentação do comboio sobre ele, o término desse movimento e a entrada do nó em movimento livre. Isto é mais perceptível nos gráficos de deslocamentos, onde se observa um máximo de deslocamento inicial, o movimento do comboio

sobre o nó em análise, um máximo de deslocamento final, correspondente à passagem da locomotiva sobre esse mesmo nó e por último a entrada em movimento livre.

Na Figura 6.11 são expostos os gráficos da resposta no domínio da frequência, por meio da aplicação de um FFT, correspondente aos registos das acelerações, onde se podem identificar os modos de vibração solicitados pelo movimento desse comboio.

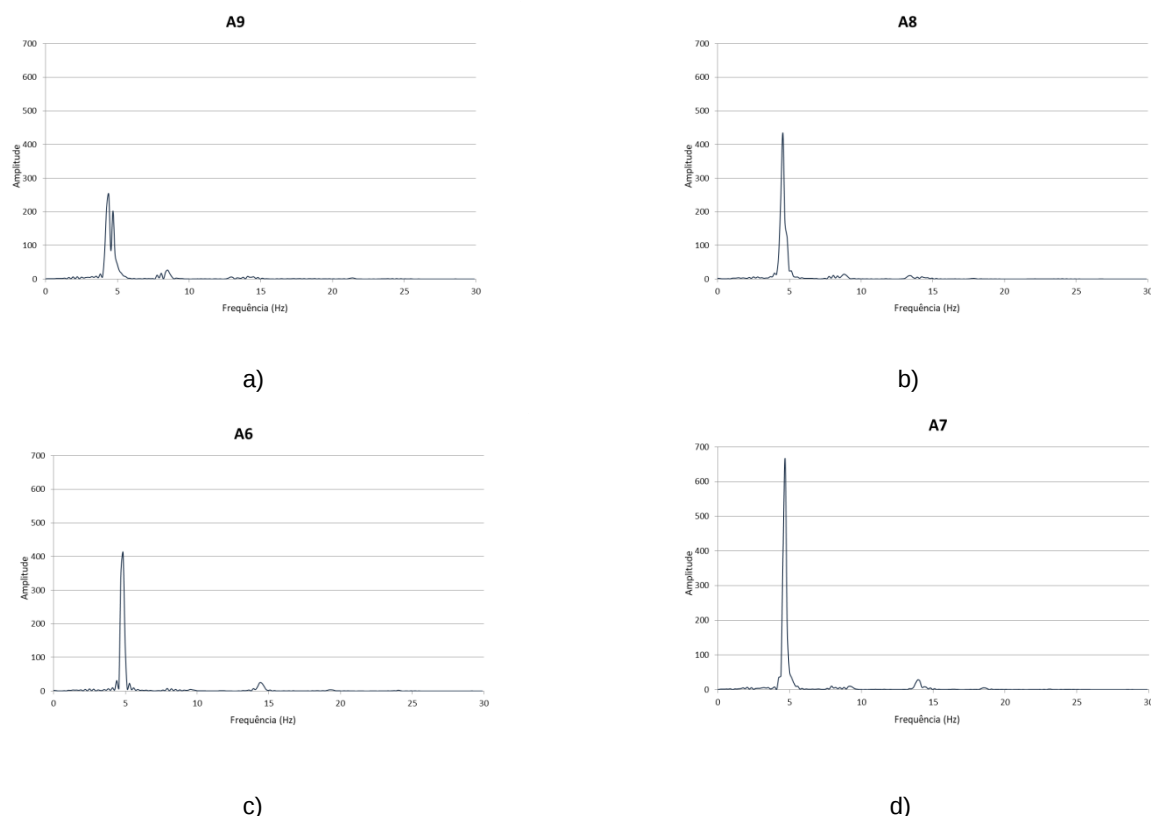


Figura 6.11 – Gráficos referentes aos modos de vibração solicitados no movimento dos comboios atrás demonstrados (Frequências em Hz).

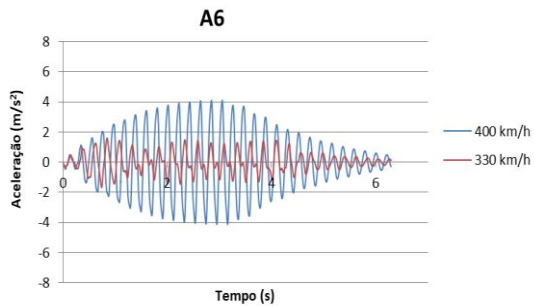
Observa-se que o comportamento do movimento do comboio sobre a ponte, mobiliza os mesmos modos de vibração mobilizados no caso da análise com 1% amortecimento contudo, a principal diferença verifica-se ao nível da amplitude do movimento de vibração do modo, sendo no caso da análise com 2,5% de amortecimentos, mais baixa. Isto é notoriamente visível nas velocidades ressonantes.

Quanto aos valores máximos de deslocamentos e acelerações, em valores absolutos, estes podem ser observados no Quadro 6.6.

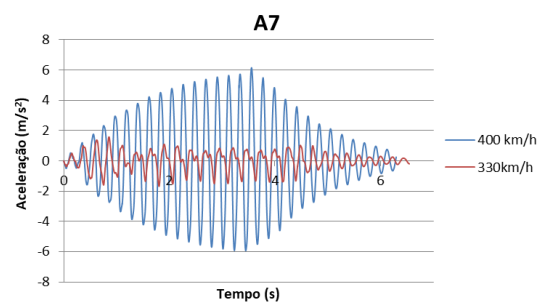
Quadro 6.6 – Valores máximos de deslocamentos e acelerações para os comboios apresentados para 400 km/h.

	A6	A7	A8	A9
u (mm)	6,551	9,655	6,474	6,144
$\ddot{u}$ (m/s ²)	4,123	6,147	4,264	3,923

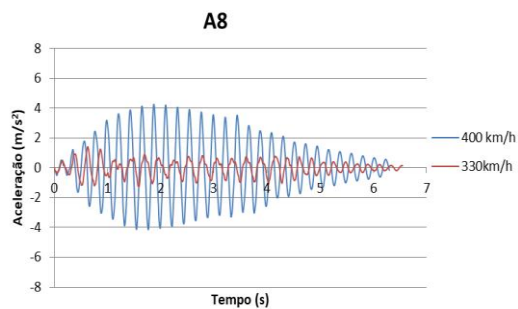
Nos gráficos das Figuras 6.12 serão apresentados os valores de acelerações, das velocidades de 330 km/h e 400km/h, para os comboios A6, A7, A8 e A9, velocidades essas que, para os comboios enunciados, a primeira não é ressonante e a segunda, como já foi demonstrado anteriormente, é ressonante, para a ponte em questão.



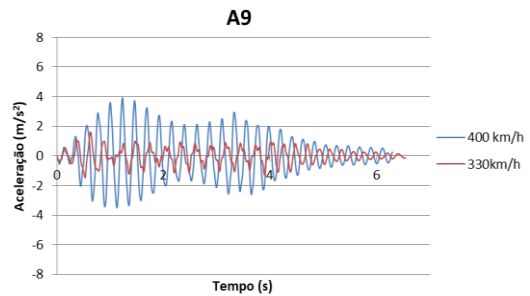
a)



b)



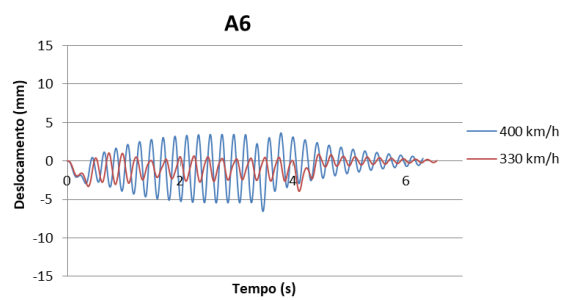
c)



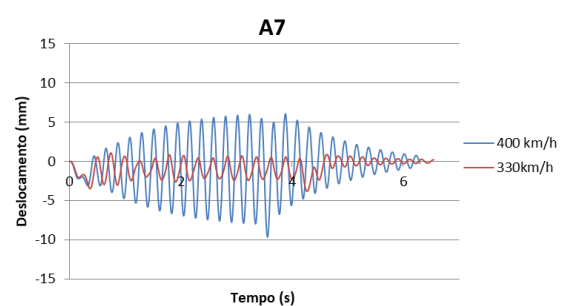
d)

Figura 6.12 – Gráfico de resultados para as acelerações para as velocidades de 400 km/h e 350 km/h.

Quanto aos deslocamentos, a sobreposição dos gráficos é apresentada na Figura 6.13.



a)



b)

Figura 6.13– Gráfico de resultados para os deslocamentos para as velocidades de 400 km/h e 330 km/h

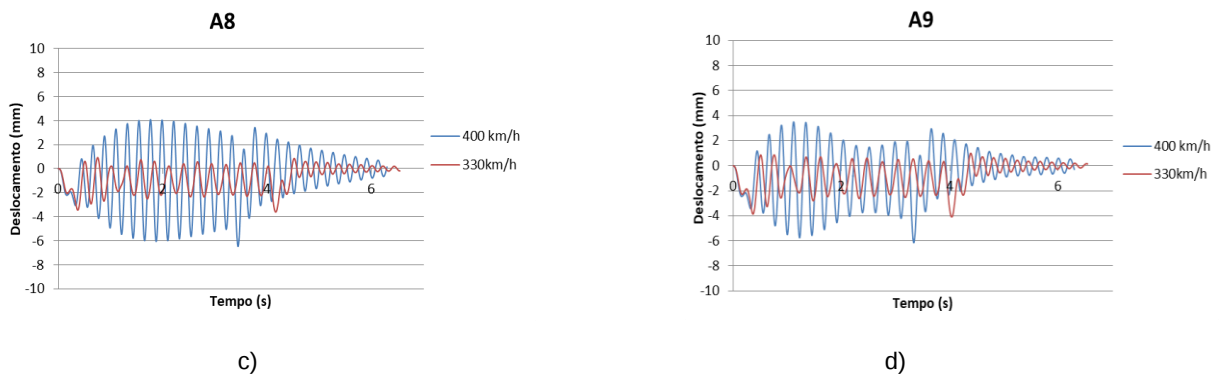


Figura 6.13 – Gráfico de resultados para os deslocamentos para as velocidades de 400 km/h e 330 km/h (continuação).

6.2.2.1 Envolventes

Das análises realizadas foram retirados os valores máximos absolutos, referentes às acelerações e aos deslocamentos, sendo estes apresentados em forma de um gráfico de envolventes de valores máximos. Esses gráficos são apresentados na Figura 6.14 e 6.15.

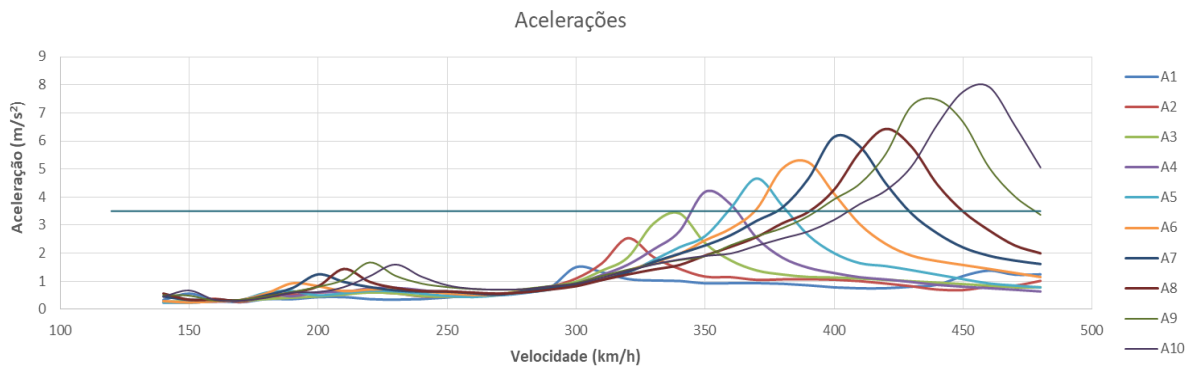


Figura 6.14 - Gráfico de envolventes de acelerações, da análise dinâmica realizada.

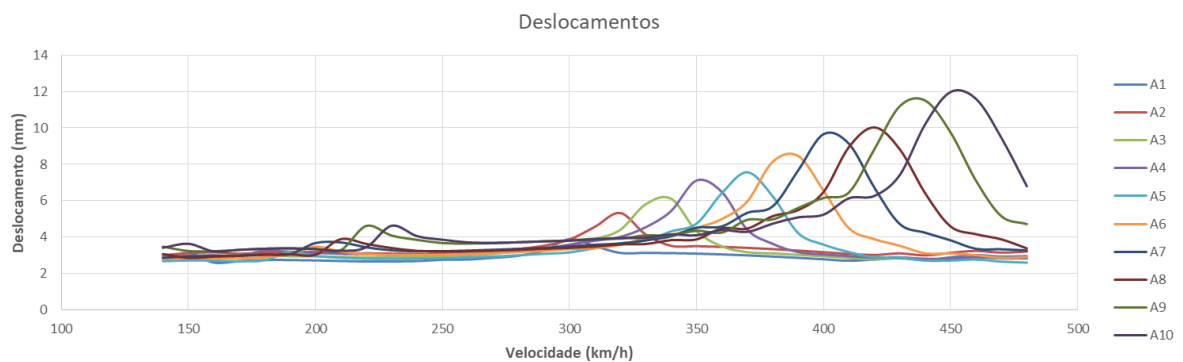


Figura 6.15 – Gráfico de envolventes de deslocamentos, da análise dinâmica realizada.

É possível observar que o valor máximo se deve ao comboio A10, à velocidade de 460 km/h, seguido do comboio A9 e A8. Quanto aos deslocamentos os valores máximos seguem a mesma distribuição, sendo o A10 o que gera o maior deslocamento, seguido do comboio A9 e A8. Estes e os restantes valores máximos, em valor absoluto, dos comboios em análise estão apresentados no Quadro 6.7.

Quadro 6.7 – Valores máximos de deslocamentos e acelerações das envolventes em valores absolutos.

Comboios	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/2)
A1	3,881	1,508
A2	5,319	2,537
A3	6,104	3,424
A4	7,105	4,190
A5	7,561	4,664
A6	8,457	5,244
A7	9,655	6,147
A8	10,030	6,433
A9	11,504	7,472
A10	11,976	7,936

Novamente, uma análise correta envolveria uma discretização do intervalo de análise de forma a determinar qual seria a velocidade na qual se atingiria o máximo de aceleração, contudo, como já referido, essa discretização foi considerada dispensável. Para o intervalo de 10 km/h utilizado, no Quadro 6.8, expõem-se as frequências do movimento a uma determinada velocidade e a frequência do modo de vibração a que este se iguala ou se aproxima.

Quadro 6.8 – Valores da velocidade ressonante para cada comboio HSLM-A, frequência do movimento e modos de vibração solicitados.

Comboios	Velocidade (km/h)	D (m)	f(Hz)	modo de vibração
A1	300	18	4,630	1º modo vertical
A2	320	19	4,678	1º modo vertical
A3	340	20	4,722	1º modo vertical
A4	350	21	4,630	1º modo vertical
A5	370	22	4,672	1º modo vertical
A6	390	23	4,710	1º modo vertical
A7	400	24	4,630	1º modo vertical
A8	420	25	4,667	1º modo vertical
A9	440	26	4,701	1º modo vertical
A10	460	27	4,733	1º modo vertical

6.2.2.2 Fatores de amplificação dinâmica

No Quadro 6.9 são apresentados os deslocamentos dinâmicos e estáticos máximos a meio vão, devido aos comboios referentes ao modelo de carga HSLM e o respetivo fator de amplificação dinâmica para a velocidade mais condicionante:

Quadro 6.9 – Valores dos deslocamentos dinâmicos, estáticos e fatores de amplificação dinâmica para as velocidades com maior deslocamento, por comboio.

Comboios	$u_{dyn} (mm)$	$u_{stat} (mm)$	$dyn/stat$
A1	3,881	2,628	1,477
A2	5,319	2,997	1,775
A3	6,104	2,783	2,193
A4	7,105	2,868	2,477
A5	7,561	2,628	2,877
A6	8,457	2,783	3,039
A7	9,655	2,938	3,286
A8	10,030	2,905	3,453
A9	11,504	3,247	3,543
A10	11,976	3,247	3,688

6.2.3. COMPARAÇÃO E CONCLUSÕES DAS ANÁLISES

Com as duas análises dinâmicas realizadas é possível retirar conclusões no que se refere ao comportamento dinâmico para os diferentes níveis de amortecimento analisados.

A primeira é a existência de um decréscimo dos valores de deslocamentos e acelerações da análise com 1% de amortecimento para a análise com 2,5% de amortecimento. Isto deve-se ao facto de que, quanto maior for o amortecimento da estrutura maiores serão as forças necessárias para atingir um mesmo deslocamento/aceleração. Por consequência, para uma mesma carga dinâmica a incidir na mesma estrutura, os deslocamentos serão menores, naquela que tiver o maior valor de amortecimento. Isto é possível observar nos gráficos de Figura 6.16, onde se sobrepõem os valores de acelerações e deslocamentos para a velocidade 140 km/h (velocidade não ressonante) devido à passagem do comboio A1.

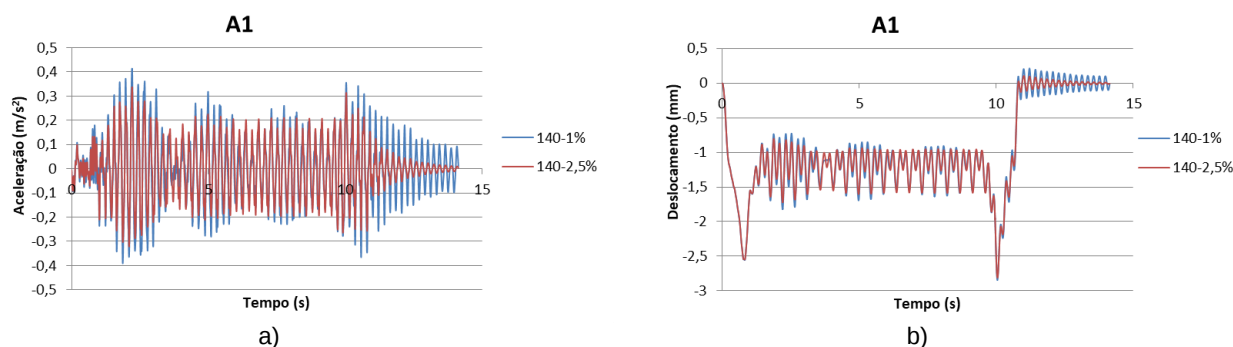


Figura 6. 16 – Sobreposição dos gráficos de acelerações e deslocamentos, para o comboio A1, para análise com valor de amortecimento de 1% e 25%: a) acelerações b) deslocamentos.

Outra conclusão que é possível retirar é que a resposta da ponte devido ao movimento do comboio sobre ela torna-se mais regular, pois com o aumento do amortecimento, esta fica menos sensível às variações existentes devido à passagem dos eixos do comboio e respetivas cargas, como é possível observar-se nos gráficos de acelerações e deslocamentos para o comboio A7 à velocidade de 300 km/h presentes na Figura 6.17.

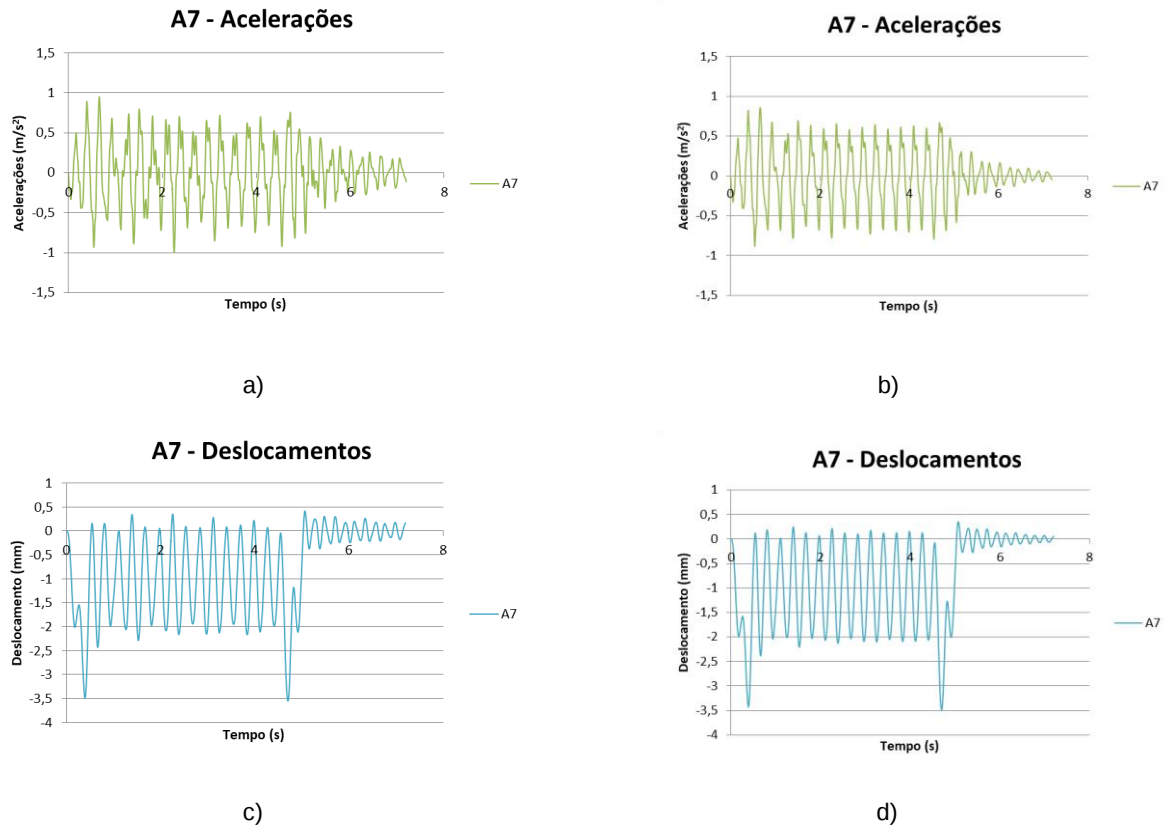


Figura 6.17 – Comparação dos valores de acelerações e deslocamentos, para a análise com 1% (a) e c)) e 2,5% (b) e d)), para o comboio A7 a 300 km/h.

Quando a resposta da estrutura entra em vibração livre, o decréscimo da resposta é mais rápido quando o amortecimento é maior. Isto deve-se a que, quanto maior é o amortecimento menor será o número de ciclos de onda necessários para a estabilização da estrutura, dado que a dissipação de energia é maior. A explicação deste fenómeno deve-se a que, em movimento livre a resposta decresce exponencialmente com o tempo, dependendo de ω/ω_n e do valor do amortecimento ξ . Para exemplificar este fenómeno em gráfico, foi escolhida a comparação de acelerações e deslocamentos para o comboio A10 à velocidade de 350 km/h, presente na Figura 6.18.

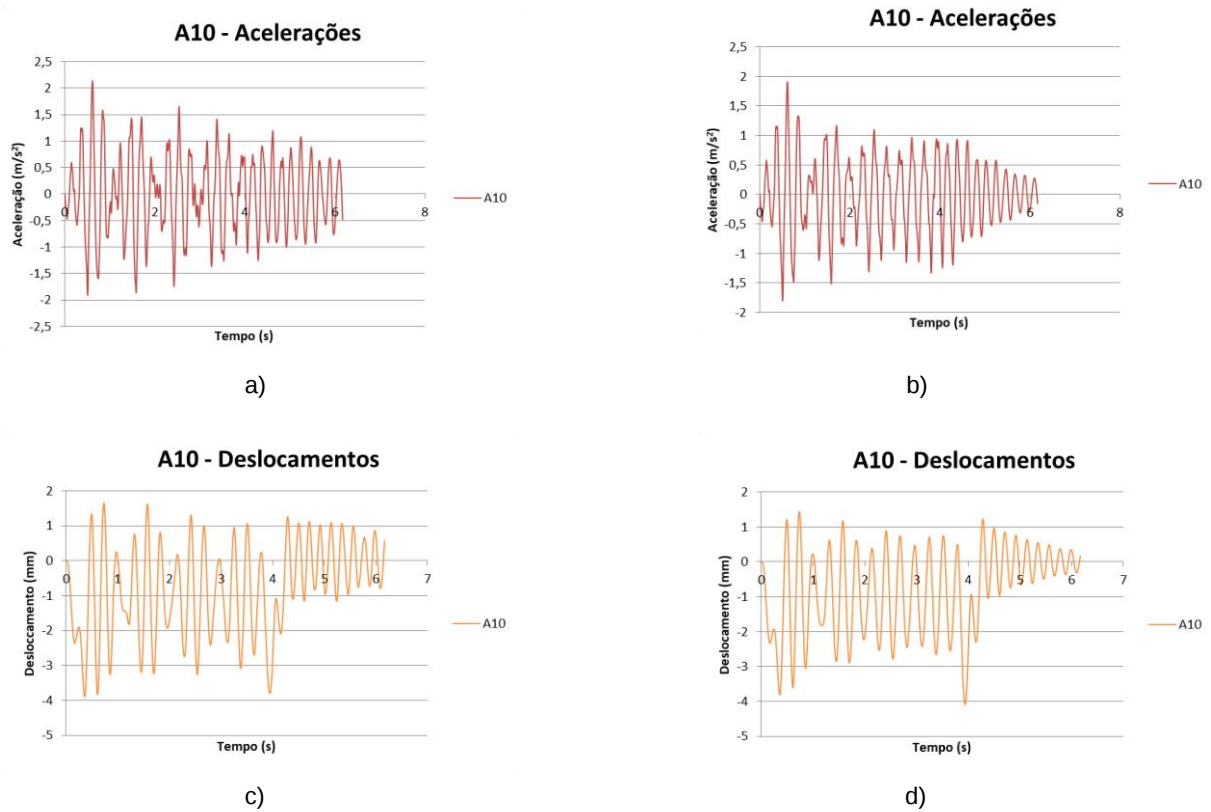


Figura 6.18 – Comparação dos valores de acelerações e deslocamentos, para a análise com 1% (a) e c) e 2,5% (b) e d) , para o comboio A10 a 350 km/h.

Com o aumento do valor de amortecimento o comportamento dinâmico não diferencia, querendo com isto dizer que, nos comboios e velocidades onde existia ressonância no amortecimento de valor 1% continuará a existir ressonância quando o valor de amortecimento varia para 2,5%. Isto vem de encontro aquilo que era esperado, uma vez que o amortecimento não afecta o valor de frequências dos modos de vibração estruturais. Isto é verificado nos gráficos da Figura 6.19, para o comboio A6 a uma velocidade de 390 km/h.

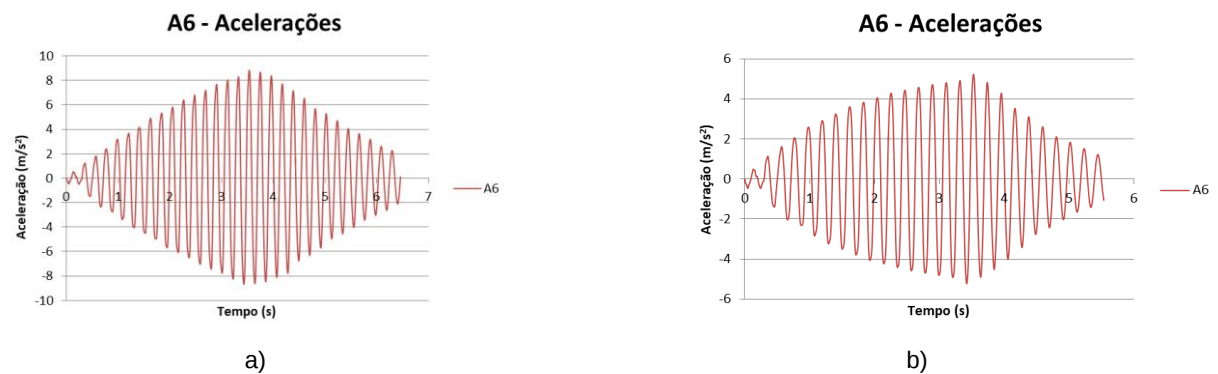


Figura 6.19– Comparação dos valores de acelerações e deslocamentos, para a análise com 1% (a) e c) e 2,5% (b) e d) , para o comboio A6 a 390 km/h.

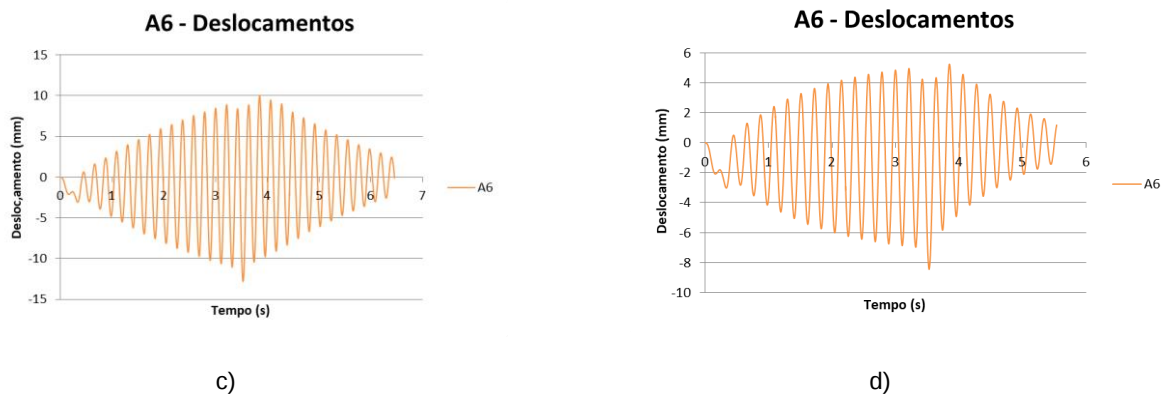


Figura 6.19 – Comparação dos valores de acelerações e deslocamentos, para a análise com 1% (a) e 2,5% (b) e d), para o comboio A9 a 440 km/h (continuação).

Observou-se uma diminuição dos valores máximos de acelerações e deslocamentos tanto nos comboios e velocidades ressonantes, como não ressonantes, sendo essa diminuição mais notória nos comboios ressonantes. Isto deve-se a que em ressonância, o fator que vai controlar a resposta será o amortecimento, levando a que quanto maior for o amortecimento menor será a amplificação dinâmica ocorrida na resposta. Isto pode ser observado nos gráficos de acelerações e deslocamentos, presentes na Figura 6.20, para o comboio A4 a 350 km, para os valores de amortecimento 1% e 2,5%.

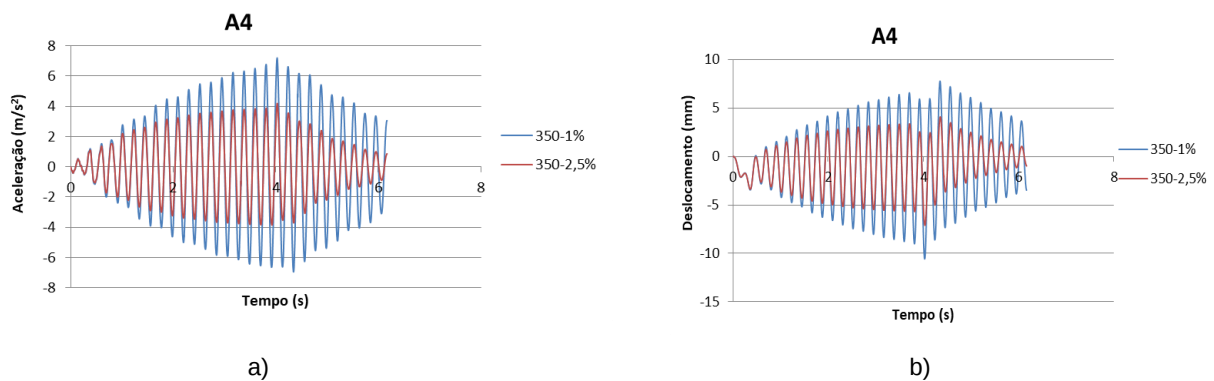


Figura 6.20 - Sobreposição dos gráficos de acelerações e deslocamentos, para o comboio A4, para análise com valor de amortecimento de 1% e 2,5%: a) acelerações b) deslocamentos

Quanto aos valores de acelerações e deslocamentos máximos, a razão de decréscimo é demonstrada no Quadro 6.10.

Quadro 6.10 – Comparação dos valores de acelerações e deslocamentos para as análises com amortecimento de 1% e 2,5%.

	Amortecimento		Amortecimento		u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)
	2,50%		1,00%			
Comboios	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)	Razão	Razão
A1	3,881	1,508	4,973	2,456	0,220	0,386
A2	5,319	2,537	7,657	4,523	0,305	0,439
A3	6,104	3,424	9,155	6,231	0,333	0,450
A4	7,105	4,190	10,573	7,191	0,328	0,417
A5	7,561	4,664	11,566	8,006	0,346	0,417
A6	8,457	5,244	12,805	8,829	0,340	0,406
A7	9,655	6,147	14,599	10,237	0,339	0,400
A8	10,030	6,433	15,329	10,929	0,346	0,411
A9	11,504	7,472	16,977	12,111	0,322	0,383
A10	11,976	7,936	17,671	12,605	0,322	0,370

Como se conclui, o decréscimo dos deslocamentos devido ao aumento do amortecimento situa-se entre os 22% e os 35% enquanto o decréscimo para as acelerações se situa entre os 38% e os 45%.

Realizou-se ainda, um estudo de forma a verificar-se quais seriam os modos de vibração solicitados durante a passagem de comboio a velocidades correntes, velocidades que vão variar entre os 140 km/h e os 350 km/h, em comboios não ressonantes. Nas Figuras 6.21, 6.22 e 6.23 são apresentados os gráficos de acelerações para as velocidades e comboios de 220 km/h - A1, 240 km/h - A5 e 310 km/h - A9 para a análise com 1% de amortecimento, uma análise FFT dessas acelerações de forma a determinar as frequências que são mobilizadas no movimento da ponte e uma análise de forma constatar as frequências impostas pelo movimento do comboio.

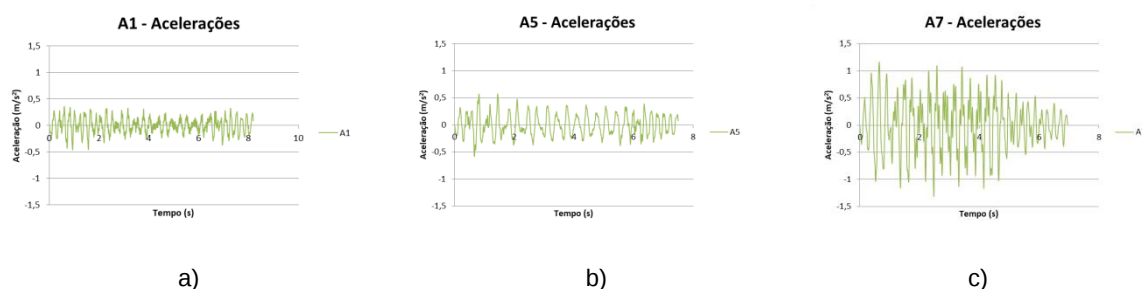


Figura 6.21 - Gráficos de acelerações para as velocidades de a) 220 km/h, b) 240 km/h e c) 310 km/h, respetivamente para os comboios A1, A5 e A9.

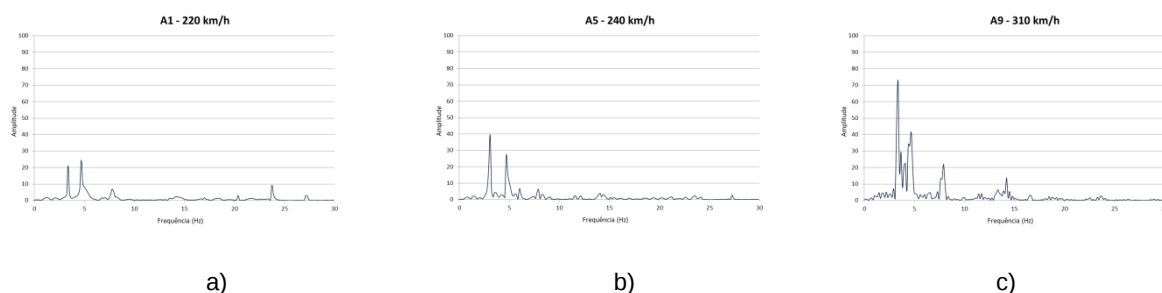


Figura 6.22 - Gráficos referentes às frequências solicitadas no movimento da ponte para as velocidades de a) 220 km/h, b) 240 km/h e c) 310 km/h, respetivamente para os comboios A1, A5 e A9.

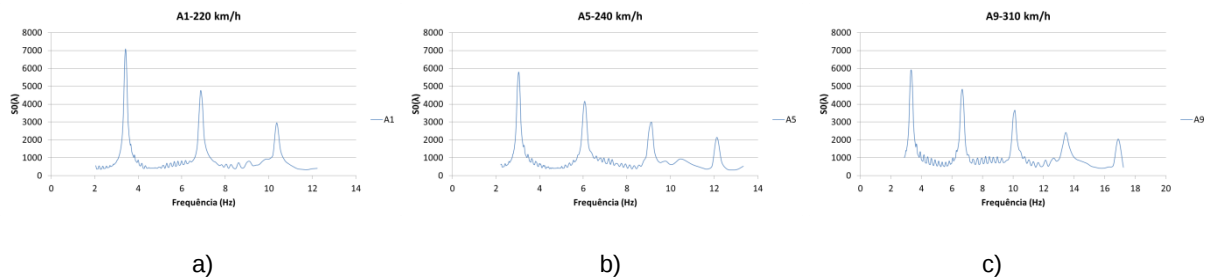


Figura 6.23 - Gráficos referentes às frequências do movimento do comboio para as velocidades de a) 220 km/h, b) 240 km/h e c) 310 km/h, respetivamente para os comboios A1, A5 e A9.

Dos gráficos presentes nas Figuras 6.22 destaca-se que para os comboio A1, A5 e A9 e respectivas velocidades, existe um pico inicial de frequência a rondar os 3 Hz (A1 – 3,37 Hz, A5 – 3,07 Hz e A9 – 3,36 Hz), máximo esse que se deve ao movimento do comboio, uma vez, na Figura 6.23 verifica-se, a existência de um pico inicial próximo dos 3 Hz no movimento dos comboio (A1 - 3,39 Hz, A5 - 3,04 Hz e A9 – 3,32 Hz). Outro destaque necessário realizar é que para todas as velocidades, o primeiro modo de vibração foi mobilizado, pois é possível observar na Figura 6.22 a existência de picos de amplitudes em frequências próximas dos 5 Hz (1º modo de vibração = 4,688 Hz), devendo-se a solicitação desta frequência ao próprio movimento da ponte. Por último é ainda de salientar um pequeno pico a rondar os 8 Hz, mobilizando assim o segundo modo de vibração, sendo que essa mobilização devida ao movimento da ponte. Observa-se ainda, dos gráficos da Figura 6.22, um aumento da amplitude com o aumento da velocidade

6.3. VIGA W-13 – 25 M

Para este tipo de ponte foram realizadas duas análises referentes a dois níveis de amortecimento diferentes, 1% e 2,5%. Serão de seguida apresentados os resultados a nível de acelerações e deslocamentos para as análises com os níveis de amortecimento mencionados.

6.3.1. AMORTECIMENTO EM ANÁLISE 1%

Os resultados apresentados correspondem a uma análise com elementos de casca de elementos finitos através do método da sobreposição modal.

Assim, na Figura 6.24, apresentam-se os gráficos correspondentes aos 4 comboios mais condicionantes, de uma forma crescente, para a velocidade de 480 km/h, no que aos deslocamentos diz respeito, em função do tempo.

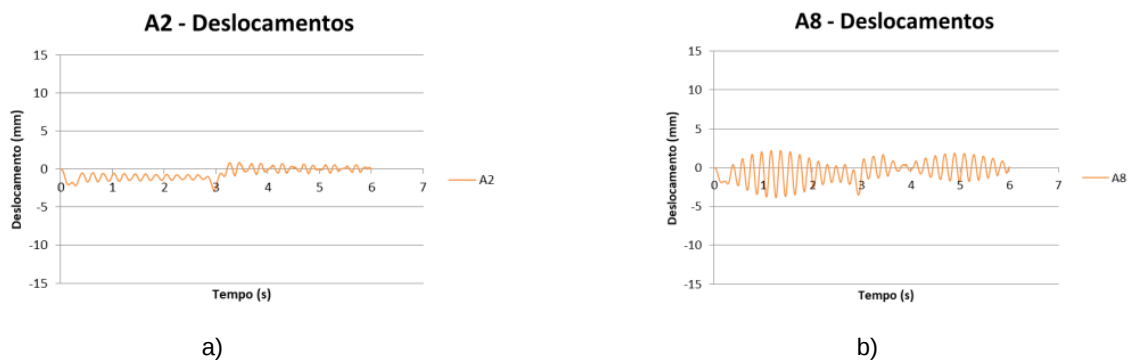
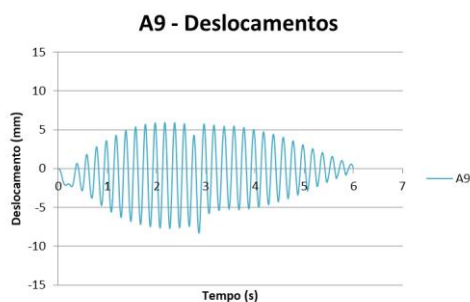
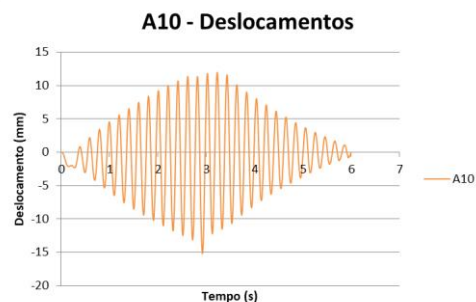


Figura 6.24– Gráficos referentes aos deslocamentos para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 480 km/h.



c)



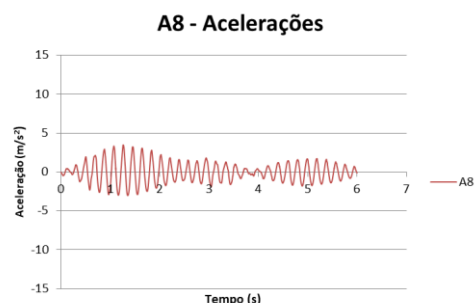
d)

Figura 6.24 – Gráficos referentes aos deslocamentos para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 480 km/h (continuação).

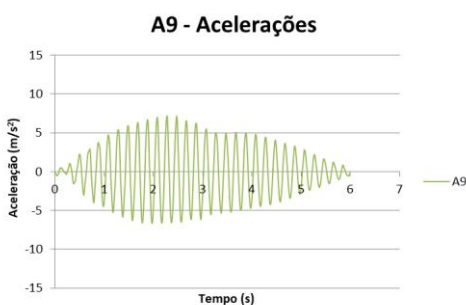
No que toca às acelerações, os gráficos de resultados para os comboios mais condicionantes, estão presentes na Figura 6.25.



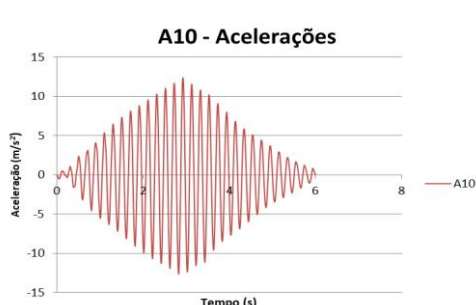
a)



b)



c)



d)

Figura 6.25 – Gráficos referentes às acelerações para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 480 km/h.

Como se constata os deslocamentos máximos para esta velocidade correspondem ao comboio A2, A8, A9 e A10 com os valores de 2,78 mm, 3,86 mm, 8,29 mm e 15,18 mm, respetivamente, sendo que movimento dos comboios A9 e A10 é ressonante para esta velocidade. No que se refere às acelerações, existe uma diferença em comparação aos comboios condicionantes para os deslocamentos. Os quatro comboios mais condicionantes são o A7, A8, A9 e A10, tendo como valores $2,31 \text{ m/s}^2$, $3,49 \text{ m/s}^2$, $7,19 \text{ m/s}^2$ e $12,64 \text{ m/s}^2$, respetivamente.

Na Figura 6.26 são apresentados os gráficos da resposta no domínio da frequência, correspondente aos registos das acelerações, onde se podem identificar os modos de vibração solicitados pelo movimento desse comboio.

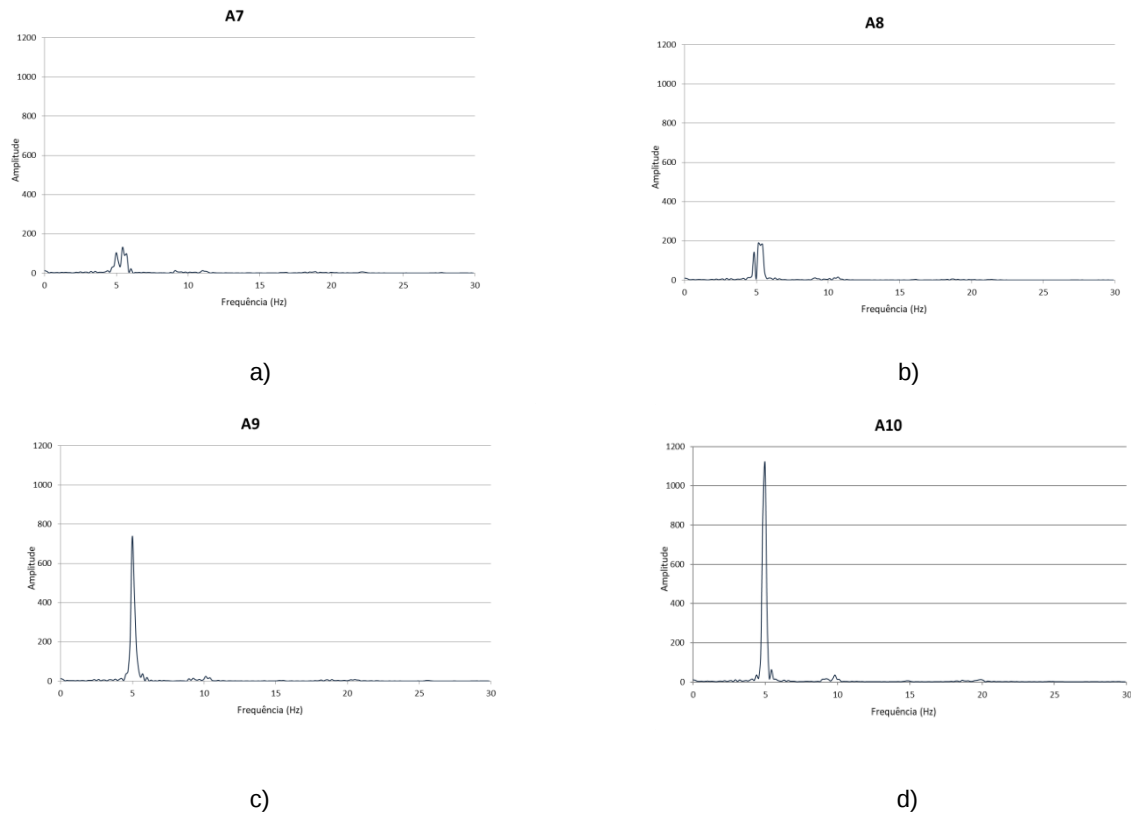


Figura 6.26 – Gráficos referentes aos modos de vibração solicitados no movimento dos comboios atrás demonstrados (Frequências em Hz).

Verifica-se então, que na sua maioria é mobilizado o primeiro modo de vibração, sendo que a maior amplitude é observada nas velocidades ressonantes. No caso do comboio A7 e A8 além da frequência do primeiro modo, a amplitude maior tem uma frequência na ordem dos 5,12 Hz, próxima do primeiro modo de vibração. Outro fenómeno observado pela análise dos gráficos da Fig. 6.24 e Fig. 6.25, corresponde ao cancelamento de ressonância nos comboios A7 e A8.

Este cancelamento de ressonância tem como explicação o facto dos períodos do movimento do comboio e da ponte estarem próximos, mas não em ressonância, o que leva a que no início da resposta o movimento do comboio amplifique a resposta da ponte. Tratando os resultados pela onda referente aos deslocamentos, no início da resposta da ponte, o movimento do comboio solicita a ponte no seu movimento descendente, como o sentido do carregamento é o mesmo que o sentido do deslocamento, o comboio transmite energia à ponte que levará à amplificação da resposta. Com o passar do tempo do movimento, vai existir um desfasamento linear entre o movimento do comboio e a resposta estrutural. Isto leva a que, num determinado momento durante a resposta da ponte, o movimento do comboio solicite a ponte no seu movimento ascendente do deslocamento, o que provoca uma subtração da força transmitida pelo comboio com a força gerada pelo movimento da ponte, levando a um cancelamento gradual da resposta. Com o decorrer do movimento poderá existir novamente uma amplificação dos efeitos, dependendo do tempo de ação da excitação. Isto é demonstrado na Figura 6.27, onde serão apresentados, uma onda de resposta estrutural com um período de 4s, e uma excitação com um período de 3,5s.

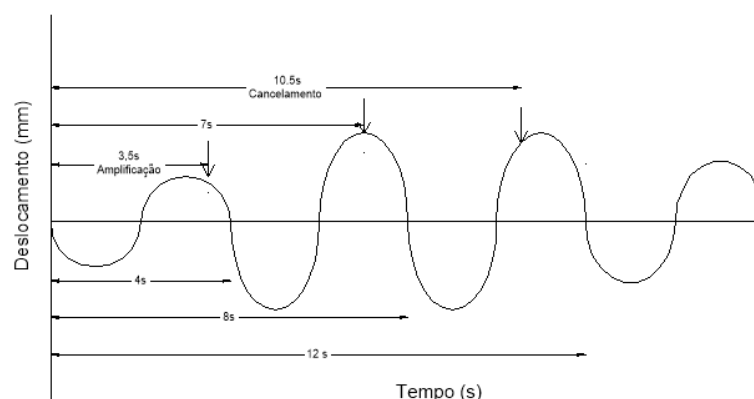


Figura 6.27 - Esquema teórico de cancelamento da resposta

Outra conclusão que se pode retirar é que relativamente ao comboio A7 e A8, provavelmente uma velocidade inferior, próxima, à analisada criou ressonância na ponte ou uma análise de velocidades um pouco maiores que a exposta, levarão à criação de ressonância na ponte em questão, dado que a frequência do modo de vibração e a frequência do movimento do comboio estão muito próximas.

Mais uma vez, como sucedeu no caso da ponte constituída pela viga artesã, não se procedeu à discretização do intervalo de análise, uma vez que os valores de ressonância são tão mais altos que o limite permitido pelo EN1990-A2, que a solução para a otimização da solução estrutural passaria sempre por aumentar a altura da viga, pelo que realizar análises com intervalos de velocidades mais pequenos é considerado dispensável, pois seria uma ação que iria consumir tempo e não levaria a nenhuma conclusão alternativa, que não seja a velocidade específica onde se atinge o pico de ressonância.

No Quadro 6.11 apresenta-se uma comparação entre a frequência de excitação e o modo de vibração mobilizado na resposta.

Quadro 6.11 – Valores da velocidade ressonantes para cada comboio HSLM-A, frequência do movimento e modos de vibração solicitados.

Comboios	Velocidade (km/h)	D (m)	f(Hz)	modo de vibração
A1	320	18	4,94	1º modo vertical
A2	340	19	4,97	1º modo vertical
A3	350	20	4,86	1º modo vertical
A4	370	21	4,89	1º modo vertical
A5	390	22	4,92	1º modo vertical
A6	410	23	4,95	1º modo vertical
A7	420	24	4,86	1º modo vertical
A8	440	25	4,89	1º modo vertical
A9	460	26	4,91	1º modo vertical
A10	480	27	4,94	1º modo vertical

A frequência do 1º modo de vibração correspondente à ponte em análise tem o valor de 4,91 Hz, pelo que fica assim demonstrada a razão das velocidades em cima enunciadas causarem ressonância na ponte. A frequência de excitação está muito próxima da frequência do 1º modo de vibração, surgindo assim, $\omega/\omega_n \approx 1$, condição necessária à ressonância

Serão agora demonstrados gráficos sobrepostos de duas velocidades, uma ressonante e outra não ressonante, para se identificarem as diferenças a nível de acelerações e deslocamentos que poderão existir. Os gráficos correspondem às velocidades de 450 km/h e 330 km/h, para os comboios A8 e A9. Assim, os deslocamentos são apresentados na Figura 6.28.

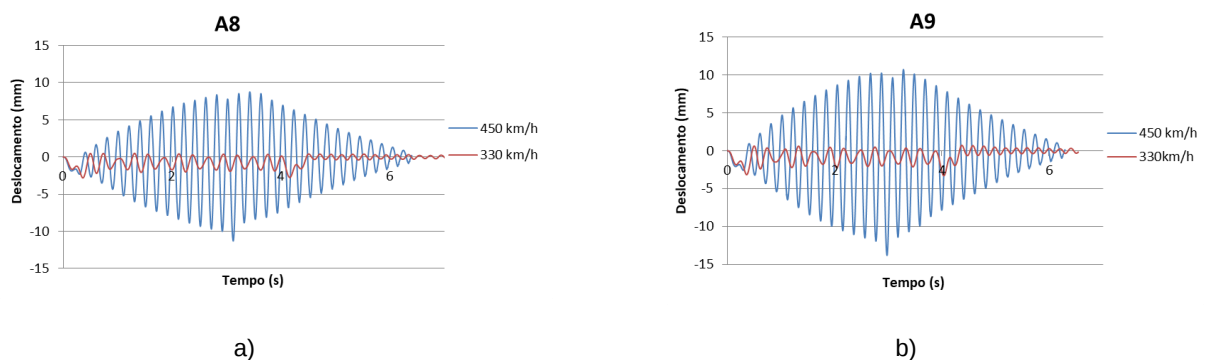


Figura 6.28 – Sobreposição dos gráficos de deslocamentos, para o comboio a) A8, b) A9, para as velocidades de 450 km/h e 330 km/h.

Quanto às acelerações, os gráficos de sobreposição de velocidades são apresentados na Figura 6.29.

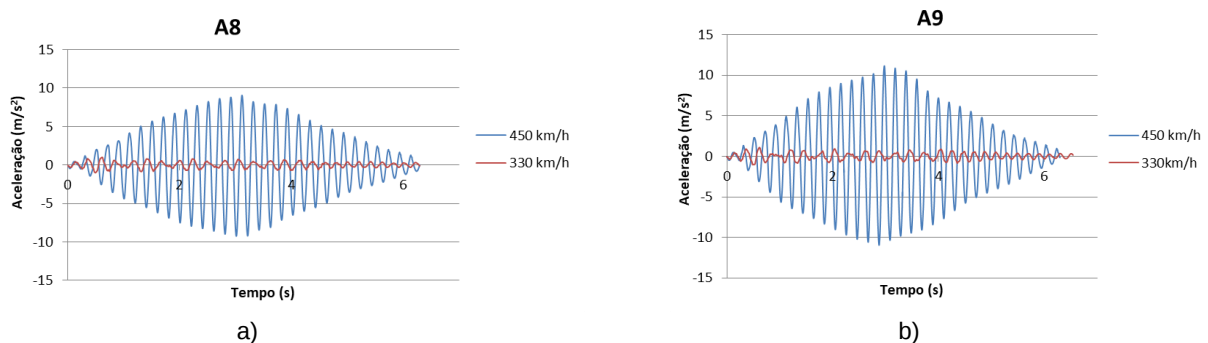


Figura 6.29 - Sobreposição dos gráficos de acelerações, para o comboio a) A8, b) A9, para as velocidades de 450 km/h e 330 km/h.

6.3.1.1 Envoltentes

Das análises realizadas, com a finalidade de ter uma noção da grandeza dos valores máximos obtidos, foi realizada uma seleção, sendo o resultado final uma envolvente de resultados, tanto para as acelerações como para os deslocamentos. Para as acelerações, as envoltentes de cada comboios são apresentadas nas Figuras 6.30 e 6.31.

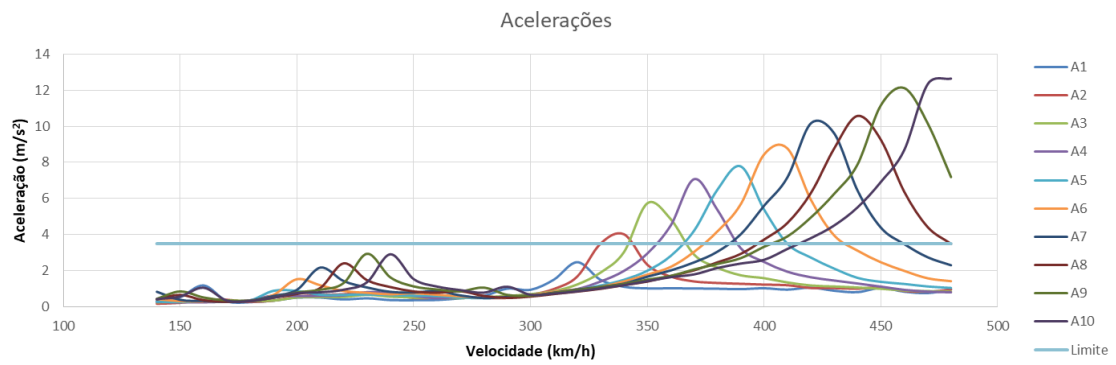


Figura 6.30 – Gráfico de envolturas para as acelerações, da análise dinâmica realizada.

Na Figura 6.30 são apresentadas as envolturas dos comboios para os deslocamentos.

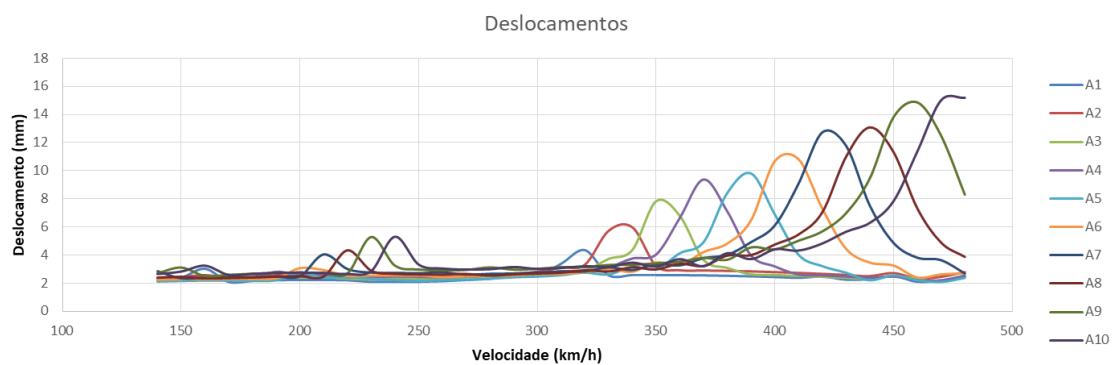


Figura 6.31 – Gráfico de envolturas para os deslocamentos, da análise dinâmica realizada.

Os valores máximos, em valor absoluto, retirados da análise são apresentados no Quadro 6.12.

Quadro 6.12 – Valores máximos de deslocamentos e acelerações das envolturas da análise dinâmica.

Comboios	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)
A1	4,345	2,475
A2	5,970	4,022
A3	7,824	5,738
A4	9,372	7,075
A5	9,799	7,782
A6	10,804	8,772
A7	12,727	10,161
A8	13,079	10,576
A9	14,857	12,120
A10	15,182	12,643

6.3.1.2 Fatores de amplificação dinâmica

No Quadro 6.13 são apresentados os deslocamentos dinâmicos e estáticos máximos a meio vão, devido ao movimento dos comboios referentes ao modelo de carga HSLM-A e o respetivo factor de amplificação dinâmica.

Quadro 6.13 – Valores dos deslocamentos dinâmicos, estáticos e factores de amplificação dinâmica para as velocidades com maior deslocamento, por comboio.

Comboios	$u_{dyn}(mm)$	$u_{stat}(mm)$	$dyn/stat$
A1	4,345	2,048	2,121
A2	5,970	2,329	2,563
A3	7,824	2,169	3,607
A4	9,372	2,233	4,197
A5	9,799	2,048	4,785
A6	10,804	2,169	4,981
A7	12,727	2,289	5,560
A8	13,079	2,262	5,782
A9	14,857	2,530	5,872
A10	15,182	2,530	6,001

Como se observa os deslocamentos estáticos são bastante mais pequenos que os deslocamentos dinâmicos, o que conduz a resultados de fatores de amplificação dinâmica elevados.

Em todos os comboios, o deslocamento máximo, surge no momento em que os eixos da primeira locomotiva juntamente com os eixos da carruagem adjacente, ou no momento em que os eixos da última carruagem juntamente com os eixos da locomotiva adjacente, estão em cima da ponte. Um exemplo da aplicação da carga estática HSLM-A é apresentado na Figura 6.32.

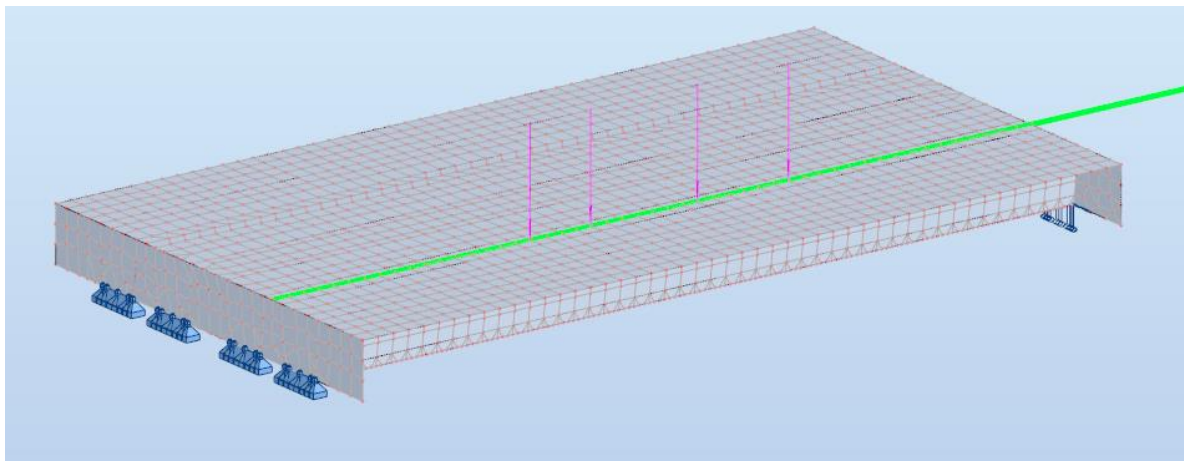
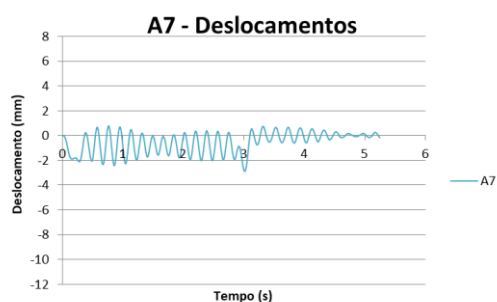


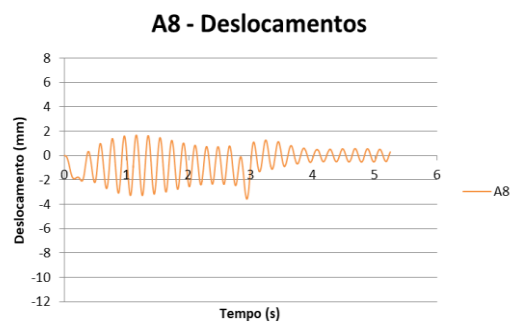
Figura 6.32 – Posições das cargas estáticas, para o máximo deslocamento a meio vão.

6.3.2. AMORTECIMENTO EM ANÁLISE 2,5%

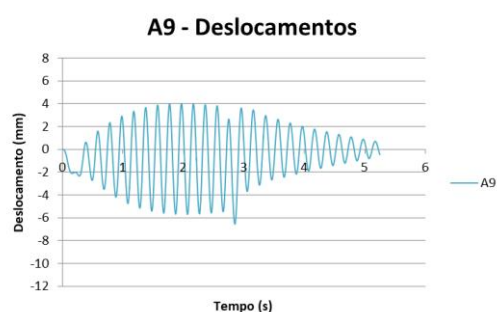
Outra das análises realizadas no decorrer desta dissertação é referente à mesma ponte, da qual se apresentaram os resultados anteriormente, com a única diferença de o valor de amortecimento ser, neste caso, 2.5%. São apresentados na Figura 6.33 alguns resultados de forma a ser possível uma comparação com os resultados obtidos na análise com valor de amortecimento de 1%, correspondentes aos 4 comboios mais condicionantes, de uma forma crescente, para a velocidade de 480 km/h, no que aos deslocamentos diz respeito, em função do tempo.



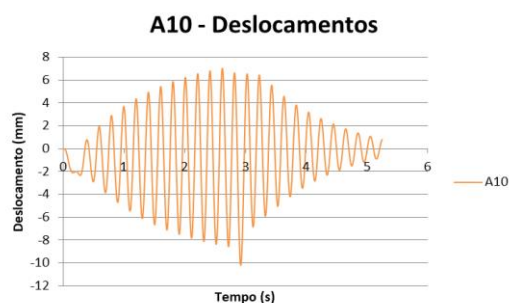
a)



b)



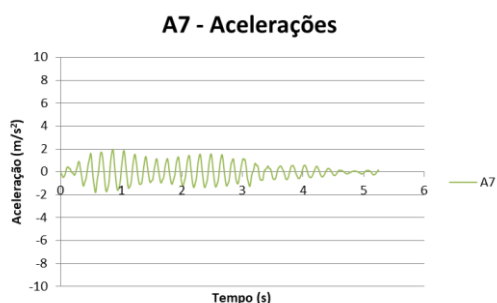
c)



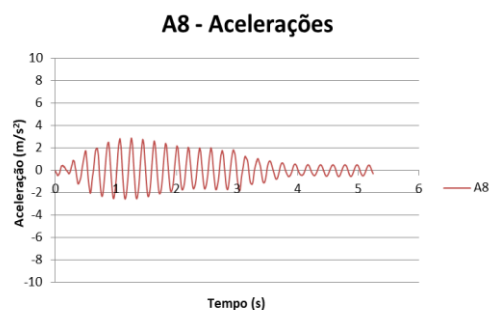
d)

Figura 6.33 - Gráficos referentes aos deslocamentos para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 480 km/h.

Os gráficos referentes aos valores máximos das acelerações para a mesma velocidade são apresentados na Figura 6.34.



a)



b)

Figura 6.34 – Gráficos referentes às acelerações para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 480 km/h.

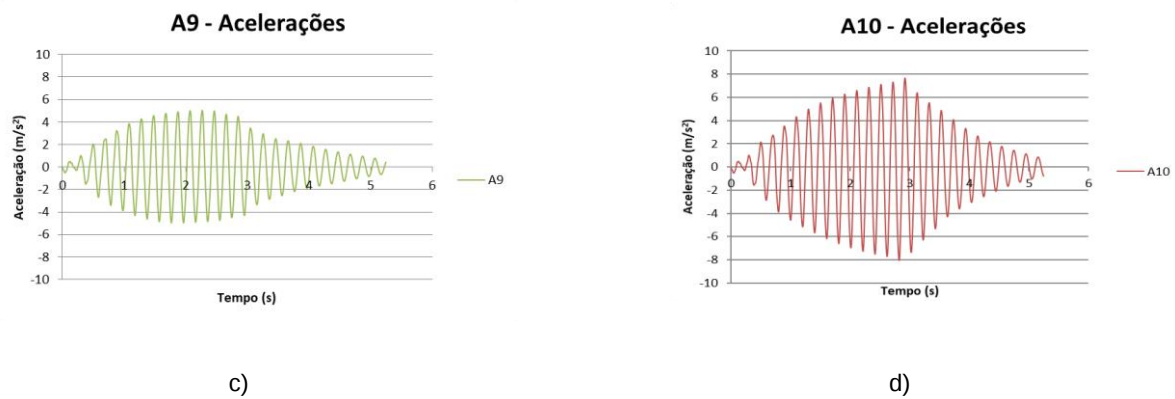


Figura 6.34 – Gráficos referentes às acelerações para o ponto de meio vão da via, para uma velocidade de 480 km/h (continuação).

Os valores máximos de deslocamentos e acelerações são apresentados no Quadro 6.14, em valor absoluto, para a mesma velocidade.

Quadro 6.14 – Valores máximos de deslocamentos e acelerações para os comboios apresentados para 480 km/h.

	A7	A8	A9	A10
u (mm)	2,890	3,566	6,554	10,188
$\ddot{u}$ (m/s ²)	1,974	2,887	5,029	8,045

É apresentado, no Quadro 6.15 a velocidade com maior pico de ressonância para esta análise, por comboio.

Quadro 6.15 – Valores da velocidade ressonante para cada comboio HSLM-A, frequência do movimento e modos de vibração solicitados.

Comboios	Velocidade (km/h)	D (m)	f(Hz)	modo de vibração
A1	320	18	4,94	1º modo vertical
A2	340	19	4,97	1º modo vertical
A3	350	20	4,86	1º modo vertical
A4	370	21	4,89	1º modo vertical
A5	390	22	4,92	1º modo vertical
A6	410	23	4,95	1º modo vertical
A7	420	24	4,86	1º modo vertical
A8	440	25	4,89	1º modo vertical
A9	460	26	4,91	1º modo vertical
A10	480	27	4,94	1º modo vertical

6.3.2.1 Envolventes

De forma a ter uma ideia clara da distribuição das acelerações e deslocamentos por velocidade, e também para ser possível fazer uma comparação com os limites impostos, foram realizados gráficos de envolventes para os valores máximos absolutos. Estes são apresentados nas Figuras 6.35 e 6.36.

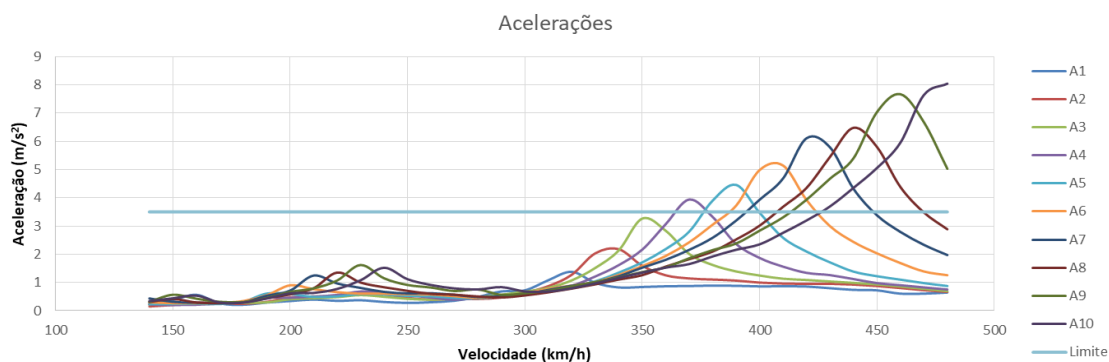


Figura 6.35 - Gráfico de envolventes de acelerações, da análise dinâmica realizada.

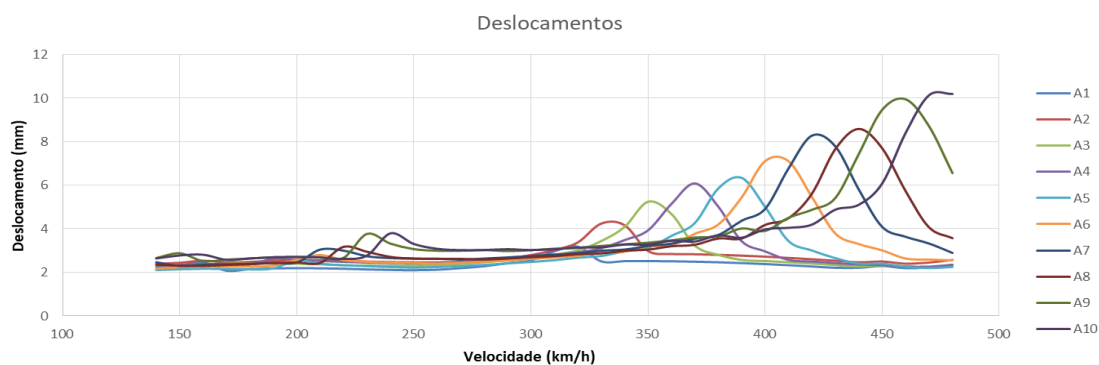


Figura 6.36 – Gráfico de envolventes de deslocamentos, da análise dinâmica realizada..

Da Figura 6.35 retira-se que só os comboios A1, A2 e A3 cumprem o limite de aceleração de $3,5 \text{ m/s}^2$, descrito no EN1990- A2.

São apresentados, no Quadro 6.16, os valores máximos para os deslocamentos e acelerações em valor absoluto.

Quadro 6.16 – Valores máximos de deslocamentos e acelerações das envolventes da análise dinâmica.

Comboios	$u \text{ (mm)}$	$\ddot{u} \text{ (m/s}^2\text{)}$
A1	3,181	1,379
A2	4,236	2,181
A3	5,241	3,265
A4	6,080	3,940
A5	6,336	4,458
A6	7,107	5,146
A7	8,276	6,110
A8	8,584	6,481
A9	9,944	7,673
A10	10,188	8,045

6.3.2.2 Fatores de amplificação dinâmica

No Quadro 6.17 são apresentados os deslocamentos dinâmicos e estáticos máximos, a meio vão, devido ao movimento dos comboios referentes ao modelo de carga HSLM-A e o respetivo fator de amplificação dinâmica.

Quadro 6.17 – Valores dos deslocamentos dinâmicos, estáticos e fatores de amplificação dinâmica para as velocidades com maior valor de deslocamento, por comboio.

Comboios	$u_{dyn}(mm)$	$u_{stat}(mm)$	$dyn/stat$
A1	3,181	2,048	1,553
A2	4,236	2,329	1,819
A3	5,241	2,169	2,416
A4	6,080	2,233	2,723
A5	6,336	2,048	3,094
A6	7,107	2,169	3,277
A7	8,276	2,289	3,615
A8	8,584	2,262	3,795
A9	9,944	2,530	3,930
A10	10,188	2,530	4,027

6.3.3. COMPARAÇÃO E CONCLUSÕES DAS ANÁLISES

Das análises atrás descritas é possível retirar algumas conclusões, em tudo semelhantes àquelas que foram retiradas para a ponte constituída por duas vigas artesa.

A primeira é aquela que é mais evidente, é uma descida dos valores de deslocamentos e acelerações máximos, que surgiram da análise. Como já referido, quanto maior é o amortecimento, maior será a força dinâmica necessária para atingir determinada resposta, o que pode ser observado através de um exemplo para o comboio A5 a 450 km/h, presente na Figura 6.37.

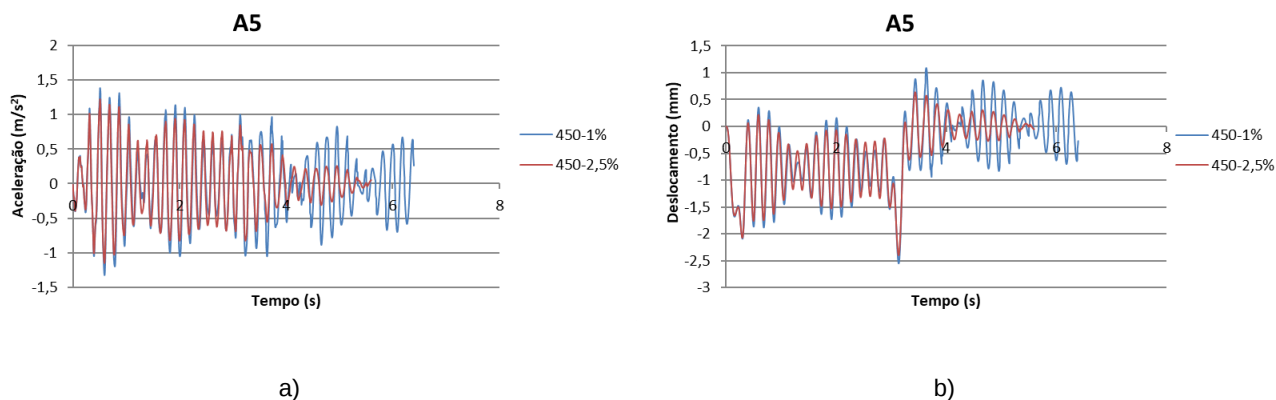


Figura 6.37 - Sobreposição dos gráficos de acelerações e deslocamentos, para o comboio A5, para análise com valor de amortecimento de 1% e 2,5%: a) acelerações b) deslocamentos.

A segunda conclusão que se observa, relaciona-se com a regularidade da resposta com o aumento do amortecimento. Isto pode ser observado nos gráficos da Figura 6.38, referentes à velocidade 250 km/h para o comboio A7.

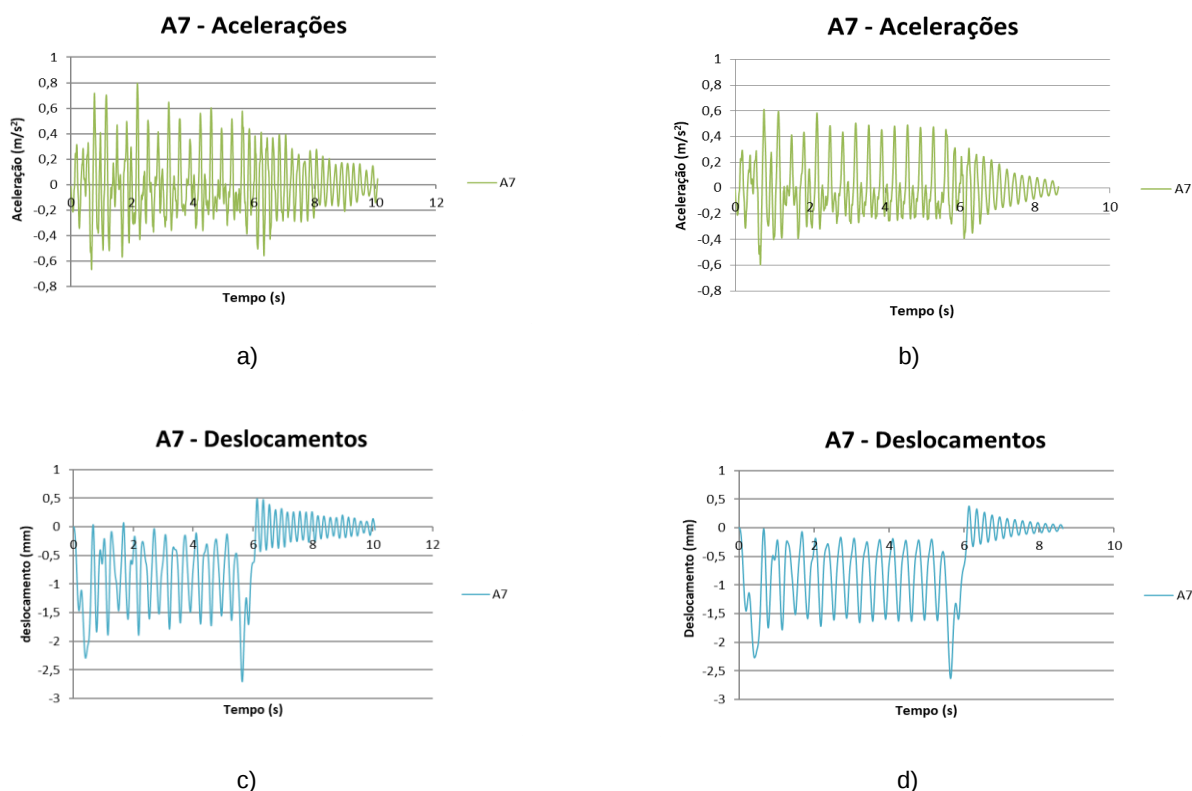


Figura 6.38 – Comparação dos valores de acelerações e deslocamentos, para a análise com 1% (a) e c)) e 2.5% (b) e d)), para o comboio A7 a 250 km/h.

Como já foi referido anteriormente, isto deve-se ao facto de a estrutura ficar menos sensível às cargas introduzidas pelo comboio.

A terceira conclusão prende-se com a mais rápida estabilização da ponte, após o movimento do comboio pois, como já foi referido, quanto maior é o amortecimento menor será o número de ciclos necessários para anular a vibração livre provocada pela passagem do comboio. Isto pode ser verificado na Figura 6.38, para a velocidade 250km/h para o comboio A7.

A quarta conclusão centra-se no decréscimo dos valores de deslocamentos e acelerações em todas as velocidades e comboios, sendo esse decréscimo mais evidente nas velocidades ressonantes e, como era esperado, o comportamento dinâmico não foi alterado devido ao aumento do amortecimento, visto que este não altera as frequências de vibração dos modos estruturais. Isto pode ser observado nos gráficos da Figura 6.39 para o comboio A8 para à velocidade 450 km/h.

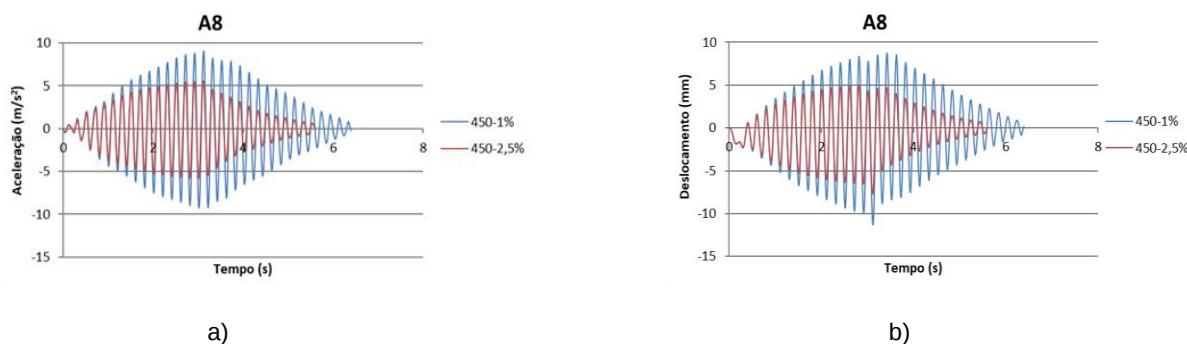


Figura 6.39 – Sobreposição dos gráficos de acelerações e deslocamentos, para o comboio A8, para análise com valor de amortecimento de 1% e 2.5%: a) acelerações b) deslocamentos.

De forma a facilitar o entendimento do decréscimo da resposta no que refere às acelerações e aos deslocamentos, é apresentado no Quadro 6.18 uma comparação através da razão de decréscimo, entre a resposta para o amortecimento de 2.5% e para o amortecimento de 1%.

Quadro 6.18 – Comparação dos valores de acelerações e deslocamentos para as análise com amortecimento de 1% e 2.5%.

	Amortecimento		Amortecimento			
	2,50%		1,00%		$u(\text{mm})$	$\ddot{u}(\text{m/s}^2)$
Comboios	$u \text{ (mm)}$	$\ddot{u} \text{ (m/s}^2)$	$u \text{ (mm)}$	$\ddot{u} \text{ (m/s}^2)$	Razão	Razão
A1	3,181	1,379	4,345	2,475	0,268	0,443
A2	4,236	2,181	5,970	4,022	0,290	0,458
A3	5,241	3,265	7,824	5,738	0,330	0,431
A4	6,080	3,940	9,372	7,075	0,351	0,443
A5	6,336	4,458	9,799	7,782	0,353	0,427
A6	7,107	5,146	10,804	8,772	0,342	0,413
A7	8,276	6,110	12,727	10,161	0,350	0,399
A8	8,584	6,481	13,079	10,576	0,344	0,387
A9	9,944	7,673	14,857	12,120	0,331	0,367
A10	10,188	8,045	15,182	12,643	0,329	0,364

É possível concluir que os deslocamentos máximos têm uma diminuição que se situa no intervalo entre os 27% e os 35% e a diminuição dos valores máximos das acelerações situa-se entre os 36 % e os 46%.

Por último realizou-se uma análise determinativa dos modos de vibração que eram solicitados durante a passagem dos comboios a velocidades correntes, não ressonantes. Assim para as velocidades e comboios de 200km/h-A10, 260-A6 km/h e 330-A8 km/h resultantes da análise com amortecimento de 2,5%, surgiram os gráficos apresentados nas Figuras 6.40, 6.41, 6.42.

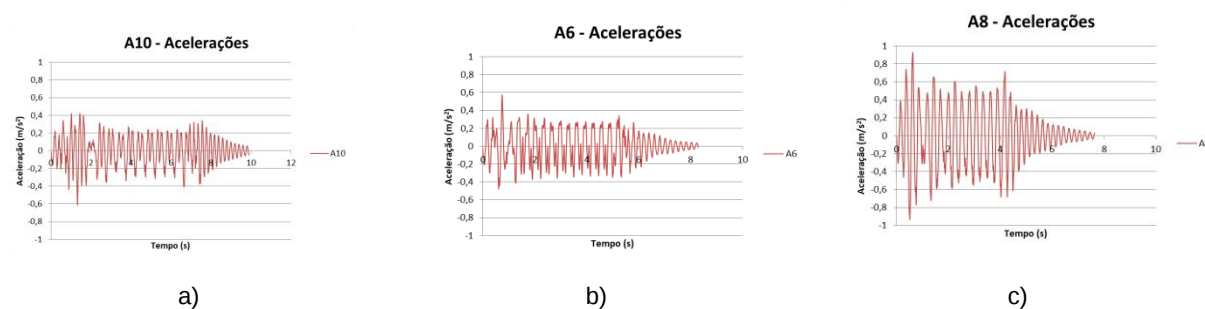


Figura 6.40 - Gráficos de acelerações para as velocidades de a) 200 km/h, b) 260 km/h e c) 330 km/h, para o comboio A6.

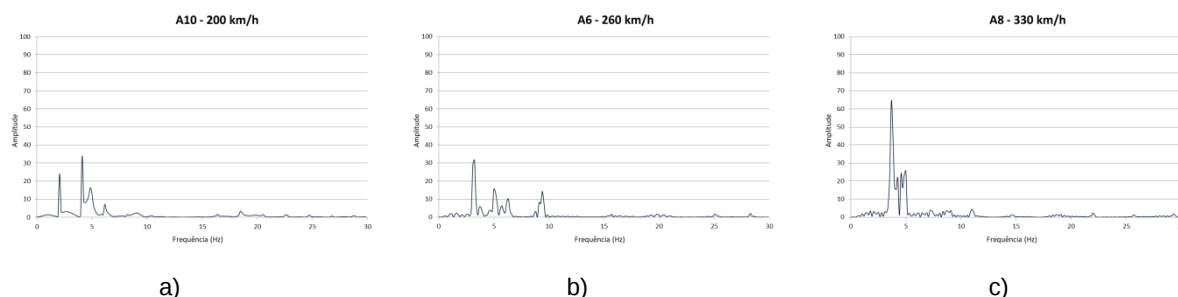


Figura 6.41 - Gráficos referentes aos modos de vibração solicitados para as velocidades e comboios de a) 200 km/h-A10, b) 260 km/h-A6 e c) 330 km/h-A8.

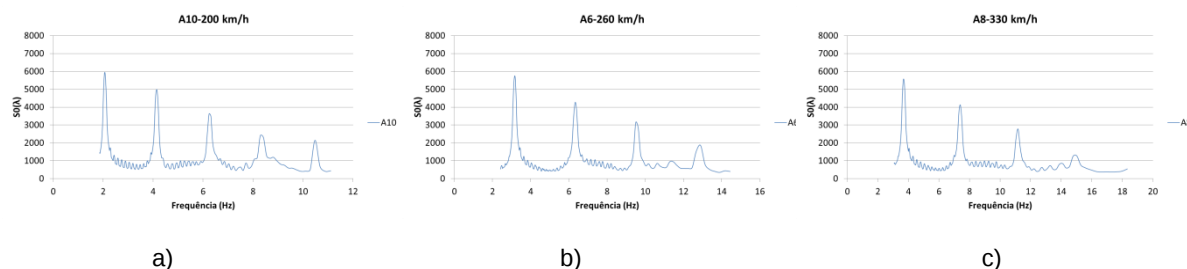


Figura 6.42 - Gráficos referentes às frequências do movimento do comboio para as velocidades de a) 200 km/h - A10, b) 260 km/h - A6 e c) 330 km/h - A8.

É possível, através da análise dos gráficos, concluir que em todas as respostas da ponte, existe a excitação de uma frequência que se deve ao movimento do comboio uma vez que a o primeiro pico dos gráficos das Figuras 6.41 e 6.42 estão em concordância. No caso da resposta relativa com ao comboio A10, temos um pico máximo com valor de 4.10 Hz que se deve ao movimento do comboio pois é possível verificar um pico no espectro do comboio com um valor de 4,11 Hz (Figura 6.42a)).

O valor do primeiro modo vibração é sempre mobilizado em todas as respostas estruturais.

6.4. VIGA W-13 – 65 METROS (CONTÍNUA DE 3 VÃOS)

Por último são apresentados os resultados referentes às acelerações e deslocamentos para uma ponte contínua, de três vãos, descrita no capítulo 5 desta dissertação.

Para a análise deste tipo de pontes, os conceitos que estão presentes na análise de pontes simplesmente apoiadas não podem ser utilizados, dado vez que o comportamento destas não pode ser reduzido ao primeiro modo de vibração. Terá que haver uma análise mais profunda das velocidades ressonantes de forma a perceber qual é o modo de vibração que o movimento desta iguala ou se aproxima.

O primeiro passo passa por perceber quais são os nós em que as acelerações são máximas, sendo que foi realizado um estudo em vários nós em torno do nó correspondente ao meio vão. Os resultados podem ser observados nos quadros seguintes para as velocidades de 140km/h, 250 km/h e 350 km/h para cada um dos vãos da ponte.

Os nós em questão para o primeiro serão os: 21898 (13, -2.9,0), 21900 (12.5, -2.9,0), 21904 (12, -2.9,0), 21905 (11.5, -2.9,0), 21906 (11,-2.9,0), 21911 (10.5,-2.9,0), 21914 (10,-2.9,0), 22041 (9.5,-2.9,0), 22042 (9,-2.9,0), 22044 (8.5,-2.9,0), 22045 (8,-2.9,0), 22047 (7.5,-2.9,0) e 22051 (7,-2.9,0). Estes nós e os valores de acelerações e deslocamentos podem ser visualizados na Figura 6.43 e Quadro 6.19.

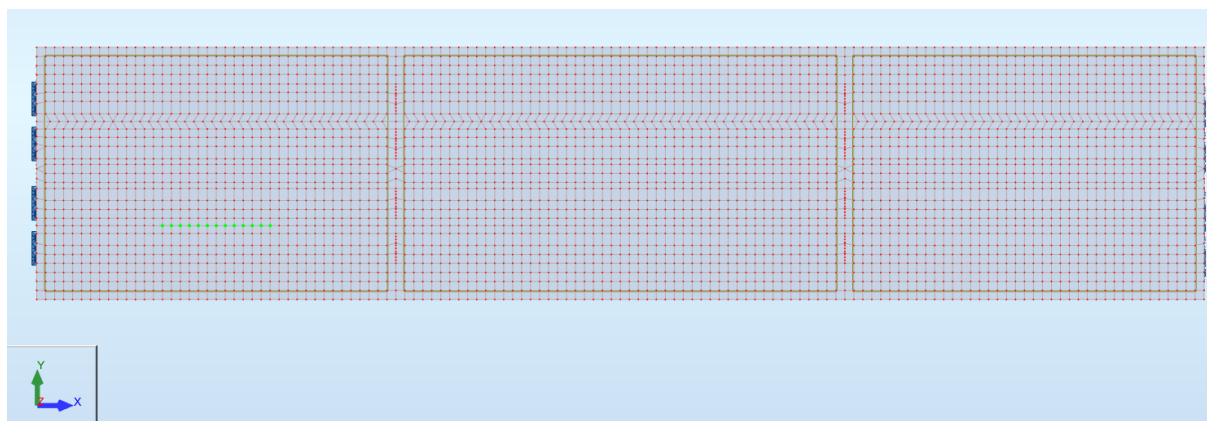


Figura 6.43 - Nós analisados para a determinação dos nós mais condicionantes para as acelerações para o 1º vão, no eixo da via.

Quadro 6.19 – Estudo dos nós de deslocamento e acelerações máximas para o 1º vão (Deslocamento – mm, aceleração – m/s^2).

Nó	PP	140 km/h		250 km/h		350 km/h	
		Deslocamento	Aceleração	Deslocamento	Aceleração	Deslocamento	Aceleração
21898	-0,102	0,840	0,165	0,842	0,508	0,970	0,875
21900	-0,109	0,881	0,174	0,882	0,538	1,023	0,926
21904	-0,116	0,916	0,181	0,916	0,569	1,071	0,972
21905	-0,122	0,945	0,188	0,944	0,596	1,112	1,012
21906	-0,127	0,968	0,193	0,966	0,621	1,145	1,046
21911	-0,131	0,983	0,199	0,982	0,642	1,171	1,073
21914	-0,135	0,992	0,204	0,991	0,659	1,189	1,094
22041	-0,137	0,994	0,208	0,993	0,672	1,199	1,107
22042	-0,138	0,989	0,210	0,995	0,681	1,200	1,113
22044	-0,139	0,977	0,211	0,991	0,685	1,193	1,112
22045	-0,138	0,958	0,209	0,980	0,685	1,177	1,103
22047	-0,136	0,933	0,207	0,961	0,679	1,153	1,086
22051	-0,134	0,901	0,202	0,936	0,669	1,120	1,062

Perante esta amostra, pode-se afirmar que a aceleração máxima, para o primeiro vão estará entre o nó 22042 e o 22044, sendo que no caso dos deslocamentos, os valores máximos situar-se-ão entre o nó 22042 e 22041. Os resultados daqui para a frente, corresponderão ao nó 22044, associado á aceleração máxima no primeiro vão. Serão também apresentados os resultados correspondentes ao nó 21914, nó de meio vão, uma vez que se verificou uma migração da aceleração máxima para esse nó para velocidades superiores a 400 km/h.

Para o vão intermédio (2º vão), é agora executada a mesma análise. Assim serão apresentados, para as mesmas velocidades e condições de carga, os resultados referentes aos nós: 18231 (36,-2.9,0), 18235 (35.5,-2.9,0), 18236 (35,-2.9,0), 18237 (34.5,-2.9,0), 18239 (33.5,-2.9,0), 18240 (34,-2.9,0), 18246 (33,-2.9,0), 18248 (32.5,-2.9,0), 18291 (32,-2.9,0), 18414 (31.5,-2.9,0), 18416 (31,-2.9,0), 18419 (30.5,-2.9,0), 18421 (30,-2.9,0), 18423 (29.5,-2.9,0) e 18427 (29, -2.9,0). Estes nós e os valores de acelerações e deslocamentos podem ser visualizados na Figura 6.44 e Quadro 6.20.

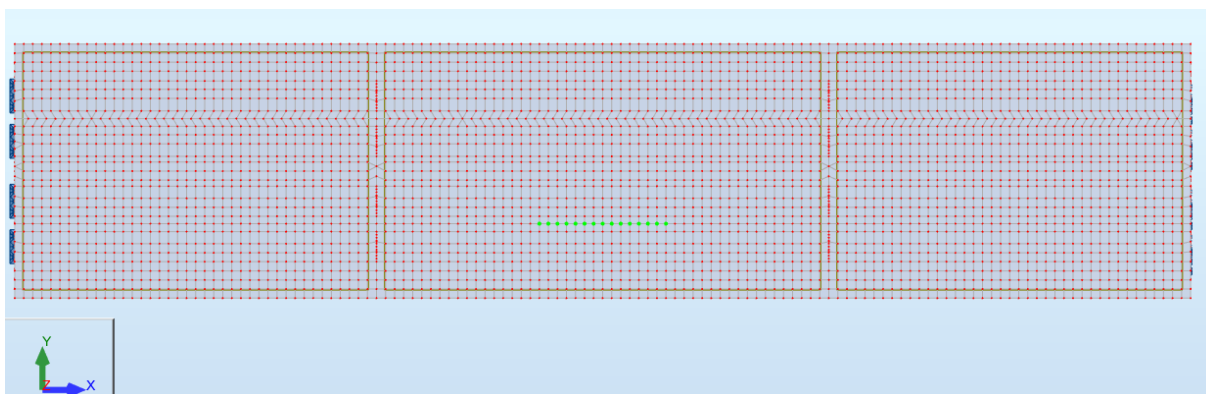


Figura 6.44 - Nós analisados para a determinação dos nós mais condicionantes para as acelerações para o 2º vão, no eixo da via.

Quadro 6.20 – Estudo dos nós de deslocamento e acelerações máximas para o 2º vão (Deslocamento – mm, aceleração – m/s^2).

Nó	PP	140 km/h		250 km/h		350 km/h	
		Deslocamento	Aceleração	Deslocamento	Aceleração	Deslocamento	Aceleração
18231	-0,16377	1,290	0,1830	1,317	0,5913	1,423	0,7642
18235	-0,17023	1,318	0,1835	1,359	0,6023	1,458	0,7657
18236	-0,17578	1,339	0,1828	1,394	0,6100	1,487	0,7620
18237	-0,1804	1,353	0,1809	1,422	0,6151	1,509	0,7534
18239	-0,18664	1,359	0,1740	1,456	0,6174	1,530	0,7363
18240	-0,18402	1,360	0,1780	1,443	0,6179	1,523	0,7430
18246	-0,18821	1,353	0,1691	1,461	0,6139	1,529	0,7277
18248	-0,18874	1,358	0,1634	1,459	0,6072	1,521	0,7149
18291	-0,18822	1,370	0,1672	1,456	0,5976	1,506	0,6981
18414	-0,18664	1,376	0,1702	1,456	0,5849	1,491	0,6773
18416	-0,18403	1,375	0,1723	1,449	0,5694	1,477	0,6633
18419	-0,1804	1,367	0,1733	1,435	0,5544	1,456	0,6515
18421	-0,17579	1,351	0,1740	1,413	0,5452	1,427	0,6364
18423	-0,17023	1,329	0,1746	1,384	0,5335	1,391	0,6182
18427	-0,16378	1,299	0,1741	1,348	0,5194	1,349	0,5971

Como se observa, existe uma alternância do nó de valor máximo das acelerações, não podendo ser admitido que este se situa no mesmo para todas as velocidades. Para a velocidade de 140km/h e 350 km/h, a aceleração máxima situa-se no nó 18235 e para a velocidade de 250 km/h, a aceleração máxima situa-se no nó 18240. Assim, serão apresentados os resultados para estes dois nós e também para o nó correspondente ao meio vão, uma vez que se verificou que, para velocidades acima de 400 km/h, houve uma convergência da aceleração máxima para esse.

A mesma avaliação da resposta foi realizada no caso do terceiro vão desta ponte. Serão analisados os deslocamentos e acelerações correspondentes aos nós: 23468 (58,5,-2,9,0), 23472 (58,-2,9,0), 23479 (57,5,-2,9,0), 23481 (57,-2,9,0), 23488 (56,5,-2,9,0), 23489 (56,-2,9,0), 23490 (55,5,-2,9,0), 23516 (55,-2,9,0), 23657 (54,5,-2,9,0), 23658 (54,-2,9,0), 23661 (53,5,-2,9,0), 23663 (53,-2,9,0), 23666 (52,5,-2,9,0), 23673 (52,-2,9,0). Estes nós e os valores de acelerações e deslocamentos podem ser visualizados na Figura 6.45 e Quadro 6.21.

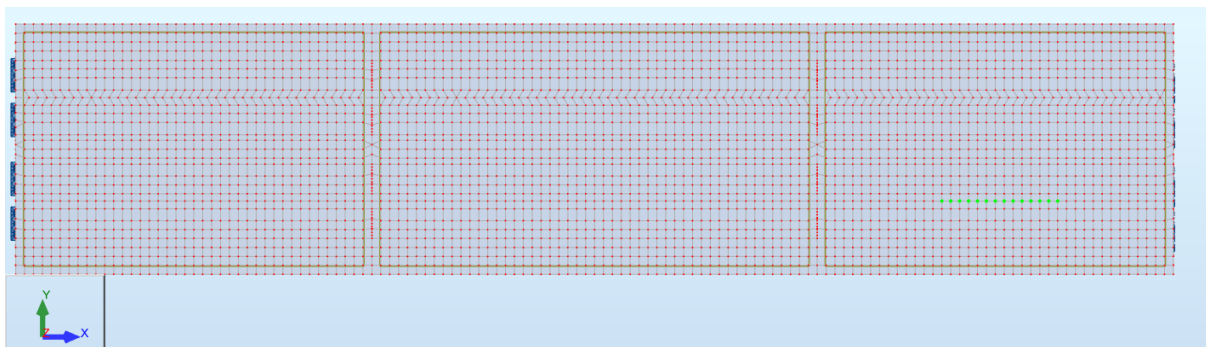


Figura 6.45 - Nós analisados para a determinação dos nós mais condicionantes para as acelerações para o 3º vão, no eixo da via.

Quadro 6.21 – Estudo dos nós de deslocamento e acelerações máximas para o 3º vão (Deslocamento – mm, aceleração – m/s^2).

Nó	PP	140 km/h		250 km/h		350 km/h	
		Deslocamento	Aceleração	Deslocamento	Aceleração	Deslocamento	Aceleração
23468	-0,12991	0,901	0,2685	0,931	0,5584	1,061	0,9672
23472	-0,13376	0,936	0,2780	0,968	0,5813	1,103	1,0099
23479	-0,13654	0,964	0,2855	0,998	0,6004	1,138	1,0459
23481	-0,13825	0,986	0,2912	1,021	0,6154	1,165	1,0750
23488	-0,1389	1,000	0,2965	1,037	0,6263	1,184	1,0969
23489	-0,13849	1,007	0,2998	1,046	0,6331	1,194	1,1116
23490	-0,13704	1,008	0,3010	1,047	0,6357	1,197	1,1189
23516	-0,1346	1,001	0,3001	1,041	0,6342	1,190	1,1186
23657	-0,13119	0,988	0,2972	1,028	0,6286	1,176	1,1109
23658	-0,12688	0,968	0,2931	1,008	0,6190	1,154	1,0957
23661	-0,1217	0,943	0,2874	0,981	0,6056	1,125	1,0732
23663	-0,11573	0,915	0,2797	0,947	0,5884	1,087	1,0436
23666	-0,10905	0,880	0,2700	0,908	0,5677	1,043	1,0071
23673	-0,10174	0,841	0,2586	0,863	0,5463	0,993	0,9641

Do Quadro 6.21 é possível determinar que as acelerações máximas, para as velocidades apresentadas, se situam no nó 23490. Serão assim apresentados os resultados referentes a este nó e ao nó de meio vão, uma vez que, novamente, se observou uma convergência das acelerações máximas para esse ponto, para velocidades acima de 400 km/h.

6.4.1. 1º VÃO

Como já referido, no que respeita a este vão, serão apresentados os resultados referentes ao nó 22044 e ao nó 21914 (meio vão), em forma de envolventes de todos os comboios analisados, estando essas presentes nas Figuras 6.46 (nó 22054) e 6.47 (nó 21914).

- 22044:

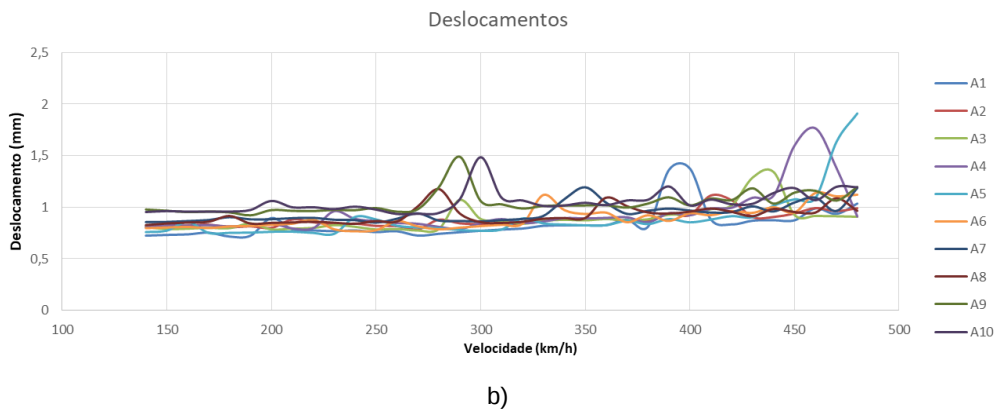
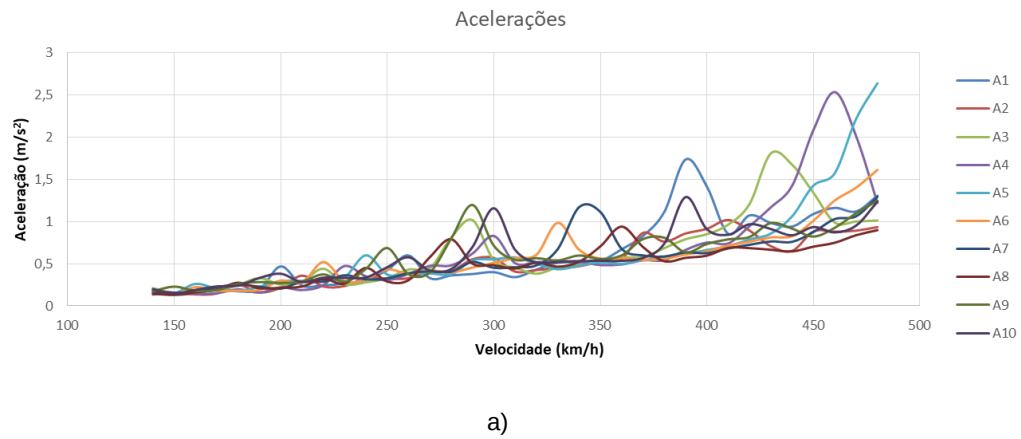


Figura 6.46 – Gráfico de envolventes para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 22044, da análise dinâmica realizada.

- 21914

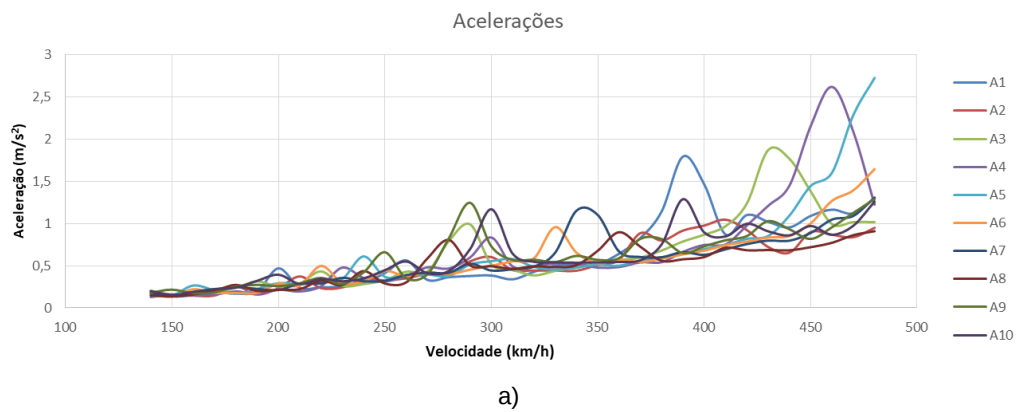


Figura 6.47 – Gráfico de envolventes para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 21914, da análise dinâmica realizada.

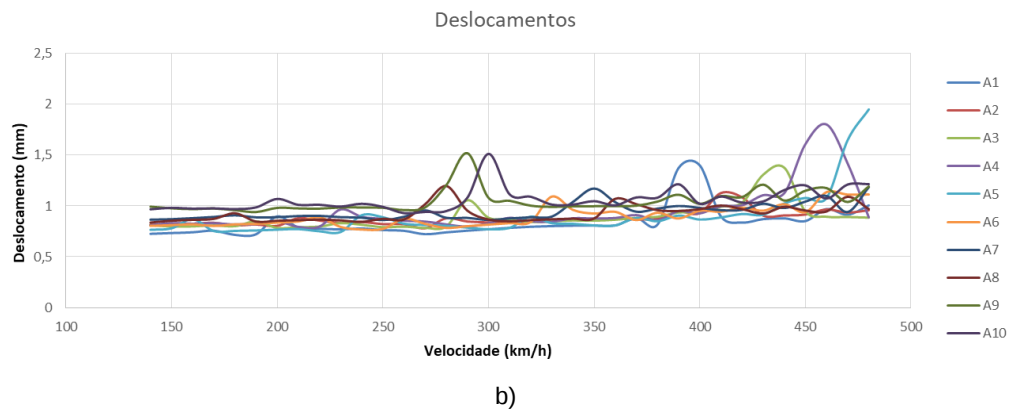


Figura 6.47 – Gráfico de envoltórias para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 21914, da análise dinâmica realizada (continuação).

São apresentadas na Figura 6.48, as envoltórias correspondentes aos valores máximos de acelerações e deslocamentos para os dois nós referidos.

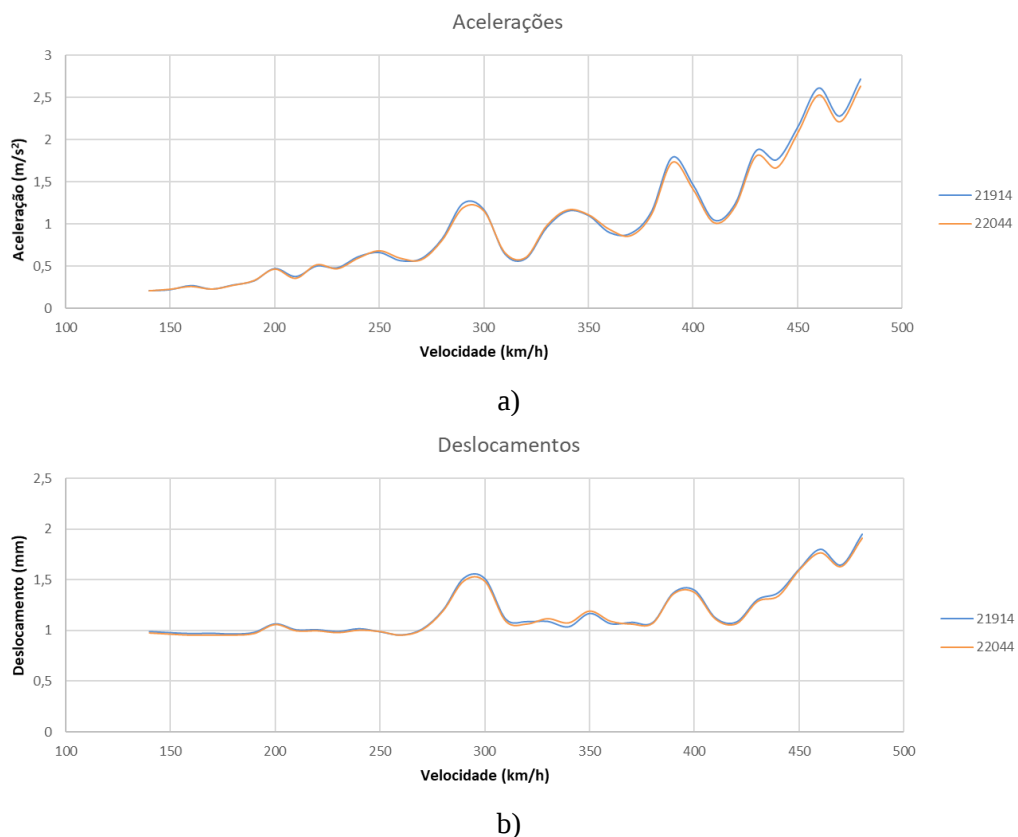


Figura 6.48 – Gráfico das envoltórias correspondentes aos valores máximos de acelerações e deslocamentos para os nós 21914 e 22044 a) acelerações b) deslocamentos.

Dos gráficos da Figura 6.486 conclui-se, que os valores de acelerações máximas alternam entre os nós 21914 e 22044 dependendo da velocidade, até a velocidade de 390 km/h, sendo que a partir desta, os valores de acelerações máximas correspondem ao nó 21914. A evolução temporal dos deslocamentos apresenta o mesmo comportamento que a evolução temporal das acelerações. A partir da velocidade 390 km/h, os valores máximos de deslocamento correspondem ao nó 21914.

Para uma melhor compreensão dos resultados são apresentados no Quadro 6.22 os valores de deslocamentos e acelerações máximos, para as diferentes velocidades, nos dois nós estudados.

Quadro 6.22 – Valores de deslocamentos e acelerações para os nós 21914 e 22044, para as velocidades enunciadas.

	21914		22044	
V	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)
140	0,992	0,204	0,977	0,211
150	0,981	0,217	0,966	0,229
160	0,973	0,266	0,955	0,262
170	0,976	0,225	0,957	0,232
180	0,968	0,273	0,956	0,275
190	0,985	0,321	0,973	0,331
200	1,068	0,469	1,060	0,468
210	1,010	0,373	0,998	0,359
220	1,011	0,498	0,999	0,520
230	0,993	0,478	0,981	0,473
240	1,021	0,610	1,005	0,600
250	0,991	0,659	0,991	0,685
260	0,959	0,563	0,956	0,598
270	1,016	0,587	1,008	0,579
280	1,203	0,823	1,193	0,810
290	1,518	1,245	1,489	1,195
300	1,511	1,169	1,484	1,157
310	1,113	0,642	1,091	0,663
320	1,090	0,587	1,065	0,607
330	1,092	0,957	1,118	0,984
340	1,040	1,152	1,077	1,169
350	1,171	1,099	1,193	1,112
360	1,070	0,897	1,092	0,939
370	1,083	0,886	1,065	0,864
380	1,080	1,143	1,072	1,114
390	1,373	1,792	1,362	1,734
400	1,398	1,462	1,375	1,412
410	1,126	1,045	1,113	1,018
420	1,086	1,237	1,068	1,208
430	1,306	1,869	1,287	1,807
440	1,375	1,765	1,341	1,672
450	1,606	2,153	1,597	2,085
460	1,800	2,617	1,765	2,532
470	1,646	2,283	1,631	2,214
480	1,947	2,724	1,909	2,637

Pelos valores expostos no quadro anterior conclui-se que o limite de 3.5 m/s², estabelecido pelo EN1990-A2, para a segurança quanto à vibração do balastro é cumprida, não se verificando qualquer constrangimento quanto às acelerações.

A aceleração mais condicionante corresponde ao comboio A5 para a velocidade de 480 km/h. Nas Figuras 6.49 e 6.50 são apresentados os gráficos associados a essa velocidade e um estudo sobre os modos de vibração que o movimento solicita.

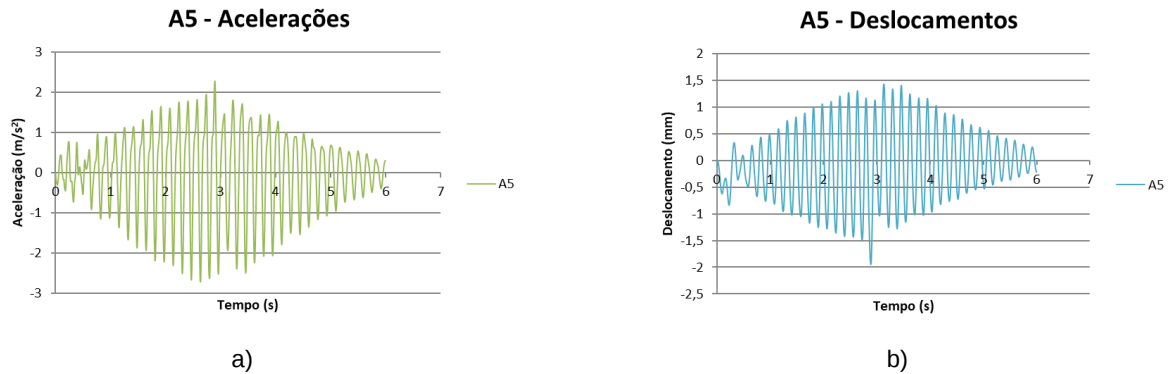


Figura 6.49 – Gráficos de a) acelerações e b) deslocamentos para a velocidade de aceleração máxima para o nó da via sobre o meio vão, 21914.

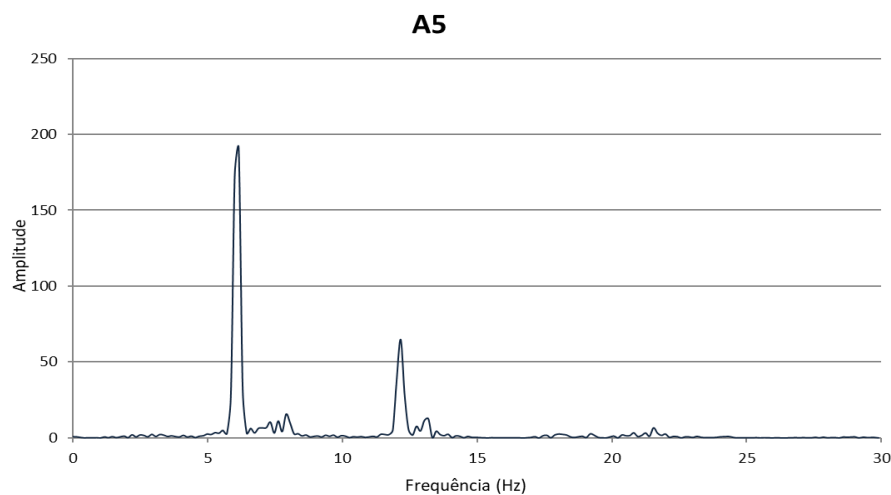


Figura 6.50 – Gráfico referente aos modos de vibração solicitados no movimento do comboio A5 a 480 km/h (Frequências em Hz).

Os modos de vibração solicitados pela passagem deste comboio, à velocidade analisada, são o 1º e o 6º. Esta conclusão é retirada do gráfico, uma vez que a maior amplitude da resposta regista-se para a frequência 6.154 Hz, próxima do 1º modo de vibração (6.12 Hz), existindo um pico mais pequeno com valor de frequência de 12.161 Hz, que se encontram próximo do 6º modo de vibração (12.144 Hz).

Os valores máximos de aceleração e deslocamentos por comboio e em cada ponto são expostos no Quadro 6.23.

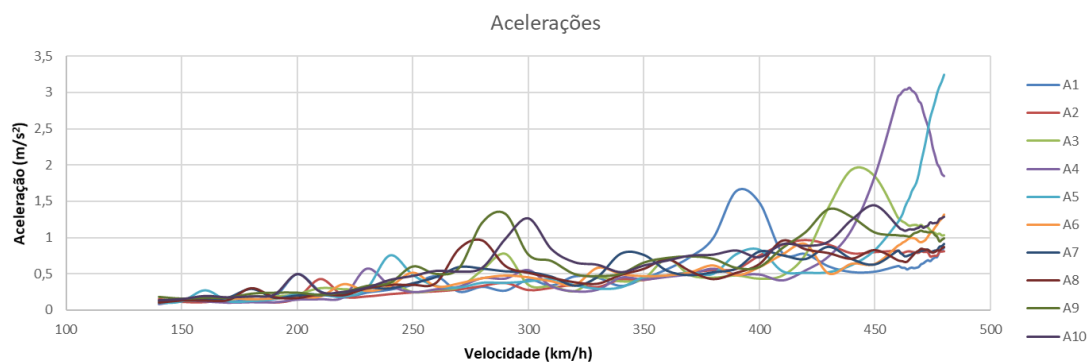
Quadro 6.23 – Valores máximos de aceleração e deslocamentos por comboio para os nós 21914 e 22044.

	21914		22044	
Comboios	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)
A1	1,398	1,792	1,375	1,734
A2	1,126	1,045	1,113	1,018
A3	1,375	1,869	1,341	1,807
A4	1,800	2,617	1,765	2,532
A5	1,947	2,724	1,909	2,637
A6	1,132	1,644	1,138	1,611
A7	1,183	1,307	1,193	1,291
A8	1,195	0,908	1,176	0,939
A9	1,518	1,290	1,489	1,246
A10	1,511	1,288	1,484	1,289

6.4.2. 2º VÃO

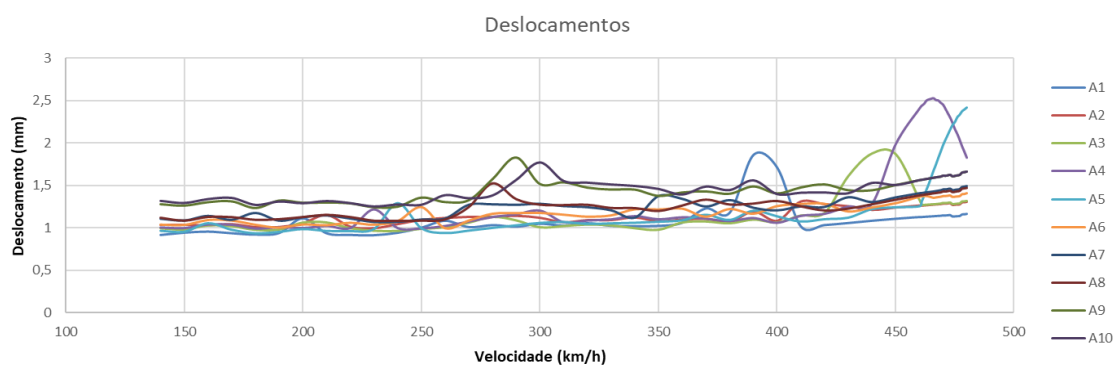
Para o 2º vão desta ponte, serão apresentados os resultados para 3 nós, 18235, 18240 e 18248, já identificados anteriormente, dado que foram aqueles que apresentaram maiores valores de acelerações, no estudo realizado para a determinação dos nós com maiores valores de aceleração. As envolventes de resultados relativos às acelerações e deslocamentos de cada comboio são apresentadas nas Figuras 6.51, 6.52, 6.53 respetivamente para os nós 18235, 18240 e 18248.

- 18235



a)

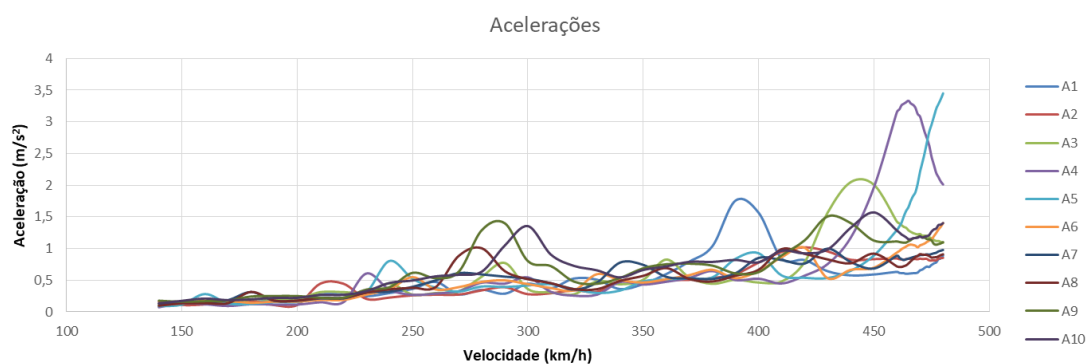
Figura 6.51 – Gráfico de envolventes para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 18235, da análise dinâmica realizada.



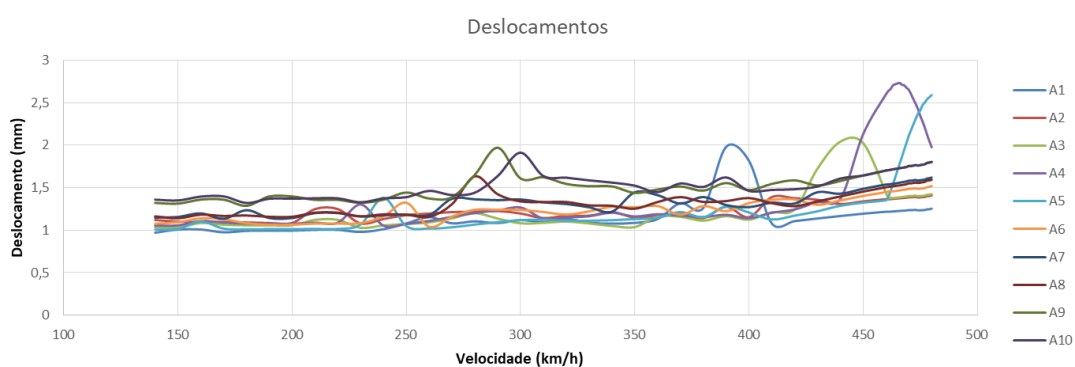
b)

Figura 6.51 – Gráfico de envolventes para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 18235, da análise dinâmica realizada (continuação).

- 18240



a)



b)

Figura 6.52 – Gráfico de envolventes para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 18240, da análise dinâmica realizada.

- 18248

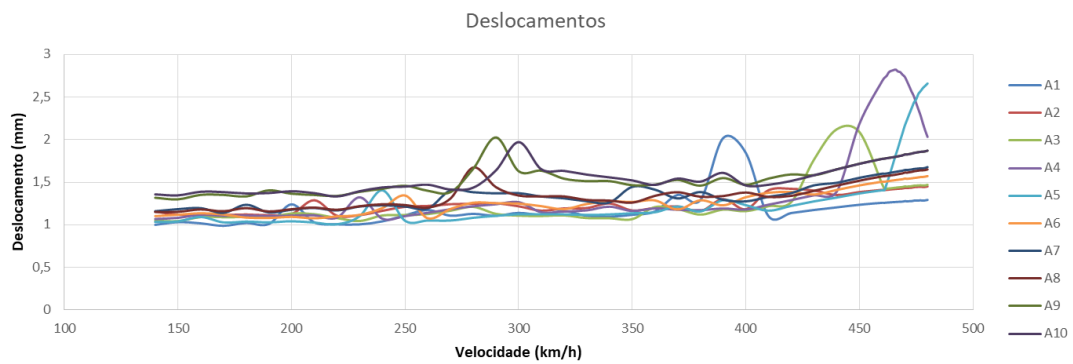
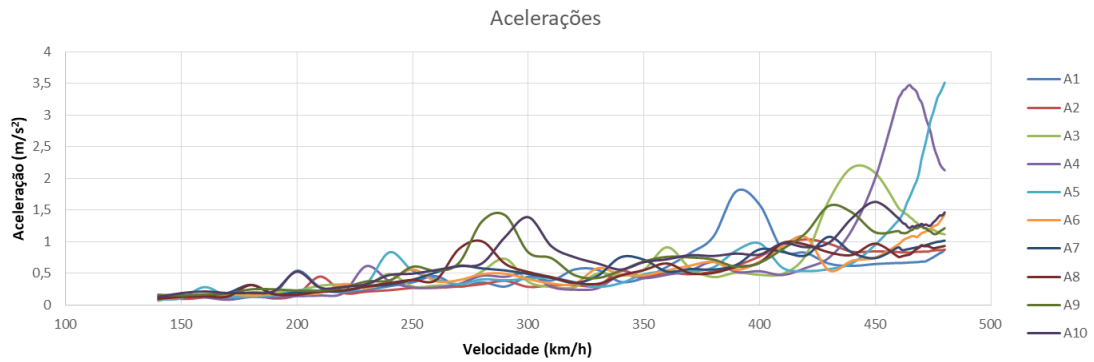


Figura 6.53 - Gráfico de envoltórias para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 18248, da análise dinâmica realizada.

Na Figura 6.54 estão os resultados referentes aos valores máximos de acelerações e deslocamentos para os três nós, em forma de envoltórias.

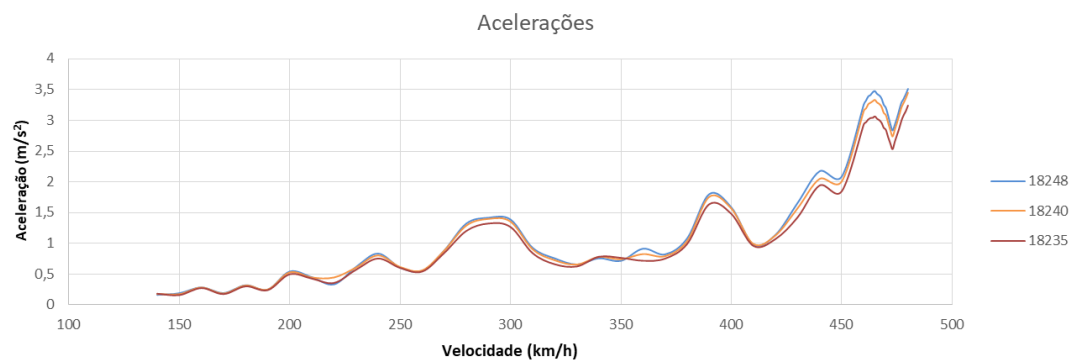
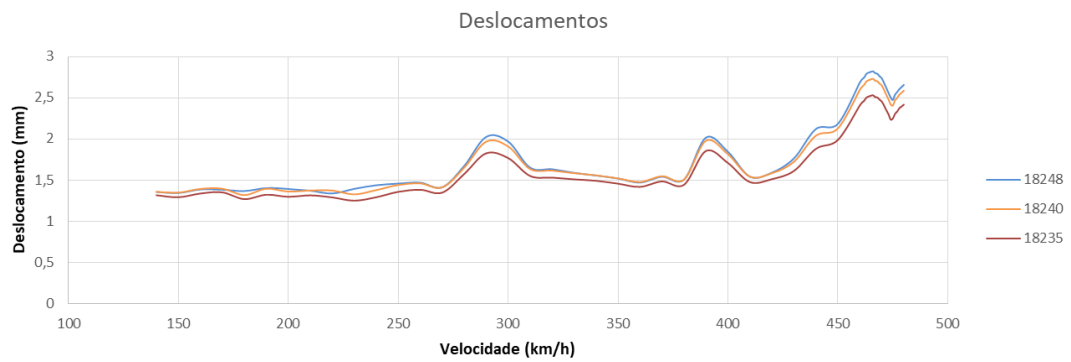


Figura 6.54 – Gráfico das envoltórias correspondentes aos valores máximos de acelerações e deslocamentos para os nós 18235, 18240 e 18248, a) acelerações b) deslocamentos.



b)

Figura 6.54 – Gráfico das envolventes correspondentes aos valores máximos de acelerações e deslocamentos para os nós 18235, 18240 e 18248, a) acelerações b) deslocamentos (continuação).

Dos gráficos conclui-se que os valores de acelerações máximos alternam entre o nó 18248, 18240 e 18235 dependendo da velocidade, até a velocidade de 390 km/h, sendo que a partir dessa, os valores de acelerações máxima convergem para o nó 18248.

Os deslocamentos apresentam o mesmo comportamento que as acelerações. A partir da velocidade 390 km/h os valores máximos de deslocamento correspondem ao nó 18235, meio vão do 2º vão da ponte.

Para uma melhor compreensão, no Quadro 6.24, expõem-se os valores de deslocamentos e acelerações para as diferentes velocidades, nos três nós anteriormente apresentados.

Quadro 6.24 – Valores de deslocamentos e acelerações para os nós 18235, 18240 e 18248, para as velocidades enunciadas.

	18235		18240		18248	
V	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)
140	1,318	0,183	1,360	0,178	1,358	0,164
150	1,293	0,160	1,349	0,176	1,346	0,190
160	1,339	0,275	1,395	0,283	1,388	0,285
170	1,353	0,177	1,398	0,186	1,385	0,194
180	1,271	0,303	1,320	0,316	1,369	0,320
190	1,324	0,241	1,397	0,251	1,405	0,250
200	1,299	0,499	1,362	0,531	1,394	0,544
210	1,317	0,429	1,375	0,446	1,373	0,451
220	1,292	0,357	1,375	0,446	1,339	0,334
230	1,252	0,571	1,329	0,607	1,395	0,617
240	1,293	0,756	1,381	0,806	1,440	0,835
250	1,359	0,602	1,443	0,618	1,459	0,607
260	1,385	0,543	1,462	0,562	1,471	0,554
270	1,350	0,847	1,414	0,884	1,415	0,886
280	1,576	1,204	1,652	1,291	1,673	1,324
290	1,827	1,324	1,969	1,399	2,027	1,418
300	1,770	1,268	1,911	1,355	1,971	1,389
310	1,552	0,842	1,637	0,905	1,653	0,929
320	1,532	0,662	1,617	0,727	1,634	0,757
330	1,511	0,626	1,586	0,657	1,590	0,658
340	1,493	0,784	1,560	0,780	1,557	0,758
350	1,458	0,766	1,523	0,743	1,522	0,717
360	1,420	0,719	1,479	0,827	1,472	0,915
370	1,486	0,753	1,549	0,794	1,543	0,822
380	1,445	0,992	1,508	1,039	1,508	1,082
390	1,856	1,638	1,980	1,757	2,018	1,801
400	1,710	1,481	1,816	1,567	1,845	1,586
410	1,477	0,959	1,544	0,992	1,543	0,983
420	1,513	1,072	1,586	1,131	1,592	1,140
430	1,613	1,423	1,724	1,571	1,765	1,657
440	1,881	1,942	2,041	2,050	2,122	2,174
450	1,989	1,849	2,129	2,008	2,185	2,087
460	2,410	2,937	2,598	3,156	2,687	3,261
461	2,444	2,970	2,635	3,194	2,725	3,320
462	2,466	3,015	2,659	3,263	2,749	3,389
463	2,505	3,040	2,701	3,287	2,792	3,412
464	2,518	3,042	2,716	3,311	2,808	3,458
465	2,527	3,066	2,725	3,334	2,817	3,476
466	2,532	3,027	2,731	3,291	2,824	3,431
467	2,511	3,005	2,709	3,269	2,801	3,406
468	2,506	2,963	2,703	3,223	2,793	3,358
469	2,478	2,882	2,674	3,123	2,763	3,256
470	2,456	2,845	2,650	3,085	2,738	3,203
471	2,408	2,728	2,598	2,963	2,683	3,079
472	2,354	2,627	2,541	2,841	2,625	2,941
473	2,304	2,532	2,485	2,740	2,564	2,837
474	2,239	2,650	2,423	2,846	2,508	2,927
475	2,249	2,759	2,408	2,956	2,475	3,035
476	2,306	2,867	2,469	3,078	2,539	3,163
477	2,335	2,991	2,501	3,205	2,572	3,286
478	2,376	3,081	2,541	3,282	2,608	3,348
479	2,397	3,151	2,564	3,359	2,632	3,425
480	2,419	3,243	2,589	3,450	2,659	3,512

A velocidade mais condicionante correspondente aos 480 km/h para o comboio A5, sendo os gráficos de deslocamentos e acelerações, correspondentes a esta velocidade e comboio, apresentado na Figura 6.55 juntamente com um estudo realizado de forma a concretizar quais os modos solicitados na resposta a esta solicitação, apresentado na Figura 6.56.

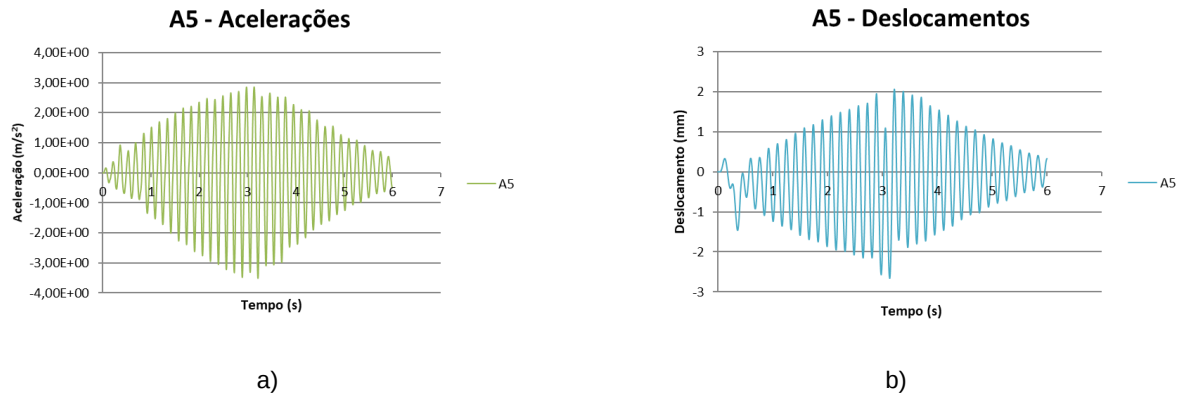


Figura 6. 55 - Gráficos de a) acelerações e b)deslocamentos para a velocidade de aceleração máxima para o nó da via sobre o meio vão, 18248

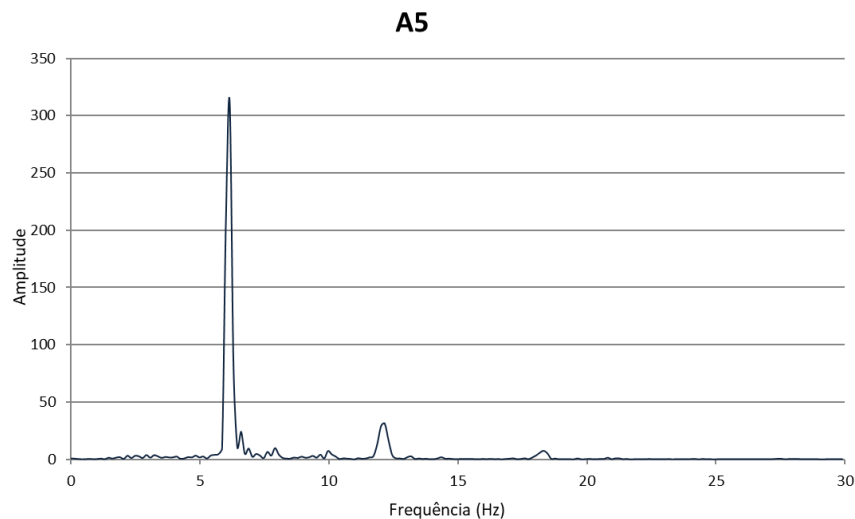


Figura 6.56 – Gráfico referente aos modos de vibração solicitados no movimento do comboio A5 a 480 km/h (Frequências em Hz).

Constatou-se, que principalmente, foi solicitado o 1º modo de vibração, havendo ainda uma solicitação do 6º modo de vibração, embora com menor amplitude.

Os valores máximos de aceleração e deslocamentos por velocidade e em cada nó analisado, são apresentados no Quadro 6.25.

Quadro 6.25 – Valores máximos de aceleração e deslocamentos por comboio para os nós 18235, 18240 e 18248.

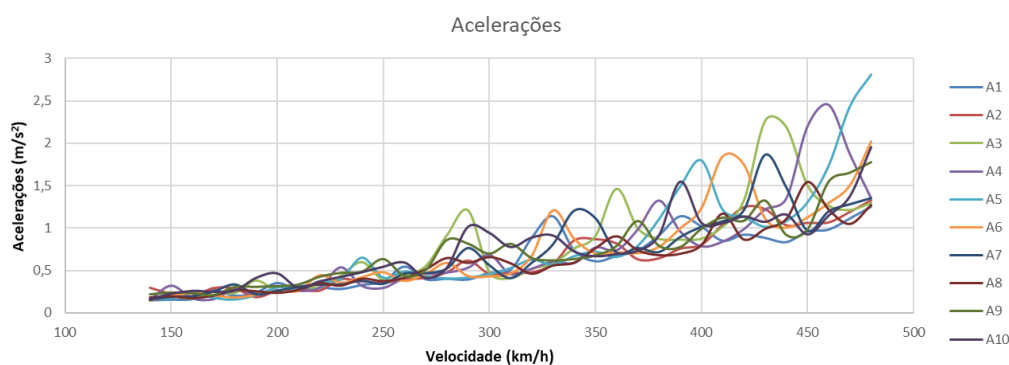
	18235		18240		18248	
Comboios	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)
A1	1,856	1,638	1,980	1,757	2,018	1,801
A2	1,309	0,964	1,407	1,020	1,451	1,040
A3	1,881	1,942	2,041	2,050	2,122	2,174
A4	2,532	3,066	2,731	3,334	2,824	3,476
A5	2,419	3,243	2,589	3,450	2,659	3,512
A6	1,406	1,315	1,520	1,404	1,573	1,436
A7	1,497	0,918	1,620	1,000	1,678	1,079
A8	1,522	0,962	1,633	1,006	1,673	1,008
A9	1,827	1,389	1,969	1,509	2,027	1,569
A10	1,770	1,448	1,911	1,572	1,971	1,631

De referir que no caso desta ponte nenhuma velocidade é condicionante para a segurança do balastro. A velocidade de aceleração máxima foi 480 km/h para o comboio A5, com um valor de 3,512 m/s², maior que 3,5 m/s², contudo a diferença foi considerada desprezável.

6.4.3. 3º VÃO

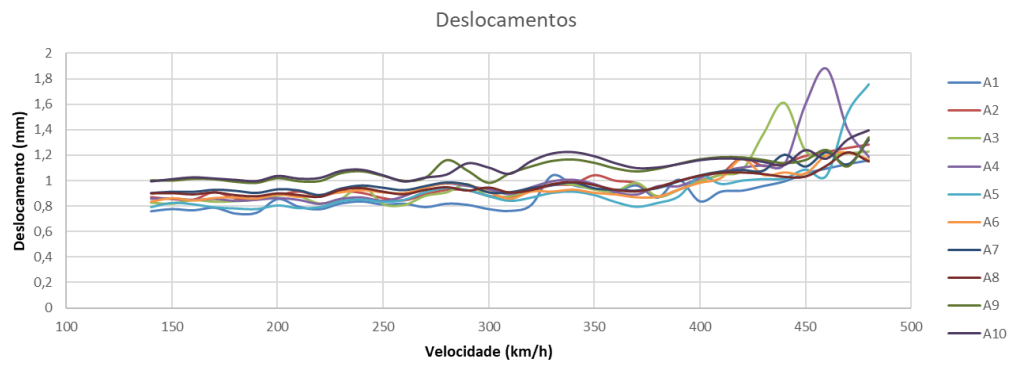
Como já referido, para o terceiro vão, serão apresentados os valores dos resultados para os nós 23516, referente ao meio vão, e 23490 uma vez que foram estes que apresentaram maiores valores de acelerações. Estes valores são mostrados por envolventes, por comboio, nas Figuras 6.57 e 6.58.

- 23516



a)

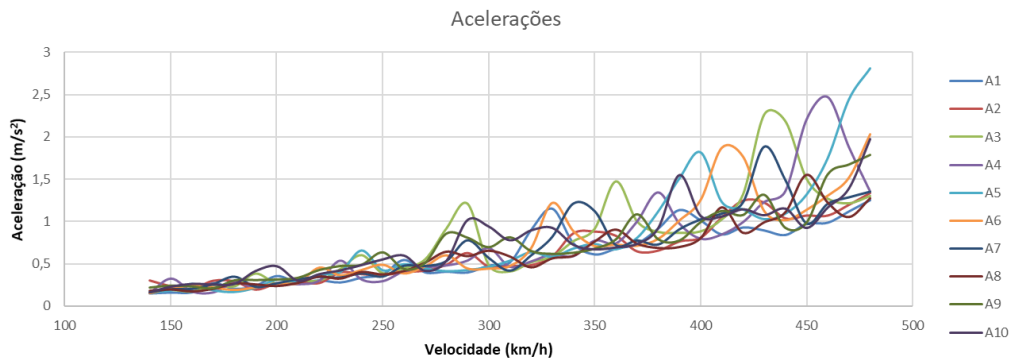
Figura 6.57 - Gráfico de envolventes para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 23516, da análise dinâmica realizada.



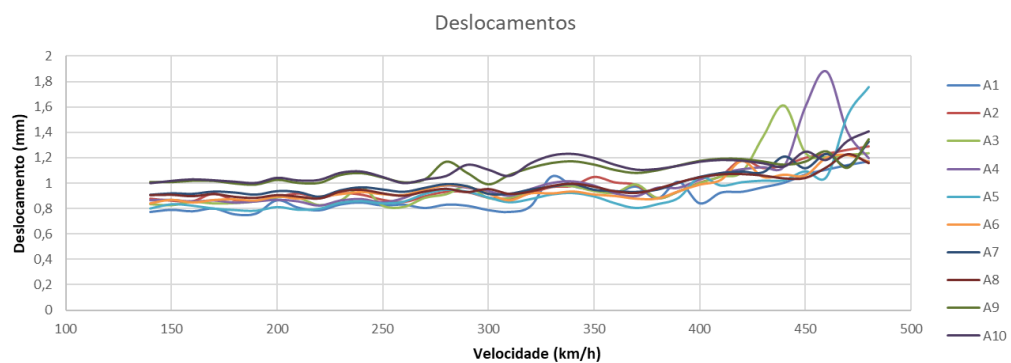
b)

Figura 6.57 - Gráfico de envolturas para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 23516, da análise dinâmica realizada (continuação).

- 23490



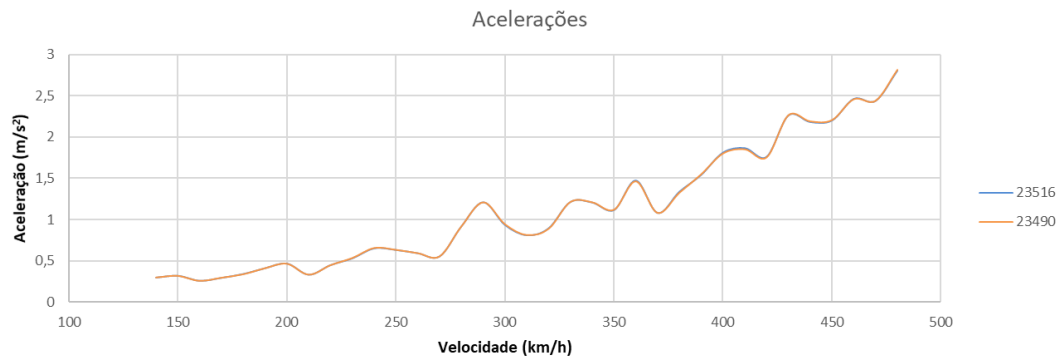
a)



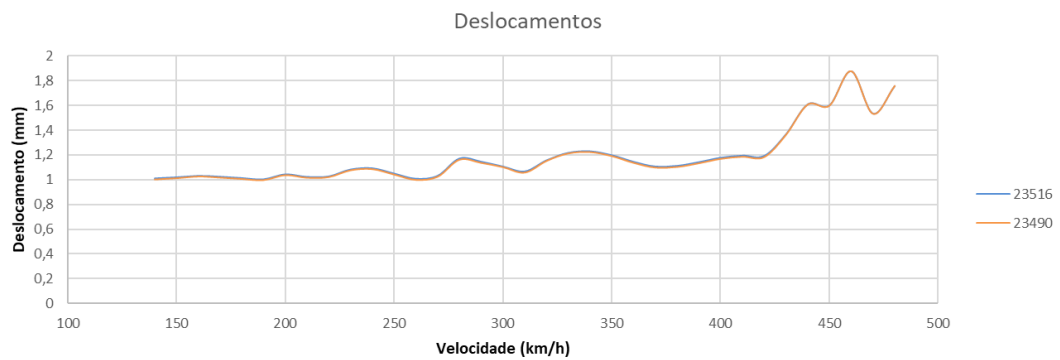
b)

Figura 6.58 – Gráfico de envolturas para: a) acelerações e b) deslocamentos, para o nó 23490, da análise dinâmica realizada.

As envolturas, para todas as velocidades e comboios, nos nós analisados, tem a configuração exposta na Figura 6.59, para os valores de acelerações e deslocamentos.



a)



b)

Figura 6.59 – Gráfico das envolventes correspondentes aos valores máximos de acelerações e deslocamentos para os nós 23516 e 23490, a) acelerações b) deslocamentos.

Constata-se dos gráficos apresentados que os resultados de acelerações e deslocamentos são coincidentes, havendo apenas pequenas diferenças entre os seus valores, como é possível determinar através da análise do Quadro 6.26.

Quadro 6.26 – Valores de deslocamentos e acelerações para os nós 23516 e 23490, para as velocidades enunciadas.

V	23516		23490	
	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)
140	1,001	0,300	1,008	0,301
150	1,011	0,319	1,017	0,323
160	1,025	0,260	1,028	0,262
170	1,016	0,297	1,021	0,298
180	1,006	0,339	1,010	0,344
190	0,996	0,412	1,001	0,414
200	1,036	0,466	1,041	0,470
210	1,015	0,334	1,020	0,336
220	1,021	0,449	1,024	0,452
230	1,076	0,535	1,080	0,534
240	1,084	0,656	1,090	0,655
250	1,041	0,634	1,047	0,636
260	0,998	0,594	1,005	0,596
270	1,024	0,555	1,029	0,557
280	1,161	0,917	1,169	0,920
290	1,135	1,208	1,143	1,213
300	1,101	0,943	1,104	0,938
310	1,057	0,813	1,065	0,814
320	1,151	0,889	1,155	0,897
330	1,212	1,213	1,216	1,217
340	1,223	1,209	1,228	1,211
350	1,190	1,119	1,197	1,119
360	1,136	1,462	1,142	1,476
370	1,098	1,081	1,105	1,084
380	1,103	1,325	1,110	1,341
390	1,133	1,547	1,140	1,545
400	1,168	1,800	1,176	1,815
410	1,185	1,850	1,193	1,869
420	1,182	1,752	1,190	1,764
430	1,362	2,261	1,366	2,265
440	1,608	2,188	1,610	2,186
450	1,599	2,203	1,602	2,204
460	1,878	2,456	1,879	2,467
470	1,533	2,437	1,535	2,442
480	1,759	2,811	1,759	2,808

Do quadro 6.26 conclui-se que existe uma alternância dos valores máximos em todas as velocidades em análise, sendo que o valor máximo de aceleração corresponde à velocidade 480 km/h devido ao movimento do comboio A5, no nó correspondente ao meio vão. Os gráficos de deslocamentos e acelerações correspondentes a este movimento apresentam-se na Figura 6.60, juntamente com um estudo efetuado, de forma a determinar quais os modos de vibração solicitados por este movimento, exposto na Figura 6.61.

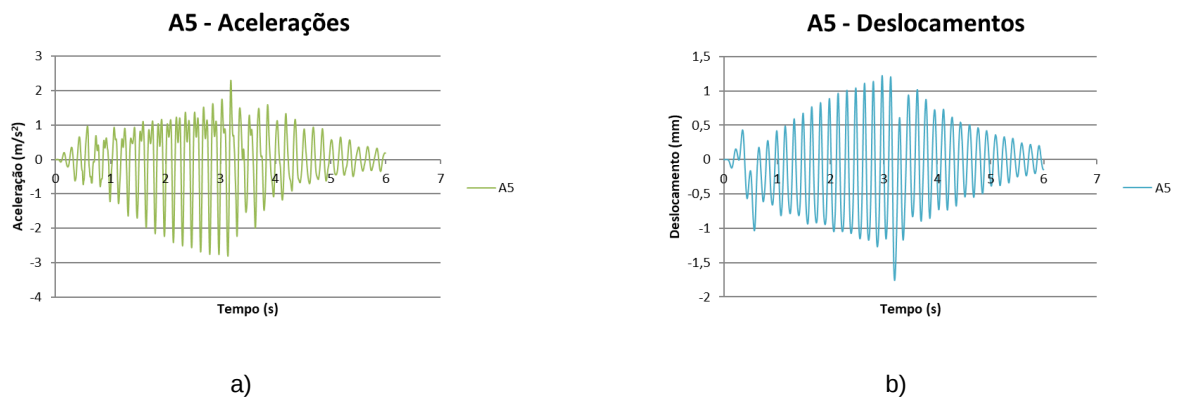


Figura 6.60 – Gráficos de a) acelerações e b) deslocamentos para a velocidade de aceleração máxima para o nó da via sobre o meio vão, 23516.

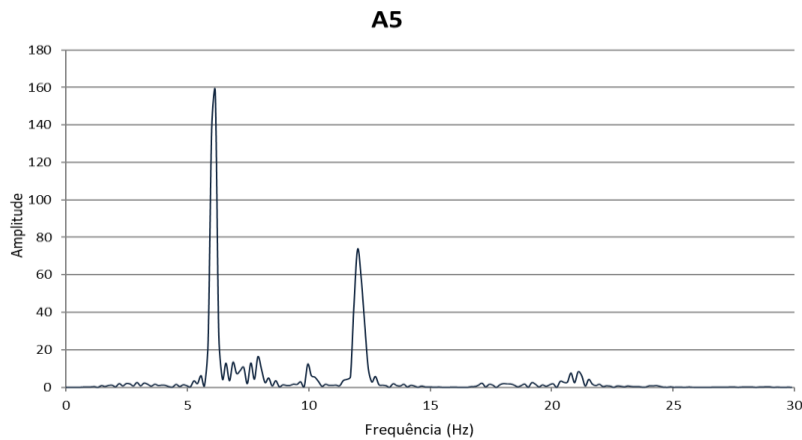


Figura 6.61 – Gráfico referente aos modos de vibração solicitados no movimento do comboio A5 a 480 km/h (Frequências em Hz).

Observa-se então que na resposta ao movimento do comboio A5 é solicitado o 1º modo de vibração e o 6º modo.

São apresentados no Quadro 6.27 os valores de deslocamentos e acelerações para cada comboio e para os dois pontos analisados.

Quadro 6.27 – Valores máximos de aceleração e deslocamentos por comboio para os nós 23516 e 23490.

	23516		23490	
Comboios	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)	u (mm)	$\ddot{u}$ (m/s ²)
A1	1,160	1,249	1,168	1,249
A2	1,281	1,330	1,291	1,341
A3	1,608	2,261	1,610	2,265
A4	1,878	2,456	1,879	2,467
A5	1,759	2,811	1,759	2,808
A6	1,217	2,025	1,223	2,029
A7	1,322	1,866	1,329	1,882
A8	1,220	1,540	1,227	1,552
A9	1,341	1,774	1,348	1,784
A10	1,394	1,955	1,405	1,970

6.4.4. COEFICIENTES DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA

Expõem-se, nas Quadros 6.28, 6.29 e 6.30, os coeficientes de amplificação dinâmica, relativos aos deslocamentos, para os pontos correspondentes ao meio vão de cada um dos três vãos.

- 21914 (meio vão do 1º vão)

Quadro 6.28 – Valores dos deslocamentos dinâmicos, estáticos e factores de amplificação dinâmica para as velocidades com maior deslocamento, por comboio.

Comboios	$u_{dyn} (mm)$	$u_{sta} (mm)$	dyn/sta
A1	1,398	0,777	1,800
A2	1,126	0,854	1,318
A3	1,375	0,823	1,671
A4	1,800	0,841	2,140
A5	1,947	0,792	2,459
A6	1,135	0,845	1,344
A7	1,183	0,898	1,317
A8	1,195	0,886	1,349
A9	1,518	1,01	1,503
A10	1,511	1,02	1,482

No caso deste vão o deslocamento máximo surge quando os eixos da primeira locomotiva juntamente com os eixos da carruagem adjacente se encontram em cima do vão, perto do nó de meio vão, para o caso dos comboios A1 e A2, sendo que nos restantes surgem quando os eixos da última carruagem juntamente com os eixos da locomotiva adjacente se encontram perto do nó de meio vão.

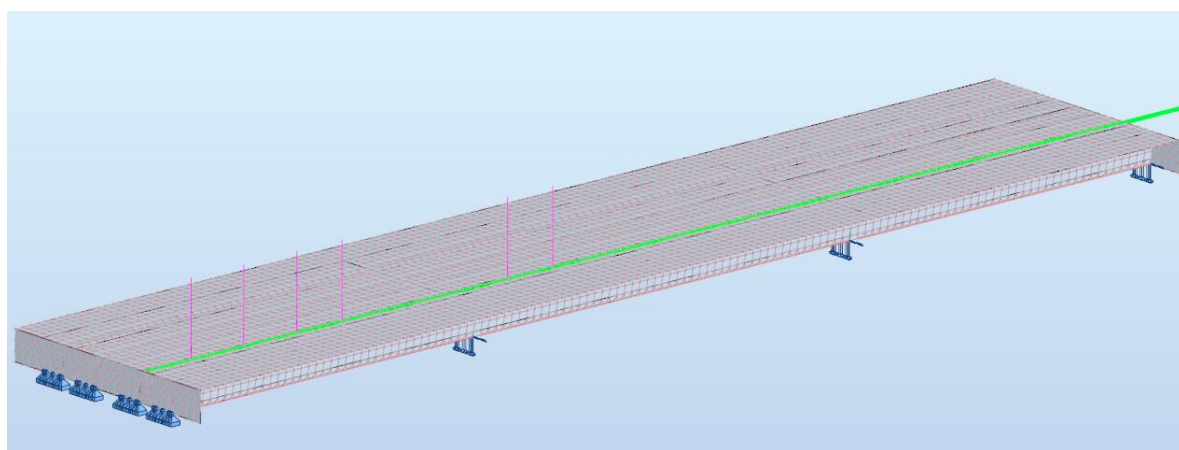


Figura 6.62 – Posição das cargas estáticas para o máximo deslocamento a meio do primeiro vão.

- 18248 (meio vão do 2º vão)

Quadro 6.29 – Valores dos deslocamentos dinâmicos, estáticos e fatores de amplificação dinâmica para as velocidades com maior deslocamento, por comboio.

Comboios	$u_{dyn} (mm)$	$u_{sta} (mm)$	dyn/sta
A1	2,018	1,060	1,904
A2	1,451	1,185	1,225
A3	2,122	1,112	1,908
A4	2,824	1,150	2,455
A5	2,659	1,070	2,485
A6	1,573	1,115	1,410
A7	1,678	1,227	1,368
A8	1,673	1,224	1,367
A9	2,027	1,390	1,458
A10	1,971	1,420	1,388

No caso deste vão, o deslocamento máximo surge quando os eixos da primeira locomotiva juntamente com os eixos da carruagem adjacente se encontram em cima do vão, perto do ponto de meio vão, para o todos os comboios do HSLM-A.

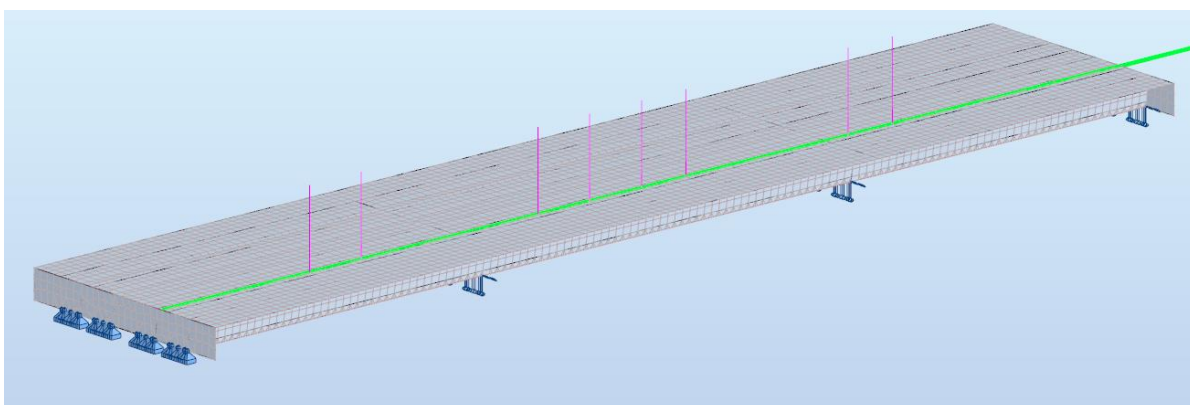


Figura 6.63 – Posição das cargas estáticas para o máximo deslocamento a meio do segundo vão.

- 23516 (meio vão do 3.º vão)

Quadro 6.30 – Valores dos deslocamentos dinâmicos, estáticos e fatores de amplificação dinâmica para as velocidades com maior deslocamento, por comboio.

Comboios	$u_{dyn} (mm)$	$u_{sta} (mm)$	dyn/sta
A1	1,160	0,827	1,402
A2	1,281	0,909	1,410
A3	1,608	0,875	1,837
A4	1,878	0,89	2,111
A5	1,759	0,836	2,104
A6	1,217	0,892	1,365
A7	1,322	0,948	1,395
A8	1,220	0,935	1,305
A9	1,341	1,06	1,265
A10	1,394	1,07	1,303

No caso deste vão, o deslocamento máximo surge com os modelos de carga inversos ao do primeiro vão, ou seja, surge quando os eixos a última carruagem juntamente com os eixos da locomotiva adjacente se encontram perto do ponto de meio vão, para o caso dos comboios A1 e A2, sendo que nos comboios restantes, surge quando os eixos da primeira locomotiva juntamente com os eixos da carruagem adjacente se encontram em cima do vão, perto do ponto de meio vão.

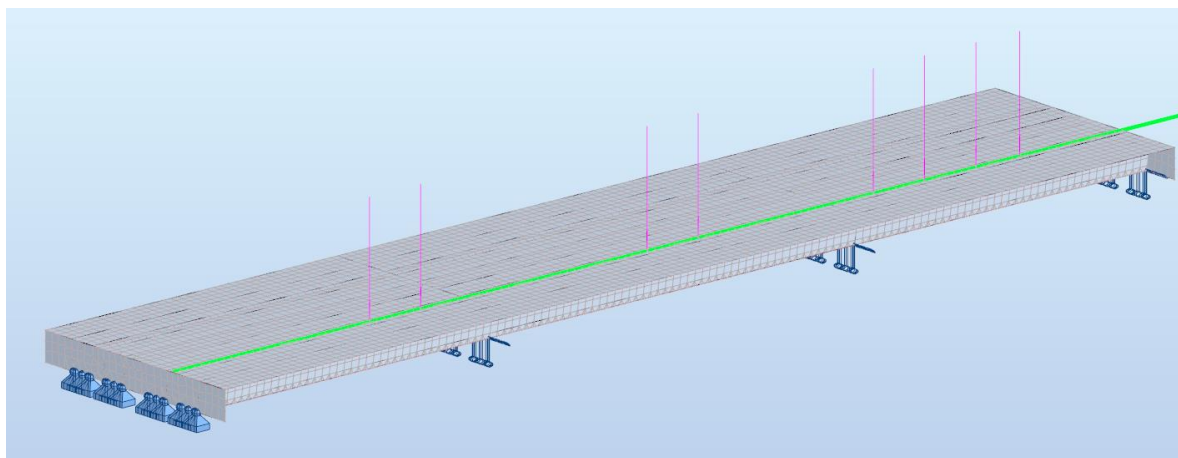


Figura 6.64 – Posição das cargas estáticas para o máximo deslocamento a meio do terceiro vão.

6.4. CONCLUSÕES

Neste capítulo foram apresentados os resultados de 5 análises realizadas a 3 pontes distintas, duas delas simplesmente apoiadas de 25 m e outra de 65 m constituída por 3 vãos, análises dinâmicas realizadas com dois tipos de amortecimento. Chegou-se às seguintes conclusões:

- A variação do amortecimento tem forte influência nos efeitos que irão surgir numa ponte, devido ao movimento do comboio, sendo esse facto bastante notório em velocidades que

criam ressonância no tabuleiro da ponte, levando a um decréscimo que pode chegar aos 45 %, no caso das acelerações.

- Nenhum dos tabuleiros simplesmente apoiados satisfaz o requisito expresso no EN1990-A2, referente ao limite de aceleração de $3,5 \text{ m/s}^2$, para todos os comboios, levando a que haja a necessidade de condicionar a circulação do tipo de comboios sobre a ponte, sendo apenas permitido a circulação ao comboio A1, no caso de ser considerado amortecimento de 1% e dos comboios A1, A2 e A3 no caso de ser considerado o amortecimento de 2,5%.
- Em velocidades ressonantes, o modo de vibração solicitado, no caso dos tabuleiros simplesmente apoiados, foi o 1º modo de vibração, em todas as velocidades e comboios, em que foram realizadas análises FFT, vindo de encontro aquilo que foi mencionado anteriormente, que neste tipo de pontes o comportamento dinâmico pode ser reduzido ao seu modo de vibração fundamental. Foram ainda verificados fenómenos de cancelamento de ressonância. No caso da ponte contínua de 65 metros, os modos de vibração solicitados para as diferentes velocidades de aceleração máxima, para os diferentes vãos, foram o 1º e o 6º modo de vibração.
- Os fatores de amplificação dinâmica, relativos aos deslocamentos, no caso dos tabuleiros analisados, para todos os tipos de amortecimento, são todos maiores que 1, levando a concluir que os deslocamentos dinâmicos são mais condicionantes que os deslocamentos resultantes da análise estática, relativa aos comboios HSLM-A.
- Para o caso da análise dinâmica relativa ao tabuleiro contínuo de três vãos, a aceleração máxima situa-se no nó de meio do segundo vão com um valor de $3,51 \text{ m/s}^2$, considerando-se assim que respeita o limite de $3,5 \text{ m/s}^2$ impostos pela norma.
- Em todas as análises, relativas à ponte com tabuleiro contínuo de 65 metros, surgiram acelerações menores que aquelas obtidas para as análises relativas às pontes simplesmente apoiadas. Isto é justificado por diferentes fatores, nomeadamente, o maior vão da ponte, levando a um maior espaço de dissipação de energia. Outros fatores são o movimento do comboio solicitar um maior número de modos de vibração, possibilitando assim que exista um cancelamento dos efeitos, uma vez que estes se cancelam parcialmente entre si durante o movimento do comboio (Goicolea et al, 2004) e o número de apoios e a rigidez no plano vertical que essas zonas conferem ao tabuleiro, sendo zonas importantes para a dissipação de energia.
- Para a ponte contínua, houve uma alternância da localização dos valores máximos dos efeitos, sendo que conforme o aumento de velocidade, nomeadamente, a partir de velocidades a rondar os 400 km/h, os efeitos máximos convergiram todos para os nós correspondentes ao meio de cada vão.

7

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS PONTES

7.1 INTRODUÇÃO

O tráfego ferroviário sobre uma ponte provoca deformações, deslocamentos e acelerações, que devem ser avaliados de forma a garantir os limites expostos pelas normas EN1990-A2 e EN1991-2. Esses limites baseiam-se na segurança estrutural, onde as vibrações que surgem devido ao movimento dos comboios, com eixos regulares, podem provocar amplificações dinâmicas excessivas e comprometer a segurança da via. É necessário que não exista, nem instabilidade do balastro, nem perda de contacto da roda com o carril, nem desconforto dos passageiros, dado que acelerações elevadas nas carruagens podem causar desconforto dos mesmos.

7.2. SEGURANÇA ESTRUTURAL

7.2.1. VIGA ARTESA (25 METROS)

Com base nos resultados obtidos da análise dinâmica para os comboios relativos ao caso de carga HSLM-A, determinou-se as amplificações dinâmicas por intermédio da relação presente no EN1991-2 e descrita nesta dissertação no capítulo 3, para os dois tipos de amortecimento estudados.

Segundo o EN1991-2, no dimensionamento deverão ser utilizados os valores mais desfavoráveis resultantes da:

- Análise dinâmica, corrigida para ter em conta as irregularidades da via:

$$\left(1 + \varphi'_{dyn} + 0,5\varphi''\right) \times \left(\frac{HSLM}{ou} \frac{RT}{RT}\right) \quad [7.1]$$

Sendo que a parcela $0,5\varphi''$ corresponde à amplificação dinâmica devido às irregularidades da via para um estado de manutenção cuidado;

- Amplificação do modelo de cargas LM71, majorado pelo fator dinâmico e pelo fator de classificação α :

$$\alpha \times \Phi \times LM71 \quad [7.2]$$

A parcela dinâmica correspondente a φ'' é calculada através de uma expressão descrita no Anexo C, do EN1991-2, que para o valor de velocidade $v \geq 22 \text{ m/s}$, assume um valor constante de 0,0498, aproximadamente 5%.

Para o modelo LM71 e para um estado de manutenção standard, que deverá ser assumido em caso de não haver nenhuma especificação, o fator dinâmico a adotar é o Φ_3 . Sendo o tabuleiro simplesmente apoiado, o L_Φ corresponde ao vão do tabuleiro, 25 metros, chegando-se a um valor de 1,18.

Conforme exposto no capítulo 3, para velocidades inferiores a 200 km/h e caso a frequência se situe dentro de determinados limites, a resposta dinâmica pode ser obtida multiplicando a resposta estática pelo coeficiente dinâmico $(1 + \varphi)$, obtido da seguinte forma, para uma via com manutenção standard.

$$(1 + \varphi) = (1 + \varphi' + \varphi'') \quad [7.3]$$

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad [7.4]$$

$$K = \frac{v}{2L_\Phi \times n_0}$$

No caso da viga artesa de 25 m de desenvolvimento os limites inferior e superior são os seguintes:

- Limite inferior : $n_0 = 23,58 \times L_\Phi^{-0,592} = 3,507 \text{ Hz}$
- Limite superior: $n_0 = 94,76 \times L_\Phi^{-0,748} = 8,53 \text{ Hz}$

Pelo que para uma frequência fundamental de vibração de 4,688 Hz, esta situa-se dentro do intervalo de validade calculado anteriormente.

Serão apresentados, nas Figuras 7.1 e 7.2, os resultados dos deslocamentos obtidos para os dois tipos de amortecimento utilizados na análise dinâmica para o comboio A10, que se revelou ser o mais condicionante, afetado de um coeficiente de amplificação dinâmica, carga estática do comboio A10 afetada de um coeficiente dinâmico $(1 + \varphi)$ e carga LM71.

- Amortecimento de 1%

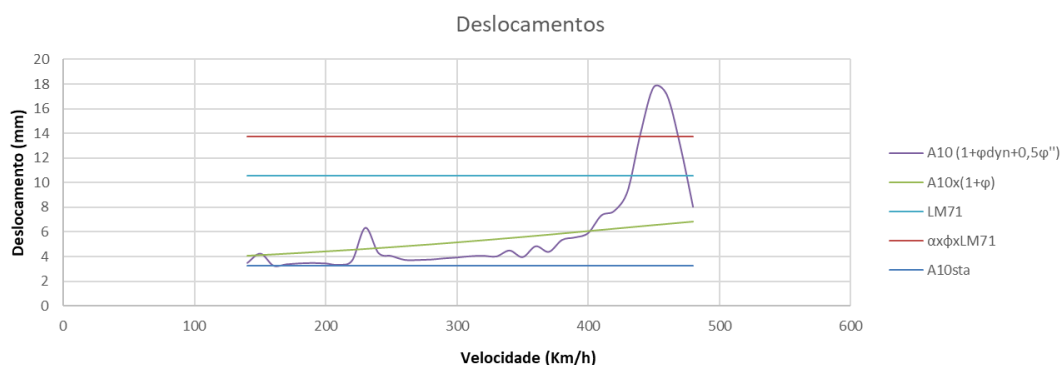


Figura 7.1 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio vão obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica, com valor de amortecimento de 1%, e da adoção de um coeficiente dinâmico $(1+\varphi)$ para o comboio A10.

- Amortecimento de 2,5%

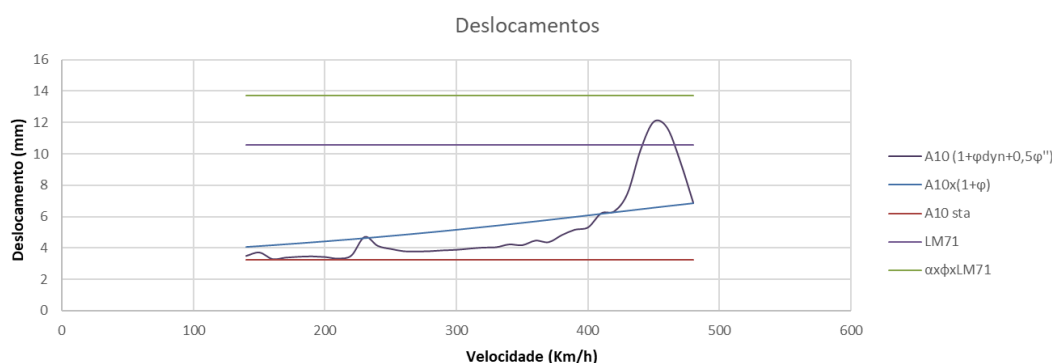


Figura 7.2 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio vão obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica, com valor de amortecimento de 2,5%, e da adoção de um coeficiente dinâmico $(1+\varphi)$ para o comboio A10.

Da observação dos gráficos é possível retirar as seguintes conclusões:

- Para velocidades $v \leq 200$ km/h, os resultados obtidos através do coeficiente dinâmico $(1+\varphi)$ são quase sempre superiores àqueles obtidos através da análise dinâmica, sendo a única exceção a velocidade de 150 km/h, contudo, com uma diferença de deslocamentos a rondar os 0,15 mm, sendo essa diferença desprezável, para análise dinâmica com amortecimento de 1%.
- Para velocidades $v \geq 200$ km/h e até 400 km/h, os efeitos obtidos através da aplicação do coeficiente de dinâmico $(1+\varphi)$ não cobrem os efeitos para as velocidades próximas da ressonância para o valor de amortecimento de 1%, sendo que para o valor de 2,5 % os valores de deslocamentos são quase coincidentes. Para valores de velocidade maiores que 400 km/h, em nenhuma das duas análises os valores obtidos através da aplicação do coeficiente dinâmico $(1+\varphi)$ cobrem os obtidos através da análise dinâmica.
- Os resultados obtidos através da aplicação do modelo de cargas LM71, majorado pelo fator de classificação, com valor de 1,1, admitido por especificações do projecto Hs2, e pelo fator dinâmico Φ_3 , de valor 1,18, para o caso da análise com amortecimento de 1% são menores que os resultados obtidos na análise dinâmica a partir da velocidade 440 km/h, até à velocidade de

460 km/h, enquanto que para o caso da análise dinâmica com amortecimento de 2,5%, este é sempre maior que os valores obtidos por essa análise.

No Quadro 7.1, apresentam-se os valores máximos dos deslocamentos para todos os comboios, relativos a esta ponte, para os dois tipos de amortecimento.

Quadro 7.1 - Valores do deslocamento máximo a meio vão para os comboios do caso de carga HSLM-A, para a ponte constituída por vigas Artesa.

	S_{sta} (mm)	$S_{sta} (1+\varphi_{dyn}+0,5\varphi'')$ (mm) 1%	$S_{sta} (1+\varphi_{dyn}+0,5\varphi'')$ (mm) 2,5%	$S_{sta} (1+\varphi)$ (mm)	LM71 (mm)	$\alpha \times \varphi \times LM71$ (mm)
A1	2,628	5,039	3,947	5,553	10,570	13,720
A2	2,997	7,732	5,394	6,313	10,570	13,720
A3	2,783	9,224	6,173	5,869	10,570	13,720
A4	2,868	10,645	7,176	6,060	10,570	13,720
A5	2,628	11,632	7,627	5,553	10,570	13,720
A6	2,783	12,874	8,527	5,869	10,570	13,720
A7	2,938	14,672	9,728	6,207	10,570	13,720
A8	2,905	15,401	10,102	6,144	10,570	13,720
A9	3,247	17,058	11,585	6,862	10,570	13,720
A10	3,247	17,752	12,057	6,862	10,570	13,720

7.2.2. VIGA W-13 (25 METROS)

A mesma análise é agora realizada para o caso de uma ponte constituída por vigas W-13, para um desenvolvimento de 25 metros. Os mesmos conceitos teóricos, expostos para a viga Artesa de 25 m são válidos para esta ponte, pelo não irei expô-los novamente.

A parcela dinâmica correspondente a φ'' é calculada através de uma expressão descrita no Anexo C, do EN1991-2, que para o valor de velocidade $v \geq 22$ m/s assume um valor constante de 0,0572, aproximadamente 6%.

Os limites inferior e superior, para este tipo de viga, no caso de a análise ser realizada apenas para velocidades inferiores a 200 km/h, são os seguintes:

- Limite inferior : $n_0 = 23,58 \times L_{\Phi}^{-0,592} = 3,507$ Hz
- Limite superior: $n_0 = 94,76 \times L_{\Phi}^{-0,748} = 8,53$ HZ

Como o valor da frequência fundamental de vibração para esta ponte se situa nos 4,913 Hz, esta situa-se no intervalo de limites calculados anteriormente.

Nas Figuras 7.3 e 7.4, mostram-se os resultados dos deslocamentos a meio vão obtidos para os dois tipos de amortecimento, utilizados na análise dinâmica para o comboio A10, que revelou ser o mais condicionante, afetado de um coeficiente de amplificação dinâmica, carga estática do comboio A10 afetada de um coeficiente dinâmico $(1 + \varphi)$ e carga LM71 afectada de fator dinâmico e fator de classificação.

- Valor de amortecimento 1%

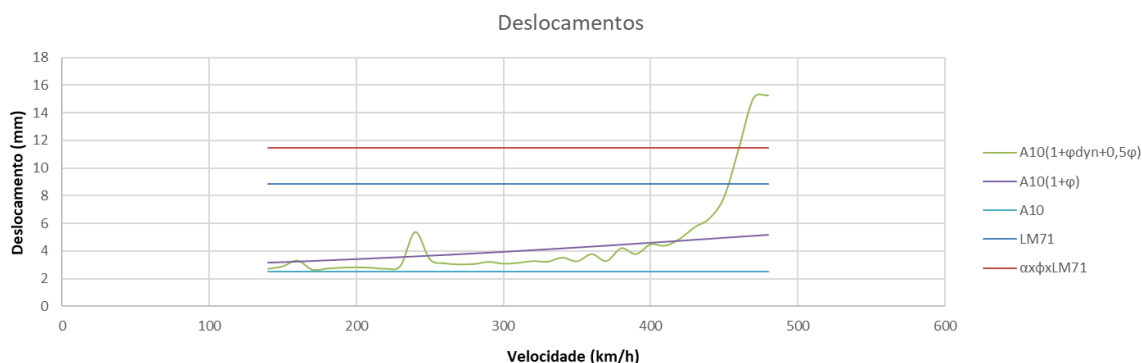


Figura 7.3 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio vão obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica, com valor de amortecimento de 1%, e da adoção de um coeficiente dinâmico $(1 + \varphi)$ para o comboio A10.

- Valor de amortecimento 2,5%

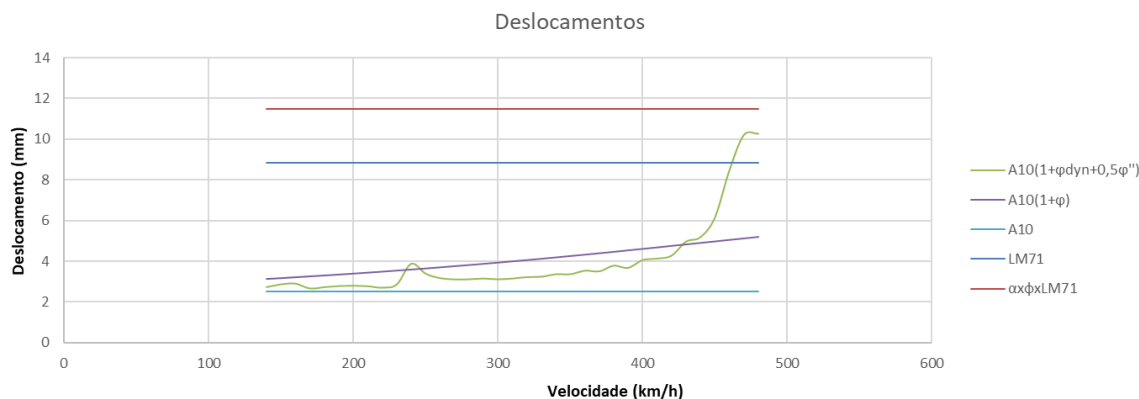


Figura 7.4 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio vão, obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica, com valor de amortecimento de 2,5%, e da adoção de um coeficiente dinâmico $(1 + \varphi)$ para o comboio A10.

Relativamente a esta ponte, as conclusões que se retiram são idênticas às retiradas das para a ponte Artesa, sendo:

- Para velocidades $v \leq 200$ km/h, os resultados obtidos através do coeficiente dinâmico $(1 + \varphi)$ são quase sempre superiores àqueles obtidos através da análise dinâmica com amortecimento

de 1%, sendo a única exceção a velocidade de 160 km/h, contudo, com uma diferença de deslocamentos a rondar os 0,08 mm, sendo essa diferença desprezável.

- Para velocidades $v \geq 200$ km/h e até 400km/h, os efeitos obtidos através da aplicação do coeficiente dinâmico $(1+\phi)$, não cobrem os efeitos para as velocidades próximas da ressonância para o valor de amortecimento de 1%, sendo que, para o valor de amortecimento de 2,5 %, os valores de deslocamentos são quase coincidentes, sendo ligeiramente superiores para os resultados retirados da análise dinâmica. Para valores de velocidade maiores que 410 km/h, no caso do valor de amortecimento de 1%, e 450 km/h, no caso da análise para 2,5% de amortecimento, os valores obtidos através da aplicação do coeficiente dinâmico $(1+\phi)$ nunca cobrem os obtidos através da análise dinâmica.
- Os resultados obtidos através da aplicação do modelo de cargas LM71, majorado pelo fator de classificação, com valor de 1,1, admitido por especificações do projeto Hs2, e pelo fator dinâmico Φ_3 , de valor 1,18, para o caso da análise com amortecimento de 1% é menor que os resultados obtidos na análise dinâmica a partir da velocidade 460 km/h, enquanto que para o caso da análise dinâmica com amortecimento de 2,5%, este é sempre maior que os valores obtidos por essa análise.

No Quadro 7.2 apresentam-se os valores máximos para os deslocamentos, para todos os comboios, relativos a esta ponte, para os dois tipos de amortecimento.

Quadro 7.2 - Valores do deslocamento máximo a meio vão para os comboios do caso de carga HSLM-A, para a ponte constituída por vigas W-13.

	S_{sta} (mm)	$S_{sta} (1+\phi_{dyn}+0,5\phi'')$ (mm) 1%	$S_{sta} (1+\phi_{dyn}+0,5\phi'')$ (mm) 2,5%	$S_{sta} (1+\phi)$ (mm)	LM71 (mm)	$\alpha\phi\times LM71$ (mm)
A1	2,048	4,403	3,240	4,213	8,840	11,474
A2	2,329	6,037	4,303	4,788	8,840	11,474
A3	2,169	7,887	5,303	4,459	8,840	11,474
A4	2,233	9,436	6,144	4,582	8,840	11,474
A5	2,048	9,857	6,394	4,213	8,840	11,474
A6	2,169	10,866	7,169	4,459	8,840	11,474
A7	2,289	12,792	8,341	4,706	8,840	11,474
A8	2,262	13,144	8,648	4,644	8,840	11,474
A9	2,530	14,929	10,016	5,199	8,840	11,474
A10	2,530	15,254	10,261	5,199	8,840	11,474

7.2.3. VIGA W-13 (65 METROS, 3 VÃOS)

A análise deste tipo de ponte é mais complexa que as anteriores, dado que é composta por vários vãos, ligados entre si, levando a que o comportamento tanto estático como dinâmico de um vão, seja influenciado pelos restantes vãos que a constituem. Assim, o primeiro aspeto a ter em conta, no que toca à análise estática deste tipo de pontes, prende-se com a determinação das linhas de influência para cada ponto analisado, neste caso o ponto de meio vão. Assim, da passagem de uma carga unitária sobre uma ponte de três vãos surgem seguintes as linhas de influência (esboço da forma da linha) expostas nas Figuras 7.5, 7.6 e 7.7.

- Meio do primeiro vão:

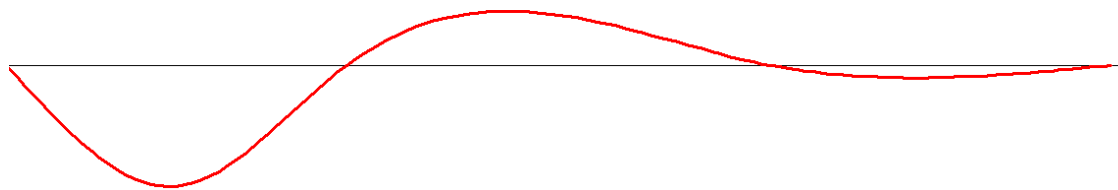


Figura 7.5 - Linha de influência para maximizar o deslocamento a meio do primeiro vão.

- Meio do segundo vão:

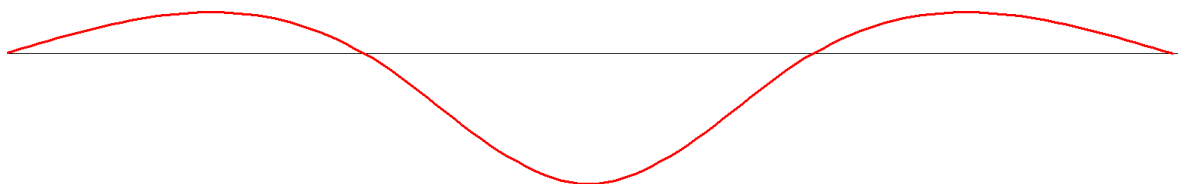


Figura 7.6 - Linha de influência para maximizar o deslocamento a meio do segundo vão.

- Meio do terceiro vão:

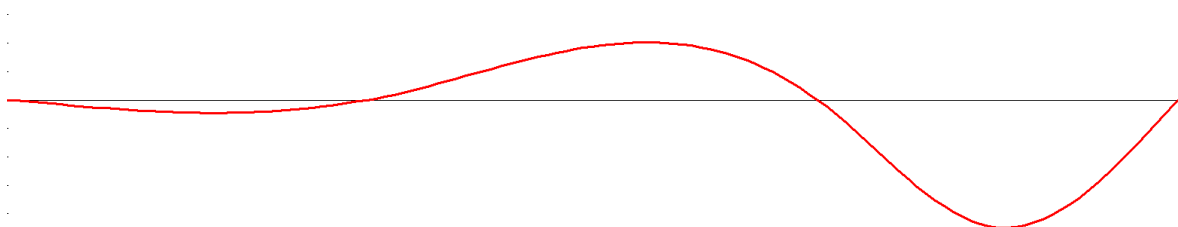


Figura 7.7 - Linha de influência para maximizar o deslocamento a meio do terceiro vão.

Perante as linhas de influência apresentadas chegou-se às seguintes conclusões:

- No caso das cargas estáticas devidas aos comboios HSLM-A, como todos os vãos são inferiores a 25 metros, as cargas mais condicionantes serão as correspondentes aos últimos dois eixos das locomotivas, juntamente com os dois eixos iniciais, das carruagens adjacentes, podendo essas corresponder ao conjunto de eixos inicial ou final do comboio, dependendo do movimento e do vão em questão, sendo que para o primeiro vão serão os eixos correspondentes à locomotiva e carruagem iniciais, no caso do segundo vão terá que haver uma avaliação de quais são os mais condicionantes, dado que esta pode variar de comboio para comboio, dependendo da carga e do espaçamento entre os eixos, e para o terceiro vão serão sempre os eixos correspondentes à carruagem e locomotiva finais. No caso do primeiro e terceiro vãos ainda podem existir configurações diferentes do comboio sobre a ponte, estando estas presentes na secção 6.4.4 desta dissertação.

- No caso da carga LM71, as cargas pontuais são fixas e as cargas distribuídas podem ter um comprimento qualquer, por isso, depois da determinação da posição das cargas pontuais, no caso de avaliar o deslocamento máximo chegou-se à conclusão que: para majorar o deslocamento no primeiro vão, coloca-se as cargas pontuais nos locais determinados e as cargas distribuídas no primeiro vão, perante o esquema apresentado no EN1991-2, e adiciona-se cargas distribuídas em todo o terceiro vão. Para majorar o deslocamento no segundo vão, dever-se-á colocar as cargas pontuais nos locais determinados e as cargas distribuídas em todo o segundo vão, conforme o EN1991-2 e no caso do terceiro vão, colocar as cargas pontuais nos locais determinados e as cargas distribuídas pelo terceiro vão, conforme o apresentado no EN1991-2, e solicitar todo o primeiro vão com uma carga distribuída.
- No caso da carga SW/0, visto que esta é constituída por duas cargas distribuídas com geometria definida e fixa chegou-se às seguintes conclusões para majoração do deslocamento a meio da cada vão: no caso do primeiro vão é quando a resultante da primeira carga se encontra a meio da ponte, sendo que a restante se encontra completamente fora de ponte neste momento. No caso do segundo vão será quando a resultante da primeira carga distribuída se encontra a +1 metro (33,5 metros) do meio do segundo vão (32,5 metros), sendo que nessa posição, uma parte da segunda carga distribuída também já se encontra a solicitar o segundo vão. No caso do terceiro vão será quando a resultante da segunda carga se encontra aproximadamente a meio vão, sendo que a primeira carga já se encontra completamente fora da ponte.

Nas Figuras 7.8, 7.9 e 7.10, é possível observar o posicionamento das cargas a meio do segundo vão, para o caso de carga HSLM-A comboio A10, LM71 e SW/0.

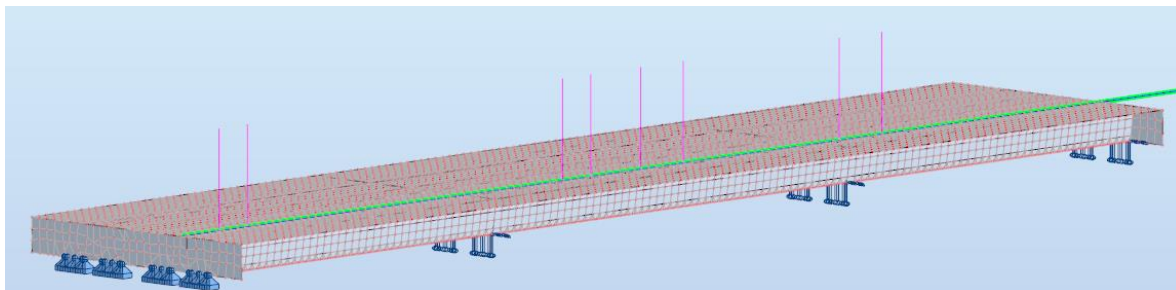


Figura 7.8 - Esquema da carga HSLM-A, comboio A4, para maximização do deslocamento a meio do segundo vão.

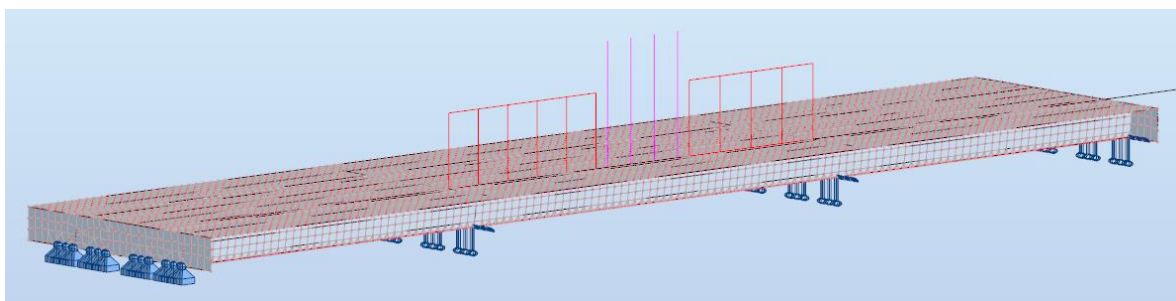


Figura 7.9 - Esquema da carga LM71 para maximização do deslocamento a meio do segundo vão.

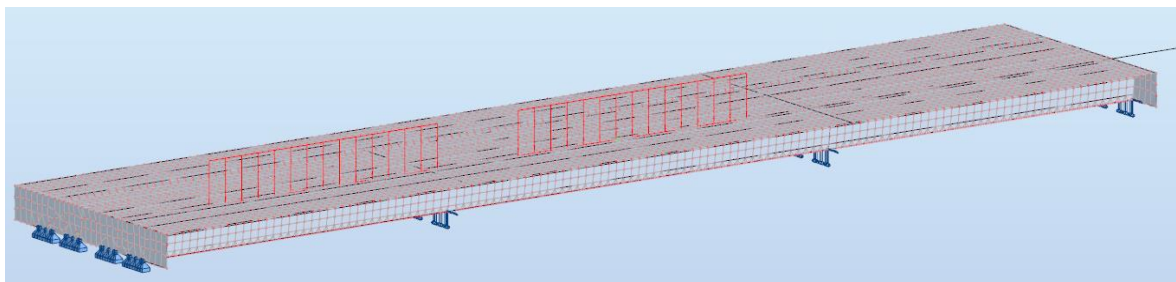


Figura 7.10 - Esquema da carga SW/0 para maximização do deslocamento a meio do segundo vão.

Os resultados da aplicação do coeficiente de amplificação dinâmica serão apresentados para os pontos correspondentes à secção de meio vão de cada vão da ponte, sobre o eixo da via.

Para o cálculo do Φ é necessária a determinação de L_Φ (comprimento efetivo), sendo este diferente do caso das pontes simplesmente apoiadas. Para este caso é necessário recorrer à seguinte fórmula presente no EN1991-2:

$$L_\Phi = k \times L_m \geq \max(L_i) \quad [7.5]$$

Sendo $L_m = 1/n(L_1 + L_2 + \dots + L_n)$

Assim determinou-se um $L_\Phi = 28,167$ m maior que 25 metros.

Para esta ponte o valor ϕ'' toma o valor de 0,079, aproximadamente 8%.

Os limites inferior e superior, para este tipo de viga, no caso de a análise ser realizada apenas para velocidades inferiores a 200 km/h, são os seguintes:

- Limite inferior : $n_0 = 23,58 \times L_\Phi^{-0,592} = 3,268$ Hz
- Limite superior: $n_0 = 94,76 \times L_\Phi^{-0,748} = 7,80$ HZ

Como o valor da frequência fundamental de vibração para esta ponte se situa nos 6,12 Hz, esta situa-se no intervalo de validade calculado anteriormente.

Para o caso de carga LM71 e SW/0, e para um estado de manutenção standard, que deverá ser assumido em caso de não haver nenhuma especificação, o fator dinâmico a adotar é o Φ_3 . Sendo o tabuleiro simplesmente apoiado o L_Φ corresponde ao vão do tabuleiro tem o valor de 28,167 metros, chegando-se a um valor de 1,15.

Serão apresentados, nas Figuras 7.11, 7.12 e 7.13, os resultados referentes às cargas estáticas LM71, SW/0, HSLM-A5 e à carga dinâmica afetada do coeficiente de amplificação dinâmica HSLM-A4.

- Meio do 1º vão

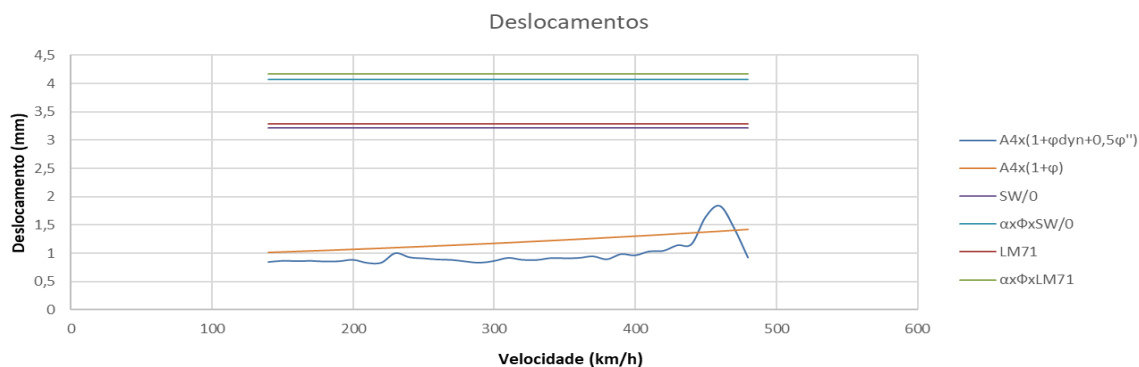


Figura 7.11 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio do primeiro vão obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica, com valor de amortecimento de 1%, e da adoção de um coeficiente dinâmico $(1 + \varphi)$ para o comboio A4.

- Meio do 2º vão

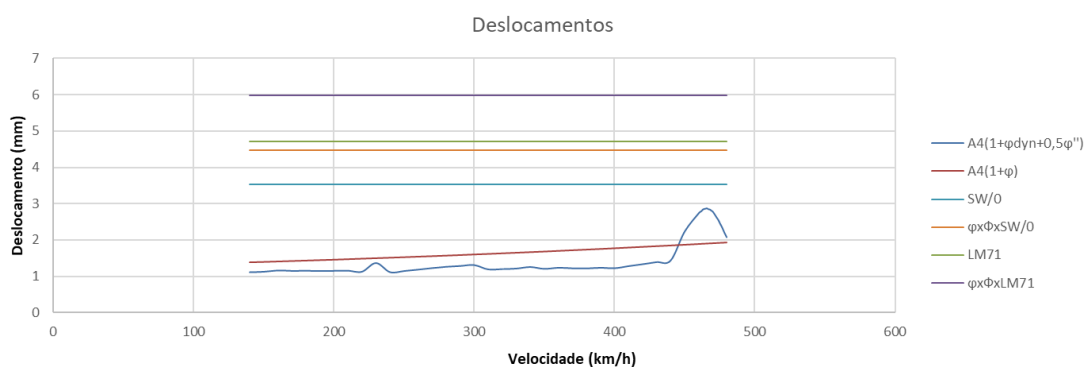


Figura 7.12 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio do segundo vão obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica, com valor de amortecimento de 1%, e da adoção de um coeficiente dinâmico $(1 + \varphi)$ para o comboio A4.

- Meio do 3º vão

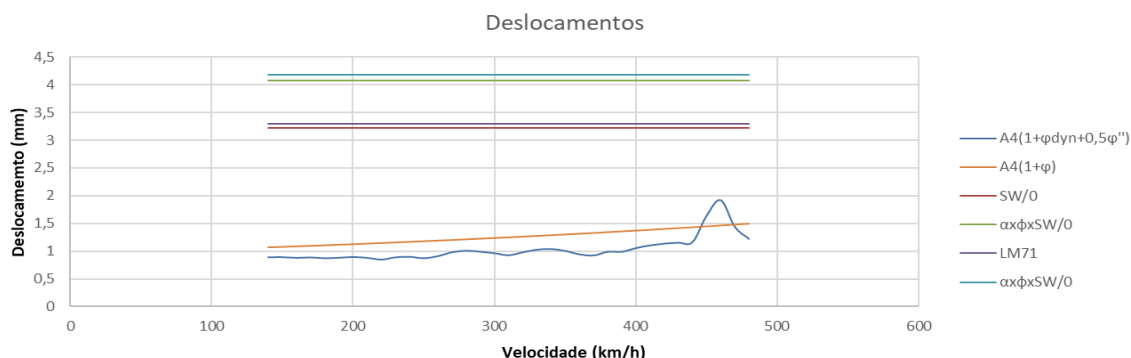


Figura 7.13 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio do segundo vão obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica, com valor de amortecimento de 1%, e da adoção de um coeficiente dinâmico $(1+\varphi)$ para o comboio A4.

Relativamente a este tipo de ponte as seguintes conclusões podem ser retiradas:

- Para velocidades $v \leq 200$ km/h, os resultados obtidos através do coeficiente dinâmico $(1+\varphi)$ são sempre superiores aqueles obtidos através da análise dinâmica, para todos os vãos;
- Para velocidades $v > 200$ km/h, os resultados obtidos pelo coeficiente dinâmico $(1+\varphi)$ são sempre superiores àqueles obtidos através da análise dinâmica, para todos os vãos. A partir dos 465 km/h os resultados da análise dinâmica passam a ser superiores, sendo que no segundo vão estes são sempre superiores, enquanto que no primeiro e no terceiro estes passam a ser menores, aproximadamente, a partir da velocidade de 475 km/h;
- Os resultados obtidos da aplicação da carga LM71, tanto os valores característicos como os majorados pelo fator de classificação e dinâmico, são sempre superiores, tanto aos resultados da análise dinâmica como aos resultados obtidos da aplicação do coeficiente dinâmico $(1+\varphi)$;
- Os resultados obtidos da aplicação da carga SW/0, tanto os valores característicos como os majorados pelo coeficiente de classificação e dinâmico, são sempre superiores, tanto aos resultados da análise dinâmica, como dos resultados obtidos da aplicação do coeficiente dinâmico, contudo, menores que os resultados obtidos na aplicação do caso de carga LM71.

Nos Quadros 7.3, 7.4 e 7.5, são apresentados os resultados máximos obtidos para todos os comboios correspondentes ao caso de carga HSLM-A, para todos os vãos anteriormente enunciados.

Quadro 7.3 - Valores do deslocamento máximo a meio do primeiro vão para os comboios do caso de carga HSLM-A, para a ponte constituída por vigas W-13 (65 m).

	S_{sta} (mm)	$S_{sta} (1+\varphi_{dyn}+0,5\varphi'')$ (mm) 1%	$S_{sta} (1+\varphi)$ (mm)	LM71 (mm)	$\alpha\phi\times LM71$ (mm)	SW/0 (mm)	$\alpha\phi\times SW/0$ (mm)
A1	0,777	1,429	1,312	3,287	4,169	3,212	4,074
A2	0,854	1,160	1,442	3,287	4,169	3,212	4,074
A3	0,823	1,408	1,389	3,287	4,169	3,212	4,074
A4	0,841	1,833	1,420	3,287	4,169	3,212	4,074
A5	0,792	1,979	1,337	3,287	4,169	3,212	4,074
A6	0,845	1,169	1,426	3,287	4,169	3,212	4,074
A7	0,898	1,219	1,516	3,287	4,169	3,212	4,074
A8	0,886	1,230	1,496	3,287	4,169	3,212	4,074
A9	1,010	1,558	1,705	3,287	4,169	3,212	4,074
A10	1,020	1,552	1,722	3,287	4,169	3,212	4,074

Quadro 7.4 - Valores do deslocamento máximo a meio do segundo vão para os comboios do caso de carga HSLM-A, para a ponte constituída por vigas W-13 (65 m).

	S_{sta} (mm)	$S_{sta} (1+\varphi_{dyn}+0,5\varphi'')$ (mm) 1%	$S_{sta} (1+\varphi)$ (mm)	LM71 (mm)	$\alpha\phi\times LM71$ (mm)	SW/0 (mm)	$\alpha\phi\times SW/0$ (mm)
A1	1,060	2,060	1,789	4,720	5,988	3,520	4,466
A2	1,185	1,498	2,000	4,720	5,988	3,520	4,466
A3	1,112	2,166	1,877	4,720	5,988	3,520	4,466
A4	1,150	2,869	1,941	4,720	5,988	3,520	4,466
A5	1,070	2,702	1,806	4,720	5,988	3,520	4,466
A6	1,115	1,617	1,882	4,720	5,988	3,520	4,466
A7	1,227	1,727	2,071	4,720	5,988	3,520	4,466
A8	1,224	1,722	2,066	4,720	5,988	3,520	4,466
A9	1,390	2,082	2,346	4,720	5,988	3,520	4,466
A10	1,420	2,028	2,397	4,720	5,988	3,520	4,466

Quadro 7.5 - Valores do deslocamento máximo a meio do terceiro vão para os comboios do caso de carga HSLM-A, para a ponte constituída por vigas W-13 (65 m).

	S_{sta} (mm)	$S_{sta} (1+\varphi_{dyn}+0,5\varphi'')$ (mm) 1%	$S_{sta} (1+\varphi)$ (mm)	LM71 (mm)	$\alpha\phi\times LM71$ (mm)	SW/0 (mm)	$\alpha\phi\times SW/0$ (mm)
A1	0,827	1,193	1,396	3,300	4,185	3,220	4,084
A2	0,909	1,318	1,534	3,300	4,185	3,220	4,084
A3	0,875	1,642	1,477	3,300	4,185	3,220	4,084
A4	0,890	1,914	1,502	3,300	4,185	3,220	4,084
A5	0,836	1,792	1,411	3,300	4,185	3,220	4,084
A6	0,892	1,253	1,506	3,300	4,185	3,220	4,084
A7	0,948	1,360	1,600	3,300	4,185	3,220	4,084
A8	0,935	1,257	1,578	3,300	4,185	3,220	4,084
A9	1,060	1,383	1,789	3,300	4,185	3,220	4,084
A10	1,070	1,436	1,806	3,300	4,185	3,220	4,084

7.3. SEGURANÇA DA VIA

Outras verificações necessárias são as relativas à segurança da via. Os parâmetros avaliados são:

- Aceleração vertical do tabuleiro
- Deformação vertical do tabuleiro
- Torção do tabuleiro
- Levantamento dos apoios
- Deformação longitudinal do tabuleiro
- Deformação transversal do tabuleiro

No caso concreto em estudo, não existem dados suficiente para a realização da verificação da deformação transversal do tabuleiro uma vez que, para a realização dessa, é necessária a modelação explícita do carril, para a aplicação das ações referentes ao Gr14 (ver secção 3.4.2), ação que não foi realizada no âmbito desta dissertação. Outra verificação que não é possível executar é a deformação longitudinal do tabuleiro dado que esta envolveria a modelação da rigidez horizontal, ação que não foi realizada no âmbito desta dissertação.

Antes de prosseguir com a avaliação de segurança da via é necessário reter alguns conceitos que serão usados para a apresentação dos resultados.

Os sistemas de apoios referentes às pontes em análises estão introduzidos na Figura 7.14, fazendo referencia a todos os apoios que estão localizados nesse sistema.

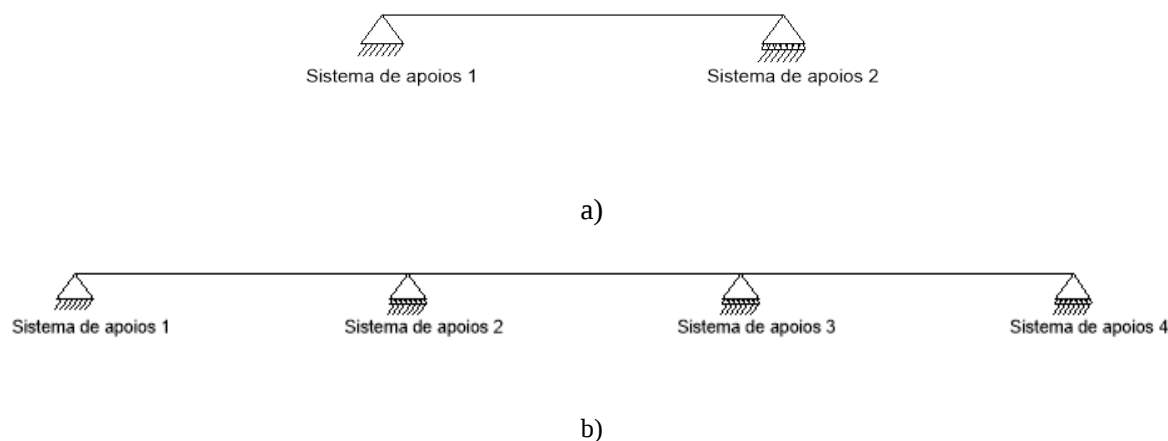


Figura 7.14 - Representação dos sistemas de apoios para as pontes: a) simplesmente apoiadas, b) ponte contínua.

A identificação das vigas que será utilizada durante a análise de segurança da via é exposta na Figura 7.15.

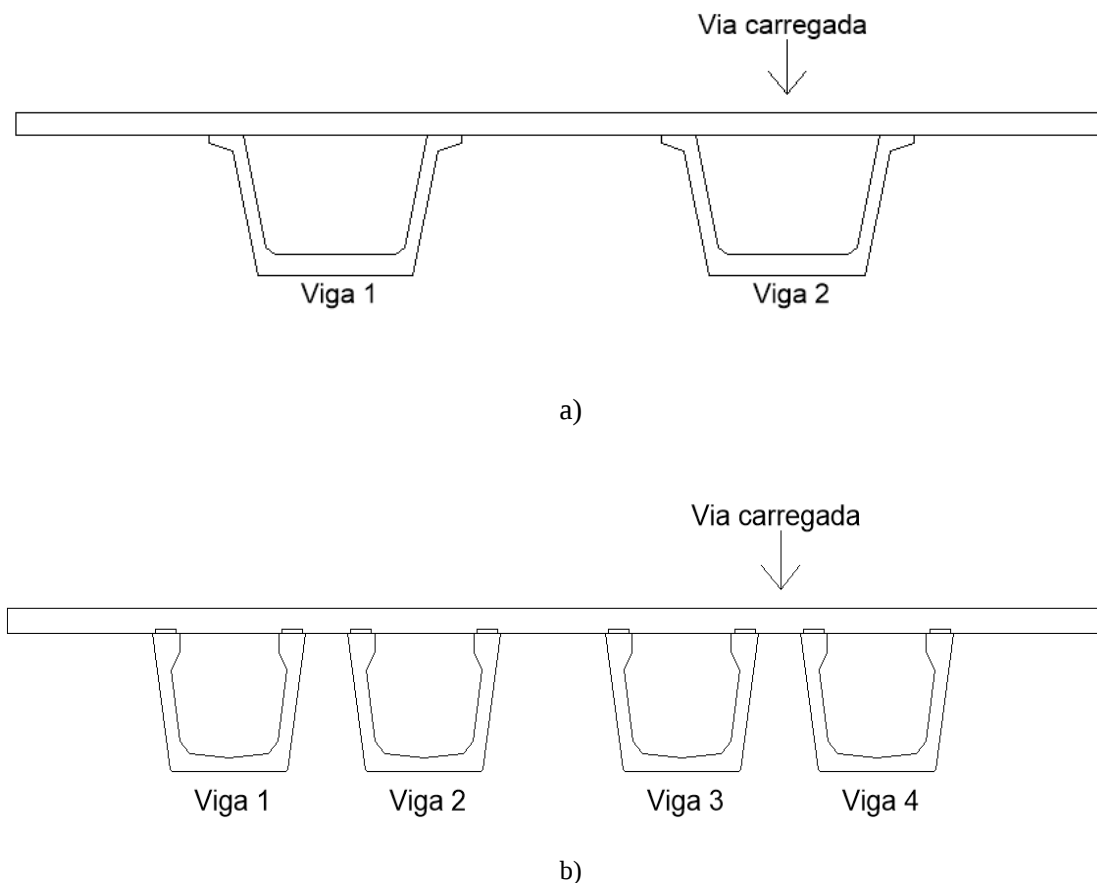


Figura 7.15 - Identificação das vigas de cada secção: a) viga artesã, b) viga W-13.

7.3.1. VIGA ARTESA (25 METROS)

7.3.1.1. - Aceleração vertical do tabuleiro

Conforme o exposto no EN1990-Annex A2, a aceleração vertical do tabuleiro, para o caso de pontes balastradas não deverá exceder o limite de $3,5 \text{ m/s}^2$.

Da observação dos gráficos dos valores acelerações resultantes da análise dinâmica para 1% de amortecimento conclui-se que, à exceção do comboio A1, todos os restantes comboios relativos ao modelo de carga HSLM-A passam em larga escala o valor de $3,5 \text{ m/s}^2$, sendo o menor desses valores correspondentes ao comboio A2, com uma aceleração de aproximadamente 4 m/s^2 e a maior corresponde ao comboio A10, com uma aceleração de aproximadamente $12,5 \text{ m/s}^2$. No que à análise com 2,5% de amortecimento diz respeito, verifica-se que, com a exceção dos comboios A1, A2 e A3, todos os comboios passam o limite de $3,5 \text{ m/s}^2$, embora que em menor escala que a análise anterior. Neste caso o menor valor, que passa o limite de $3,5 \text{ m/s}^2$, corresponde ao comboio A4, com valor de aceleração de aproximadamente 4 m/s^2 e o maior valor de aceleração, corresponde ao comboio A10, com aproximadamente 8 m/s^2 . Estes valores podem ser observados no Quadro 7.6.

Quadro 7.6 – Valores máximos de acelerações para o meio vão do tabuleiro da ponte constituída por vigas Artesa (25 m), para as análises com amortecimento de 1% e 2,5 %.

Acel. Máxima (m/s ²)		
Comboios	$\xi=1\%$	$\xi=2.5\%$
A1	2,46	1,51
A2	4,52	2,54
A3	6,23	3,42
A4	7,19	4,19
A5	8,01	4,66
A6	8,83	5,24
A7	10,24	6,15
A8	10,93	6,43
A9	12,11	7,47
A10	12,61	7,94

7.3.1.2. – Torção do tabuleiro

Para o empenamento foram tomados apenas os valores das análises correspondentes ao amortecimento com valor de 1%, uma vez que foi desta que surgiram os maiores deslocamentos. O empenamento t , para velocidades superiores a 200 km/h, medido entre duas secções afastadas de 3 metros na direcção longitudinal não deverá exceder os 1,2 mm.

Para a determinação deste parâmetro de avaliação da segurança da via houve a necessidade de avaliar o empenamento temporalmente, avaliando cada velocidade de análise e comboio, de forma a determinar o valor seu máximo.

Serão aqui apresentados os valores de empenamento entre a secção de apoios e de meio vão, uma vez que a distância entre elas é de 12,5 metros e os valores t determinados serão sempre maiores que os obtidos entre secções afastadas de 3 metros (Pinto, 2007).

O valor máximo foi obtido para o comboio HSLM A10 para a velocidade de 450 km/h, com um valor de 0,430 mm, bastante inferior aos 1,2 mm regulados pela norma.

São apresentados no Quadro 7.7, os valores do empenamento para todos os comboios correspondentes ao caso de carga HSLM-A.

Quadro 7.7 - Valores máximos do empenamento (t) para o meio vão do tabuleiro da ponte constituída por vigas Artesa (25 metros), para a análise com amortecimento de 1%.

Comboio	t (mm)
A1	0,138
A2	0,198
A3	0,211
A4	0,273
A5	0,291
A6	0,319
A7	0,333
A8	0,371
A9	0,420
A10	0,430

7.3.1.3. – Deformação vertical da via

O valor máximo do deslocamento vertical da via para o modelo de cargas LM71 não deverá exceder $L/600 = 41,667$ mm. O valor de deslocamento máximo com uma via carregada foi de 7,26 mm, o que conduz a um deslocamento vertical de 7,99 mm (1,1x7,26). Quando se encontram as duas vias carregadas o valor do deslocamento será de 10,57 mm, o que conduz a um deslocamento vertical de 11,63 mm (1,1x10,57). Os dois valores atrás enunciados encontram-se bastante abaixo do limite estabelecido pelo EN1990-A2.

7.3.1.4. – Levantamento dos apoios

Para o levantamento dos apoios não é indicada a utilização nenhuma combinação em concreto pelo que se optou pela combinação rara das ações, sugerida por Ribeiro (2004), que tem a seguinte expressão:

$$R_d = R_G + R_{G12} + \psi_0 \times R_W \quad [7.6]$$

Em que R_d é o valor de cálculo da reação vertical no apoio, R_G é o valor da reação vertical devido às ações permanentes, R_{G12} é o valor da reação vertical devido à atuação do grupo de ações associadas ao tráfego ferroviário e $\psi_0 \times R_W$ o valor raro da reação vertical devido ao vento (ação não considerada nesta dissertação).

Para o cálculo da reação vertical devido à atuação das cargas ferroviárias foi escolhido o comboio A10 para uma velocidade de 460 km/h, velocidade ressonante com maior pico de aceleração. O gráfico da Figura 7.16 mostra que a reação atinge valores negativos, com um mínimo de -1515,07 kN (reação vertical nos apoios da viga 1 pertencente ao sistema de apoios 1).

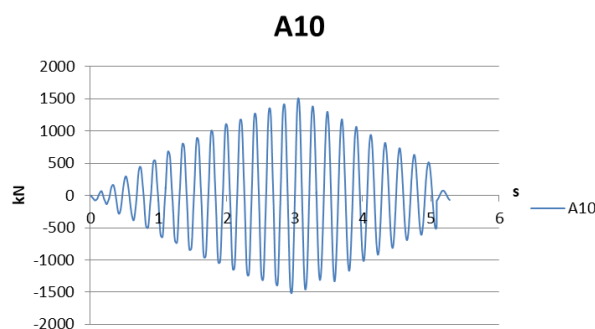


Figura 7.16 - Gráfico da reação vertical temporal no apoio com a reação mais condicionante, da ponte constituída por vigas Artesa.

Com um valor de $R_G = 2005,51$ kN vem que $R_d = 490,44$ kN, não havendo levantamento dos apoios da ponte, uma vez que o valor de R_d é positivo.

7.3.1.5. – Conforto dos passageiros

O conforto dos passageiros é avaliado de duas formas, através de uma metodologia simplificada ou através de uma análise com interação ponte-comboio. No âmbito desta dissertação não se procedeu à análise com interação ponte-comboio, pelo que só será aplicada a metodologia simplificada para a avaliação do conforto.

A metodologia simplificada descrita pelo EN1990-A2 é baseada na comparação da relação L/δ , onde L representa o vão da ponte e δ o valor máximo do deslocamento vertical do tabuleiro obtido para uma via carregada com o modelo de cargas LM71, majorado pelo respetivo coeficiente dinâmico Φ , e considerando o coeficiente de classificação $\alpha=1$

Para a ponte em questão o $L=25$ metros e $\Phi \times LM71 = 8,60$ mm a que corresponde um $L/\delta=2907$. Da Figura 7.17 não é possível retirar qualquer conclusão para a velocidade de dimensionamento em questão, uma vez que o gráfico só tem valores de velocidade até aos 350 km/h. Contudo, se admitirmos que a proporcionalidade que se verifica no aumento de velocidade de 300 km/h para 350 km/h, se verifica também dos 350 km/h até aos 400 km/h, esta última velocidade estaria a intercepar a reta referente aos 25 metros de vão num valor a rondar o $L/\delta=1600$, pelo que se pode afirmar que o conforto dos passageiros seria muito bom para este tipo de ponte. Neste caso específico, como está a ser avaliado o conforto, para uma ponte simplesmente apoiada de um único vão, o valor limite de L/δ terá que ser afectado de 0,7, segundo o EN1990-A2.

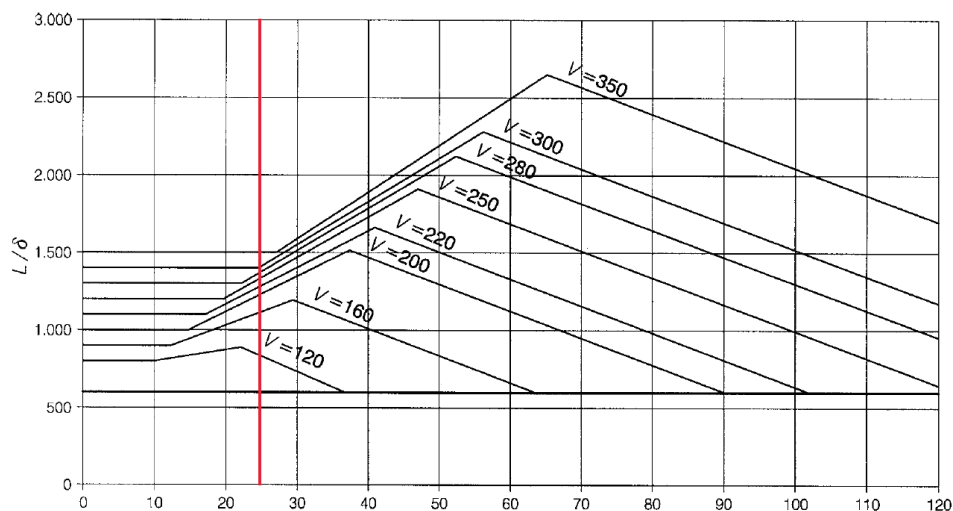


Figura 7.17 - Definição do valor mínimo da relação L/δ que corresponde a um nível Muito Bom.

7.3.2. VIGA W-13 (25 METROS)

7.3.2.1. - Aceleração vertical do tabuleiro

Conforme já atrás referido, a aceleração segundo a norma EN1990-A2, para vias balastradas não pode exceder os $3,5 \text{ m/s}^2$.

Da observação dos gráficos de envolventes de acelerações das análises dinâmicas realizadas para esta ponte, para amortecimento de 1%, conclui-se que exclusivamente o comboio A1 não passou o limite de $3,5 \text{ m/s}^2$, sendo que todos os outros comboios ultrapassaram o limite regulado no EN1990-A2 e alguns a larga escala, como é o caso do comboio A10, que apresentou a aceleração máxima verificada na análise, com um valor de $12,64 \text{ m/s}^2$. Para o caso da análise com 2,5% de amortecimento, o número de comboios que apresentam acelerações dentro dos limites da norma aumentou, sendo estes os comboios A1, A2 e A3. O comboio que apresentou maior aceleração foi o comboio A10, com um valor de $8,04 \text{ m/s}^2$. Os valores de acelerações para todos os comboios e valores de amortecimento são apresentados no Quadro 7.8.

Quadro 7.8 - Valores máximos de acelerações para o meio vão do tabuleiro da ponte constituída por vigas W-13 (25 metros), para as análises com amortecimento de 1% e 2,5 %.

Acel. Máxima (m/s^2)		
Comboios	$\xi=1\%$	$\xi=2.5\%$
A1	2,48	1,38
A2	4,02	2,18
A3	5,74	3,27
A4	7,07	3,94
A5	7,78	4,46
A6	8,77	5,15
A7	10,16	6,11
A8	10,58	6,48
A9	12,12	7,67
A10	12,64	8,04

7.3.2.2. – Torção do tabuleiro

São apresentados os valores de empenamento entre a secção de apoios e de meio vão, exclusivamente para a análise referente ao amortecimento de 1%, uma vez que a distância entre as secções é de 12,5 metros e os valores t determinados serão sempre maiores que os obtidos entre secções afastadas de 3 metros (Pinto, 2007).

O valor máximo foi obtido para o comboio HSLM A10 para a velocidade 440 km/h, com um valor de 0,315 mm, bastante inferior aos 1,2 mm regulados pela norma.

No Quadro 7.9 apresentam-se os valores da verificação, para todos os comboios correspondentes ao caso de carga HSLM-A.

Quadro 7.9 - Valores máximos do empenamento (t) para o meio vão do tabuleiro da ponte constituída por vigas W-13 (25 metros), para a análise com amortecimento de 1%.

Comboio	t (mm)
A1	0,173
A2	0,162
A3	0,178
A4	0,188
A5	0,228
A6	0,248
A7	0,290
A8	0,282
A9	0,306
A10	0,315

7.3.2.3. – Deformação vertical da via

O valor máximo do deslocamento vertical da via para o modelo de cargas LM71, não deverá exceder $L/600 = 41,667$ mm. O valor de deslocamento máximo com uma via carregada foi de 5,71 mm, o que conduz a um deslocamento vertical de 6,28 mm ($1,1 \times 5,71$). Quando se encontram as duas vias carregadas o valor do deslocamento será 8,84, o que conduz a um deslocamento vertical de 9,72 mm ($1,1 \times 8,84$). Os dois valores atrás referidos encontram-se bastante abaixo do limite estabelecido pelo EN1990-A2.

7.3.2.4. – Levantamento dos apoios

Os conceitos teóricos para o cálculo do levantamento dos apoios já foram referidos em 7.2.1.5, sendo válidos também para a ponte em análise.

O valor mais condicionante deve-se à diferença entre o valor da reação devido às ações permanentes e da reação máxima negativa, devido às ações dinâmicas. Apesar das cargas permanentes serem simétricas, estas não têm uma distribuição constante, a sua distribuição é realizada através de áreas, colocadas na respectiva localização sobre o tabuleiro, o que irá levar a que os apoios pertencentes ao mesmo sistema de apoios, tenham reacções diferentes e aproximadamente simétricas, sendo que isso irá afetar a avaliação de levantamento dos apoios.

Para o cálculo da reação vertical devido à atuação das cargas ferroviárias foi escolhido o comboio A10 para uma velocidade de 480 km/h, velocidade ressonante com maior pico de aceleração. A Figura 7.18 mostra que a reação atinge valores negativos, com um mínimo de -927.15 kN (reação vertical no apoio pertencente ao sistema de apoios 1, na viga 1).

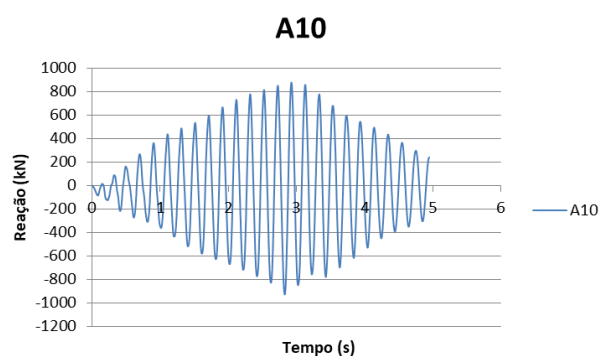


Figura 7.18 - Gráfico da reação vertical temporal no apoio, mais condicionante, da ponte constituída por vigas W-13 (25 m).

Com um valor de $R_G = 1201,74$ kN, reação no mesmo apoio que a ação dinâmica, vem que $R_d = 274,6$ kN, não havendo levantamento dos apoios da ponte, uma vez que o valor de R_d é positivo.

7.3.2.5. – Conforto dos passageiros

Pela metodologia simplificada descrita anteriormente o $L/\delta = 3710,4$ ($L=25$ m e $\delta=6,74$ mm). Assumindo a simplificação utilizada, para a mesma análise, para a ponte apresentada anteriormente (secção 7.3.1.5) o L/δ será igual a 1600, pelo que se pode afirmar que o conforto dos passageiros seria muito bom para este tipo de ponte (ver Figura 7.17). Este valor, como foi referido, para pontes simplesmente apoiadas, deve ser afectado por 0,7.

7.3.3. VIGA W-13 (65 METROS, 3 VÃOS)

7.3.3.1. - Aceleração vertical do tabuleiro

Sendo esta ponte contínua de 3 vãos, para a avaliação da aceleração do tabuleiro, foi escolhido o vão que apresentou o maior valor, sendo que só se realizou análises com valores de amortecimento de 1%. Assim para o vão intermédio os valores de acelerações são expostos no Quadro 7.10.

Quadro 7.10 - Valores máximos de acelerações para o meio do segundo vão do tabuleiro da ponte constituída por vigas W-13 (65 m), para a análise com amortecimento de 1%.

Comboios	$\ddot{u}(m/s^2)$
A1	1,80
A2	1,04
A3	2,17
A4	3,48
A5	3,51
A6	1,44
A7	1,08
A8	1,01
A9	1,57
A10	1,63

Conclui-se então que o valor maior de aceleração corresponde ao comboio A5, com $3,51 \text{ m/s}^2$, ligeiramente acima do valor de $3,50 \text{ m/s}^2$, não se considerando que este valor seja condicionante, podendo-se afirmar que o valor máximo de aceleração para esta ponte, respeita o limite imposto pelo EN1990-A2.

7.3.3.2. – Torção do tabuleiro

Serão apresentados os valores do empenamento entre a secção dos apoios e as secções de meio vão do primeiro, segundo e terceiro vãos, uma vez que a distancias entre essas secções são de 10 m, para o caso do primeiro e terceiro vão e de 12.5 m no caso do segundo vão, logo serão obtidos valores mais condicionantes que aquelas que se obteriam entre secções de 3 m (Pinto, 2007). Os valores de empenamento apresentados correspondem à análise dinâmica realizada com 1% de amortecimento.

Assim, para o primeiro vão, valor máximo obtido foi de 0,098 mm para o comboio HSLM A10, para a velocidade de 450 km/h. No segundo vão o valor máximo do empenamento foi obtido para o comboio HSLM A9 com um valor de 0,191 mm, para a velocidade de 430 km/h. Por último, para o terceiro vão, o valor máximo foi de 0,131 para o comboio HSLM A4, para a velocidade de 450 km/h. Todos os valores de empenamento determinados estão bastante abaixo dos limites impostos pelo EN1990-A2 e podem ser visualizados no Quadro 7.11, para o primeiro, segundo e terceiro vãos.

Quadro 7.11 - Valores máximos do empenamento (t) para o nó de meio de cada vão do tabuleiro da ponte constituída por vigas W-13 (65 m, 3 vãos), para a análise com amortecimento de 1%.

	1º Vão	2º Vão	3º Vão
Comboios	t (mm)	t (mm)	t (mm)
A1	0,060	0,109	0,082
A2	0,067	0,102	0,089
A3	0,072	0,106	0,124
A4	0,068	0,109	0,131
A5	0,077	0,097	0,125
A6	0,063	0,101	0,089
A7	0,072	0,120	0,085
A8	0,070	0,157	0,081
A9	0,087	0,191	0,094
A10	0,098	0,179	0,098

7.3.3.3. – Deformação vertical da via

O valor máximo do deslocamento vertical da via para o modelo de cargas LM71 ou SW/0 não deverá exceder $L/600 = 41,667 \text{ mm}$, no caso do 2º vão da ponte. Para o modelo de cargas SW/0, valor de deslocamento máximo com uma via carregada foi 2,81 mm, o que conduz a um deslocamento vertical de 3,09 mm (1,1x2,81). Quando se encontram as duas vias carregadas o valor do deslocamento será 3,56 mm, o que conduz a um deslocamento vertical de 3,92 mm (1,1x3,56). Para o caso de cargas LM71 o valor de deslocamento máximo, para uma via carregada, é de 3,58 mm o que conduz a um deslocamento vertical de 3,94 mm (1,1x3,58). Quando estão as duas vias carregadas este deslocamento assume um valor de 4,72 mm, que leva a um deslocamento vertical de 5,19 mm (1,1x4,72). O valor mais con-

dicionante corresponde ao caso de carga LM71 com um valor abaixo do limite estabelecido pelo EN1990-A2.

7.3.3.4. – Levantamento dos apoios

A apresentação dos resultados do levantamento dos apoios para este tipo de ponte será realizada para o apoio mais condicionante. No sistema de apoios 1, as reações dinâmicas máximas negativas tomaram valores semelhantes em todos os apoios, sendo o seu valor máximo de -250,12 kN para o apoio da viga 1. Contudo, não foi este o valor mais condicionante.

O valor mais condicionante deve-se à diferença entre o valor da reação devido às ações permanentes e as reações devido às ações dinâmicas. Apesar das cargas permanentes serem simétricas, estas não têm uma distribuição constante, sendo a sua distribuição é realizada através de áreas. Isto irá levar a que os apoios pertencentes aos mesmo sistema de apoios, tenham reações diferentes e aproximadamente simétricas, sendo que isso irá afetar o levantamento dos apoios.

Mais, neste tipo de pontes é necessário ter em conta as reações nos apoios devido às ações permanentes. Nas pontes simplesmente apoiadas as reações nos apoios devido a essas ações serão aproximadamente o peso total a dividir pelo número de sistemas de apoios, dado que a secção da ponte é simétrica e regular, bem como a localização das ações permanentes. Contudo no caso das pontes contínuas isso não se verifica. Os apoios interiores terão maiores valores de reações (sistema de apoios 2 e 3) devido às ações permanentes, que os apoios das extremidades, sendo que isso torna bastante provável que o levantamento, a acontecer, será na zona dos apoios de extremidade (sistema de apoios 1 e 4).

Assim, a reação devido às cargas permanentes, no apoio da viga 2, pertencente ao sistema de apoios 1, tem o valor de $R_G = 555,39$ kN. A reacção máxima, devido à ação de tráfego, de valor negativo, é de $R_{G12} = -132,32$ kN levando a que o $R_d = 423,07$ kN, valor positivo, logo não há levantamento no apoio. O gráfico referente ao desenvolvimento temporal das reações no apoio considerado, pode ser visualizado na Figura 7.19.

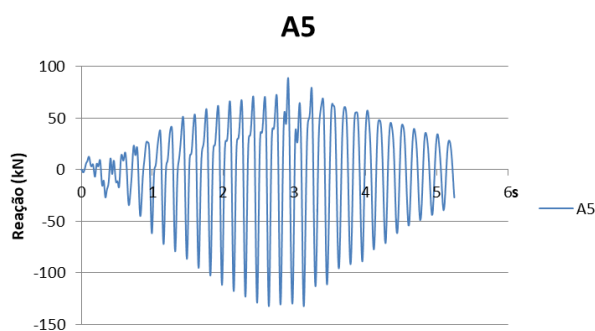


Figura 7.19 - Gráfico da reação vertical temporal no primeiro apoio da ponte constituída por vigas W-13 (65 m).

As reações dinâmicas máximas negativas devido ao movimento do comboio, para os sistemas de apoios interiores, têm a mesma gama de valores, por viga, contudo ligeiramente mais baixos. Como a reacção por apoio, devido às acções permanentes, tem um valor de aproximadamente 2000 kN, estas reacções dinâmicas não serão condicionantes.

7.3.3.5. – Conforto dos passageiros

Para a avaliação do conforto dos passageiros para este tipo de ponte, será usada a metodologia simplificada presente na norma EN1990-A2. Os vãos avaliados serão o terceiro, uma vez que é do mesmo comprimento que o primeiro, com 20 metros, e apresentou maior deslocamento vertical, e o segundo, pois dos três vãos que constituem a ponte, foi aquele que apresentou maior deslocamento vertical.

Assim para o terceiro vão $L=20$ m e $\Phi \times LM71 = 2,90$ mm (1,15x2,52) a que corresponde um $L/\delta=6897$. Da Figura 7.20 não é possível retirar qualquer conclusão para a velocidade de dimensionamento em questão, uma vez que o gráfico só tem valores de velocidade até aos 350 km/h. Contudo, se admitirmos que a proporcionalidade que se verifica no aumento de velocidade de 300 km/h para 350 km/h dos 350 km/h até aos 400 km/h, esta última velocidade estaria a intercepar a reta referente aos 20 metros de vão num valor a rondar o $L/\delta=1600$, pelo que se pode afirmar que o conforto dos passageiros seria muito bom para este tipo de ponte. De salientar que o valor retirado do gráfico tem que ser afetado de um fator de 0,9, correspondente ao fator para pontes contínuas com 3 ou mais vãos.

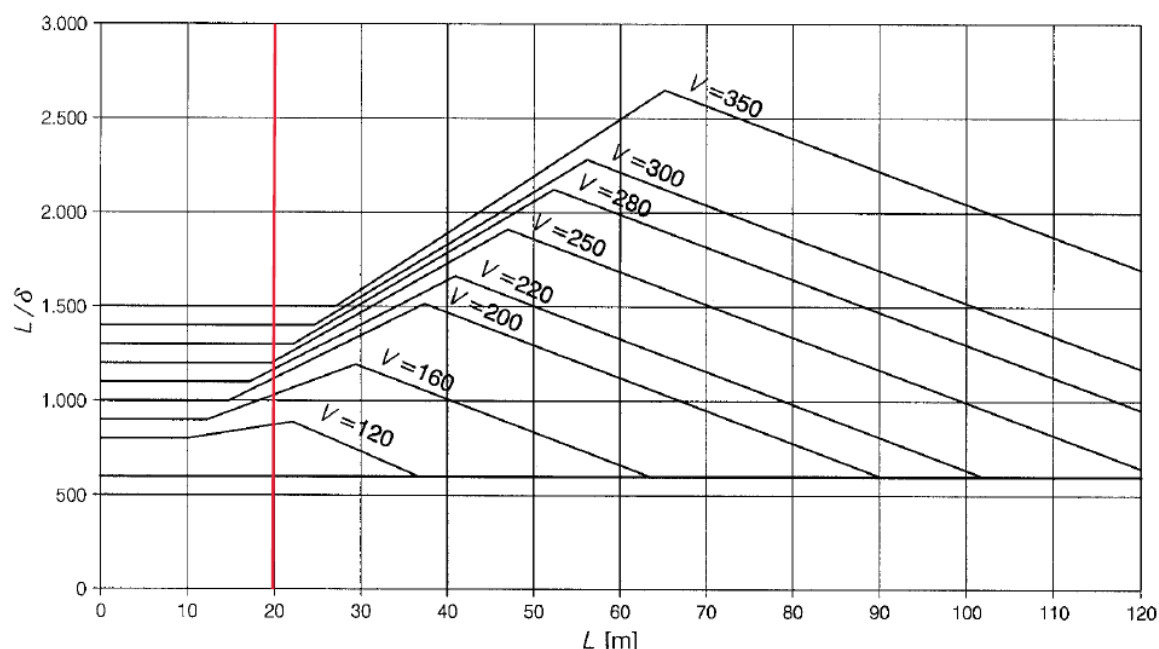


Figura 7.20 - Definição do valor mínimo da relação L/δ que corresponde a um nível Muito Bom

Quanto ao segundo vão, são aplicadas as mesmas bases teóricas, podendo existir como única diferença o valor limite de L/δ , que no caso de um vão de 25 m será igual ao anterior, 1600. Assim, para um deslocamento de 3,58 mm a meio vão, devido à carga LM71, afetado de $\Phi (1,15)$ levará a um valor de deslocamento de 4,12 mm, surgindo assim um valor de $L/\delta=6068$, bastante maior que o limite dado pelo EN1990-A2.

Tanto a avaliação do segundo como do terceiro vão, foram realizadas apenas para uma via carregada. Quando o carregamento se efetua nas duas vias, os valores de L/δ assumem valores de 4606 e 5721, continuando assim a preencher o requisitos da norma para um nível de conforto muito bom.

Os valores avaliados correspondem ao caso de carga LM71 visto ser o mais condicionante dos dois (LM71 e SW/0).

7.4. CONCLUSÕES

Das verificações estruturais e da via realizadas para este capítulo podem se retirar as seguintes conclusões:

- Ao nível dos deslocamentos, para as pontes simplesmente apoiadas, os resultados das análises dinâmicas, realizadas com amortecimento de 1%, são os mais condicionantes, sendo esses os valores a ter em conta no dimensionamento. No caso das análises dinâmicas com amortecimento de 2,5%, o deslocamento condicionante surgiu do modelo de carga LM71, afetado pelo fator de dinâmica e pelo fator de classificação. Quanto à análise da ponte contínua de três vãos, para todos os vãos, o deslocamento condicionante resulta da aplicação da carga LM71, afetado pelo fator dinâmico e pelo fator de classificação.
- As acelerações que surgiram das análises dinâmicas realizadas às pontes simplesmente apoiadas não respeitam o limite de $3,5 \text{ m/s}^2$ imposto pelo EN1990-A2. No caso da ponte contínua de três vãos, esse limite é respeitado.
- No caso da avaliação do empenamento todas as análises dinâmicas realizadas para o amortecimento de 1% estão abaixo do limite de 1,2mm imposto para o projecto Hs2.
- Os limites da deformação vertical do tabuleiro são respeitados, uma vez que em todas as verificações surgiram valores menores que $L/600$.
- Da verificação para o levantamento dos apoios não surgiu nenhum valor de reações condicionante. Aqui é de realçar que em todas as verificações surgiram valores máximos negativos nos apoios do lado da via descarregada. Isto deve-se a existência de uma carlinga, que impede que as vigas funcionem de forma individual. Do movimento de um comboio, os valores de reações máximas positivas (sentido contrário às cargas do comboio) surgem nos apoios do lado da via carregada, levando a que os apoios do lado da via descarregada tenham que compensar essas reações.
- Da análise do conforto dos passageiros, realizada pela metodologia simplificada, o nível de conforto que surgiu para as três pontes analisada foi o muito bom.

8

CONCLUSÕES

8.1- CONCLUSÕES GERAIS

O principal objetivo desta dissertação foi o desenvolvimento de ferramentas computacionais capazes de realizar análises dinâmicas de pontes aplicáveis ao projeto de pontes para alta velocidade. Concluída essa fase, o desenvolvimento da dissertação passou pela aplicação das ferramentas desenvolvidas a 3 tipos distintos de pontes, com vigas pré-fabricadas de betão armado e realização de análises com vários tipos de amortecimento.

O primeiro objetivo foi realizado através de programação VBA, onde se criou um algoritmo capaz de conectar o Excel e o ROBOT de forma a conceber os casos de carga necessários à realização da análise dinâmica, casos de carga que já surgem com as respectivas cargas, localizadas num local previamente definido e funções de carga corretas, tudo isto dependente de um Δt e Δs previamente definidos.

Na fase seguinte, foi usado o método das cargas móveis para a realização das análises dinâmicas, através do método da sobreposição modal. Depois das análises “Time History” efetuadas para cada velocidade, os resultados referentes aos deslocamentos, acelerações e outros, foram assemblados externamente, através do método da sobreposição de efeitos, programado em código C# (C-sharp). Todas as análises foram realizadas no programa ROBOT, através de modelos de casca, sendo a modelação correta das pontes um dos pontos mais trabalhosos desta dissertação.

Concluídas estas fases entrou-se na organização e avaliação dos resultados. Esta foi realizada através dos parâmetros definidos nas normas EN1991-2 e EN1990-A2, onde estão definidas as verificações de segurança a efetuar, considerando aspetos relativos à segurança estrutural, segurança da via e conforto de passageiros.

No caso concreto do projeto HS2, este considera as especificações de interoperabilidade, sendo que as análises dinâmicas deverão ser efetuadas para os modelos de cargas HSLM.

Os estados limite avaliados centraram-se na aceleração vertical do tabuleiro, deformação vertical do tabuleiro, torção do tabuleiro, levantamento dos apoios e deformação longitudinal do tabuleiro.

O facto de se utilizarem diferentes valores de amortecimento teve como objetivo a avaliação do impacto que o aumento de 1,5% no valor de amortecimento teria nos resultados finais da análise dinâmica, ao nível dos efeitos produzidos pelo movimento dos comboios sobre a ponte.

Serão então enunciadas as principais conclusões retiradas desta dissertação.

A primeira delas prende-se com o tempo que as análises de cada velocidade demoram, sendo esse tempo variável conforme a velocidade em análise, pelo que a análise de sensibilidade é bastante importante, pois o aumento do intervalo de gravação de 0.00167s para 0.0067s, significa um ganho significativo do número de horas de tempo de análise. Como foi explicado no capítulo 5, a variação do espaçamento entre cargas não tem qualquer tipo de influência no tempo de análise, sendo o único fator que realmente teve impacto no tempo de análise, a variação do tempo de gravação de resultados.

Quanto aos resultados das análises dinâmicas, estes para as pontes simplesmente apoiadas, foram relativamente idênticos. Nenhuma delas cumpre o estado limite de aceleração vertical do tabuleiro associado ao tipo de vias balastradas. Se a diferença do valor das envolventes de acelerações para o valor imposto pelo EN1990-A2 fosse reduzido, a solução poderia passar por assegurar que o peso volúmico do balastro fosse maior que o utilizado, ou qualquer outro tipo de decisão que implicasse o ganho de massa de forma a baixar as acelerações. Neste caso em concreto, como as acelerações máximas variam entre os [10;12] m/s², o problema está na rigidez da viga, pelo que a solução passaria sempre pelo aumento da altura da secção da mesma.

Quanto ao valor das acelerações máximas os resultados obtidos são iguais para as duas pontes. Quanto aos deslocamentos, à exceção do comboio A1, todos os resultados obtidos são maiores para a ponte constituída por vigas artesa, com uma diferença a rondar os 2 mm. Conclui-se com isto que o comportamento dinâmico das duas pontes simplesmente apoiadas é equivalente. Quanto aos restantes estados limite, nenhuma das soluções apresentou qualquer tipo de contra-indicação, podendo afirmar-se que cumprem os requisitos de segurança impostos pelo EN1990-A2 e EN1991-2.

Quanto às comparações realizadas para os diferentes amortecimentos, retira-se que o comportamento estrutural não é afetado pelo aumento do amortecimento, ou seja, as velocidades que geravam ressonância não alteraram, única e exclusivamente houve a alteração dos resultados da resposta estrutural, o que já era esperado ainda antes da realização das análises. Os resultados das respostas estruturais tiveram a seguinte variação: os deslocamentos diminuíram aproximadamente 30%, enquanto as acelerações diminuíram aproximadamente 40%. Outra conclusão que se pode retirar é a diferença dos valores de acelerações entre as duas pontes manteve-se com o aumento do amortecimento, sendo que a diferença dos deslocamentos diminui, passando agora os valores a serem praticamente iguais. Fica assim demonstrada a importância que o amortecimento tem na análise dinâmica.

Outras conclusões foram retiradas da comparação das análises com diferentes amortecimentos, tais como: uma regularização da resposta devido ao movimento do comboio e o decréscimo mais rápido quando a resposta entra em vibração livre.

Para as pontes simplesmente apoiadas em ressonância, foi demonstrado que, a resposta depende sempre da solicitação do primeiro modo de vibração, indo de encontro ao considerado, de que o comportamento dinâmico de uma ponte simplesmente apoiada, pode ser caracterizado, com bastante rigor, pelo primeiro modo de vibração.

Conclui-se que este tipo de soluções estruturais não preenche os requisitos ao nível da aceleração vertical da via, podendo causar instabilização do balastro e que o valor de 1% de amortecimento, presente na norma, é muito condicionante, levando à alteração de sistemas estruturais que cumprem todos os outros estados limite, de forma a aumentar a sua rigidez para se cumprir o requisito de valor de aceleração de 3,5 m/s², para o caso de vias balastradas, e 5 m/s² no caso de vias não balastradas.

Quanto à ponte contínua de 65 m, esta não apresentou qualquer tipo de restrições em comparação com os limites estabelecidos nas normas EN1990-A2 e EN1991-2, apesar de ser constituída pelo mesmo

tipo de vigas que uma das pontes simplesmente apoiadas analisadas. Isto deve-se a uma maior rigidez da ponte e também a um maior espaço de dissipação da resposta, dado que, no caso das simplesmente apoiadas, a resposta é dissipada apenas por um tabuleiro. Neste caso a resposta pode dissipar-se pelos restantes tabuleiros, concluindo-se assim, que as pontes contínuas requerem vigas de menor rigidez em comparação com aquelas que são requeridas para as pontes simplesmente apoiadas. Outro fator importante é o maior número de apoios e a grande rigidez existente nessas zonas, onde as vigas tem na sua constituição septos de betão que podem ter espessuras até 1 metro, como está explicado no capítulo 5, e a continuidade é realizada através de ligações pré-esforçadas.

Nas pontes simplesmente apoiadas os valores máximos de acelerações e deslocamentos surgem nos pontos de meio vão da ponte, no caso das pontes contínuas esse facto não é totalmente correto, uma vez que existe uma alternância do local onde os efeitos são máximos, embora a diferença entre os valores seja reduzida, pelo que tem que haver uma análise prévia do local onde esses efeitos irão ocorrer. Contudo, observou-se que com o aumento da velocidade e sobretudo, para velocidades superiores a 400 km/h, existe uma convergência dos valores máximos para o meio do vão em estudo. Novamente, para a resposta de aceleração máxima de cada vão, o principal modo solicitado foi o 1º modo de vibração.

Os comboios mais condicionantes, no caso das pontes simplesmente apoiadas, foram o A10, A9, A8, tudo para velocidades acima dos 400 km/h, enquanto para o caso da ponte contínua os comboios mais condicionantes foram os A5 e A4, na mesma gama de velocidades.

Para as velocidades de tráfego correntes, situadas entre os 200 km/h e os 350 km/h, os valores máximos de acelerações situaram-se no 7,19 m/s² para o comboio A4 e velocidade 350 km/h, para a ponte constituída por vigas Artesa e amortecimento 1%, o que se refletiu numa aceleração de 4,19 m/s² para o mesmo comboio e velocidade, e amortecimento 2,5%, sendo os restantes valores máximos menores que 3,5 m/s² (análise com valor de amortecimento 2,5%). O comportamento da ponte simplesmente apoiada W-13 é exatamente o mesmo, apenas os valores de acelerações ligeiramente diferentes. Demonstra-se assim, que no caso de se garantir que a velocidade de circulação não exceda os 350 km/h e amortecimento em análise de 2,5%, este tipo de pontes poderia ser viável, ficando assim novamente demonstrado as restrições que o valor de 1% regulado pelo EN1990-A2 cria ao projeto de pontes para alta velocidade.

8.2- DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No seguimento do estudo realizado e da dissertação desenvolvida apresentam-se algumas sugestões com vista a desenvolvimento de trabalhos futuros:

- A nível pessoal, continuar o desenvolvimento deste tipo de soluções e otimizá-las, por exemplo, através do desenvolvimento de ferramentas que possibilitem a interação ponte-comboio. Aprofundar também o cálculo estático deste tipo de pontes e no global, participar no maior número de projetos deste tipo de estruturas.
- Ficou aqui realizado um estudo comparativo da influência que o amortecimento tem nas análises dinâmicas. No seguimento do estudo efetuado, realizar investigações de forma a provar e regulamentar um novo valor para o amortecimento normativo, uma vez que o valor de 1 % é muito penalizador.
- Com o gradual aumento das velocidades de projeto será necessário desenvolver novas soluções estruturais, uma vez que as existentes, ao ritmo que esse aumento acontece, no caso

de pontes simplesmente apoiadas, levarão a pontes muito rígidas, com secções de betão muito altas e robustas.

- Desenvolvimento e otimização de soluções estruturais de pontes de betão não balastradas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] High Speed Two (Hs2). *High Speed Two Phase 2b Crewe to Manchester Route Engineering Report*. Birmingham (2017).
- [2] (hs2), H. S. *High Speed Two Phase 2b West Midlands to Leeds - Route Engineering Report*. Birmingham: Department of Transport (2017).
- [3] Government, U. K. *Colne Valley viaduct*. Obtido de GOV.UK:
https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/529506/C222-ATK-CV-DPP-020-000001-FPD.pdf
- [4] Government, U. K. *GOV.UK*. Obtido de GOV.UK: <https://www.gov.uk/>
- [5] Government, U. K. *HS2 Phase 2b: Chorlton to Winterbottom route sheet 4*. Obtido de GOV.UK:
https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/629128/C320-AEC-RT-DPP-220-068104_HSM10B_Sheet_4_of_6.pdf
- [6] Government, U. K. *HS2 Phase 2b: Chorlton to Winterbottom route sheet 5*. Obtido de GOV.UK:
https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/629129/C320-AEC-RT-DPP-220-068105_HSM10B_Sheet_5_of_6.pdf
- [7] Government, U. K. *HS2 Phase 2b: Long Eaton to Trowell route sheet 2*. Obtido de GOV.UK:
https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/629076/C321-MMD-RT-DPP-170-591202.pdf
- [8] Government, U. K. *HS2 Phase 2b: Marston to Birchmoor route sheet 1*. Obtido de GOV.UK:
https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/629062/C321-MMD-RT-DPP-110-590101.pdf
- [9] Government, U. K. *HS2 Phase 2b: Sharlston Common to Church Fenton route sheet 1*. Obtido de GOV.UK:
https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/629103/C321-MMD-RT-DPP-130-591702.pdf
- [10] Government, U. K. *HS2 Phase 2b: Sharlston Common to Church Fenton route sheet 2*. Obtido de GOV.UK:
https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/629104/C321-MMD-RT-DPP-130-591703.pdf
- [11] Government, U. K. *HS2 Phase 2b: Sharlston Common to Church Fenton route sheet 5*. Obtido de GOV.UK:
https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/629106/C321-MMD-RT-DPP-130-591706.pdf
- [12] Government, U. K. *HS2 Phase 2b: Tonge to Long Eaton route sheet 1*. Obtido de GOV.UK:
<https://www.gov.uk/government/publications/hs2-phase-2b-maps-from-tonge-to-long-eaton>
- [13] Government, U. K. *HS2 Phase 2b: Tonge to Long Eaton route sheet 2*. Obtido de GOV.UK:
https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/629073/C321-MMD-RT-DPP-110-590903.pdf

- [14] Government, U. K. *HS2 Phase 2b: Warburton to Lowton route sheet 1*. Obtido de GOV.UK: https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/629136/C320-AEC-RT-DPP-220-068211_HSM21_Sheet_1_of_2.pdf
- [15] Government, U. K. *HSM03 Sheet1*. Obtido de GOV.UK: https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/479395/C320-AEC-RT-DPP-210-061031.pdf
- [16] Government, U. K. *HSM10 Sheet 1*. Obtido de GOV.UK: <https://www.gov.uk/government/publications/west-midlands-to-crewe-route-engineering-report>
- [17] Government, U. K. *North Chord*. Obtido de GOV.UK: <https://www.gov.uk/government/publications/hs2-plan-and-profile-maps-north-chord-and-leeds-spur>
- [18] Government, U. K. *Pyford Brook to Pipe Lane*. Obtido de GOV.UK: https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/628941/C861-ARP-CV-DPP-000-011001_wm.pdf
- [19] High Speed Two. *HS2 Phase Two West Midlands to Crewe Route engeneering report*. Londres. (2015).
- [20] *Railway Technology*. Obtido de Railway Technology: <https://www.railway-technology.com/projects/highspeedone/>.(2007).
- [21] Chopra, A. K. *Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering* (2011).
- [22] Figueiredo, H. M. *Dinâmica de pontes mistas aço–betão em linhas de alta velocidade*. Porto: FEUP-Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. (2007).
- [23] Goicolea, J. M., Gabaldón, F., Domínguez, J., & Navarro, J. *Dynamic Loads in New Engineering Codes for Railway Bridges in Europe and Spain* (2004).
- [24] Goicolea, J. M., & Gabaldon, F. *Design issues related to dynamic effects for high-speed railways bridges in Spain* (2005).
- [25] Pinto, J. R. *Dinâmica de Pontes em Viga Caixa em Linhas Férroviárias de Alta Velocidade* (2007).
- [26] Ribeiro, D. R. *Comportamento dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade* (2004).
- [27] Standardization, E. C. *EN1991-2 - Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*. BSI - British Standards. (2003).
- [28] Standarization, E. C. (2005). *EN1990-A2*. BSI - British Standards.
- [29] Ramondec, P. *Dynamic Behavior Of Rail Bridges: The Train Excitation*. In *Dynamics of High-Speed Railway Bridges*. (2005).
- [30] ShayMurtagh. *Technical Manual - Prestressed Concrete Beams* (2000).

