

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES COM TABULEIRO PRÉ-FABRICADO EM VIAS DE ALTA VELOCIDADE

CLÁUDIO CARLOS DA SILVA HORAS

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

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

Co-Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

JULHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

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 - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho não teria sido possível sem o apoio de várias pessoas a quem gostaria de deixar os meus sinceros agradecimentos:

- Ao Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado pela oportunidade de elaborar esta dissertação, pelo exemplo notável que é devido à forma sábia como desempenha a sua profissão;
- Ao Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada, pela forma incansável com que me apoiou em todos os aspectos, pela forma pronta com que disponibilizou a sua ajuda, pelas palavras positivas de encorajamento. Agradeço, especialmente, o entusiasmo com que abordou o tema tratado e o vasto conhecimento que me transmitiu no decorrer do meu trabalho;
- Ao Mestre Diogo Ribeiro, pela ajuda essencial e pelos ensinamentos transmitidos que foram sem dúvida fundamentais para a elaboração da presente desta dissertação;
- Ao grupo de alta velocidade do Departamento de Engenharia Civil da FEUP por ter tornado possível a realização deste trabalho. Agradeço em especial ao Joel Malveiro e ao Carlos Albuquerque pelo apoio que sempre me deram e pela disponibilidade para me ajudar sempre que necessitei;
- Ao amigo Marcelo Carvalho pela amizade e apoio demonstrado nos momentos difíceis, pela troca de conhecimentos essencial para o trabalho elaborado;
- Um agradecimento especial aos meus pais, pelo carinho e amor que sempre me deram, por batalharem dia após dia pela minha felicidade, por estarem comigo nos momentos de tristeza e felicidade, é a eles que devo a pessoa que sou hoje.

RESUMO

O principal objectivo da presente dissertação consistiu em otimizar e estudar a resposta dinâmica de um modelo numérico desenvolvido, com recurso ao software ANSYS, para o viaduto de Alverca. A estrutura em causa tem uma tipologia pré-fabricada, com uma extensão de 1091m e com vãos simplesmente apoiados cuja dimensão é variável entre 16,5m e 21,0m.

Com o objectivo de caracterizar a resposta dinâmica da estrutura real foram realizados ensaios de vibração ambiental e vibração forçada, que permitiram obter um conjunto de parâmetros modais e registos de grandezas físicas como acelerações e deslocamentos. As frequências e modos de vibração obtidos possibilitaram definir quais os parâmetros dinâmicos, do modelo numérico, que devem ser variáveis da função objectivo do problema de optimização.

O conhecimento das características do modelo numérico permitiu a identificação de várias propriedades passíveis de serem definidas com base em incertezas relevantes com influência na resposta dinâmica. De modo a avaliar a importância de cada propriedade identificada foi realizada uma análise de sensibilidade que permitiu determinar quais as características da estrutura que devem ser envolvidas na optimização. Este processo foi desenvolvido com recurso à coordenação entre três programas informáticos comerciais, ANSYS, MATLAB e OptiSLang.

A aproximação das características do modelo à realidade exigiu uma sistematização das metodologias de optimização, em particular do algoritmo genético. Após diversos cálculos iterativos realizados com recurso aos softwares referidos foram obtidas as características óptimas da estrutura. Os resultados do processo de optimização foram alvo de uma validação através de uma comparação entre acelerações e deslocamentos obtidos de uma análise dinâmica do modelo e os resultados do ensaio de vibração forçada realizado.

A fim de desenvolver uma discussão acerca das especificidades do comportamento dinâmico do modelo numérico da estrutura, este foi submetido à acção de comboios que circulam a alta velocidade. Factores como o número de modos de vibração e os respectivos coeficientes de amortecimento considerados na análise dinâmica revelaram-se fundamentais para a definição da resposta dinâmica.

Por fim realizaram-se algumas verificações regulamentares relacionadas com a segurança estrutural e com a segurança da via, para os dois primeiros tramos norte do viaduto de Alverca.

Palavras-Chave: viaduto pré-fabricado, critério energético de garantia modal, optimização de modelos numéricos, algoritmo genético, análise dinâmica.

ABSTRACT

The aim of the current thesis was the optimization and study of the dynamic response of the numerical model developed, using the ANSYS software, for the Alverca's flyover. This precast structure with a total length of 1091m is composed by several simply supported spans whose size varies between 16,5m and 21,0m.

In order to characterize the dynamic response of the structure, ambient vibration and forced vibration tests were performed, allowing the determination of a set of modal parameters and the record of physical quantities such as accelerations and displacements. The obtained frequencies and experimental mode shapes allowed to define which dynamic parameters of the numerical model must be considered as variables in the optimization problem's objective function.

The knowledge of the numerical model's characteristics allowed the identification of several properties whose uncertain values might affect significantly the dynamic response. To assess the importance of each identified property a sensitivity analysis was made allowing to determinate which characteristics of the structure should be involved in the optimization. This process was developed by the coordination between three commercial software, ANSYS, MATLAB and OptiSLang.

The achievement of an adequate resemblance of the model's characteristics to reality required a systematization of the optimization methodologies, in particular the genetic algorithm. After several iterative calculations performed with the mentioned software the optimal characteristics of the structure were obtained. The results of the optimization process were subjected to a validation through a comparison between accelerations and displacements obtained from model's dynamic analysis and the results of the forced vibrations test performed.

To develop a discussion about the specificity of the dynamic behavior of the structure's numerical model, this one was submitted to the loading of trains running at high speed. Factors such as the number of the mode shapes and their damping coefficients considered in dynamic analysis proved to be essential to define the dynamic response.

Finally, some normative checks related to structural's safety and track's safety were made for the two north spans of the Alverca's flyover.

Keywords: precast flyover, energy modal assurance criterion, numerical model optimization, genetic algorithm, dynamic analysis

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. A FERROVIA	1
1.2. PONTES E VIADUTOS PRÉ-FABRICADOS	4
1.3. OBJECTIVOS E CONTEÚDOS	6
2. ASPECTOS REGULAMENTARES E METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA	9
2.1. INTRODUÇÃO	9
2.2. PONTES E VIADUTOS FERROVIÁRIOS	9
2.3. ESTADOS LIMITES ESPECÍFICOS DAS PONTES E VIADUTOS FERROVIÁRIOS	13
2.3.1. SEGURANÇA ESTRUTURAL	15
2.3.1.1. Análise dinâmica requerida	15
2.3.1.2. Análise dinâmica dispensável	15
2.3.2. CRITÉRIOS DE CONFORTO DOS PASSAGEIROS	16
2.3.3. SEGURANÇA DA VIA	16
2.3.3.1. Deformação vertical máxima do tabuleiro	16
2.3.3.2. Aceleração vertical máxima do tabuleiro e análise crítica do critério	16
2.4. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA	20
2.4.1. METODOLOGIA NUMÉRICA DE CARGAS MÓVEIS	20
2.4.1.1. Análise modal	21
2.4.1.2. Extracção dos valores modais das grandezas a analisar	21
2.4.1.3. Extracção dos deslocamentos verticais modais dos nós da via-férrea	21
2.4.1.4. Análise dinâmica	21
2.5. CONCLUSÕES	24

3. IDENTIFICAÇÃO MODAL E PROCESSO DE OPTIMIZAÇÃO	25
3.1. INTRODUÇÃO	25
3.2. IDENTIFICAÇÃO MODAL	25
3.2.1. CRITÉRIO DE GARANTIA MODAL	26
3.2.2. CRITÉRIO ENERGÉTICO DE GARANTIA MODAL	26
3.3. PROCESSO DE OPTIMIZAÇÃO	28
3.3.1. DEFINIÇÃO DO PROBLEMA DE OPTIMIZAÇÃO	28
3.3.1.1. Algoritmo genético	30
3.3.2. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	32
3.4. PROCEDIMENTO DE CÁLCULO	33
3.4.1. OPTISLANG	34
3.4.1.1. Coordenação ANSYS-MATLAB	34
3.5. CONCLUSÕES	36
4. CARACTERIZAÇÃO E MODELAÇÃO DO VIADUTO DE ALVERCA	37
4.1. INTRODUÇÃO	37
4.2. O VIADUTO DE ALVERCA	37
4.2.1. PROPRIEDADES DA ESTRUTURA	39
4.2.1.1. Viga Caixaõ	39
4.2.1.2. Balastro	40
4.2.1.3. Travessas	41
4.2.1.4. Palmilhas	41
4.2.1.5. Carris	41
4.2.1.6. Condições de apoio	42
4.3. MODELAÇÃO	42
4.3.1. MODELO A	43
4.3.1.1. Viga Caixaõ	43
4.3.1.2. Via balastrada	44
4.3.1.3. Carris	44
4.3.1.4. Condições de apoio	44
4.3.1.5. Compatibilização de deslocamento e rotações	45

4.3.1.6. Elementos não estruturais.....	45
4.3.1.7. Malha de elementos finitos	45
4.3.2. PROBLEMAS DE CÁLCULO	46
4.3.3. MODELO B	46
4.3.4. ANÁLISE DINÂMICA DOS MODELOS A E B.....	47
4.3.5. ANÁLISE DAS CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DO MODELO B.....	48
4.4. ENSAIOS EXPERIMENTAIS	50
4.4.1. PARÂMETROS MODAIS GLOBAIS DA ESTRUTURA	50
4.4.2. PARÂMETROS MODAIS LOCAIS DA ESTRUTURA	52
4.4.3. ENSAIOS DE VIBRAÇÃO FORÇADA	55
4.5. CONCLUSÕES	56

5. ANÁLISE DO PROCESSO DE OPTIMIZAÇÃO DA ESTRUTURA.....

5.1. INTRODUÇÃO	57
5.2. CRITÉRIO DE GARANTIA MODAL	57
5.2.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DO MODELO NUMÉRICO	58
5.2.2. ERROS ASSOCIADOS AO CRITÉRIO DE GARANTIA MODAL.....	59
5.3. CRITÉRIO ENERGÉTICO DE GARANTIA MODAL	61
5.3.1. <i>CLUSTERS</i> ASSOCIADOS AO COMPORTAMENTO DA SECÇÃO TRANSVERSAL.....	61
5.3.2. <i>CLUSTERS</i> ASSOCIADOS AO COMPORTAMENTO LONGITUDINAL.....	63
5.3.3. ENERGIA RELATIVA MODAL DE DEFORMAÇÃO	64
5.3.3.1. Modos globais	64
5.3.3.2. Modos locais	67
5.3.4. DEFINIÇÃO DA PONDERAÇÃO DAS ENERGIAS.....	69
5.3.5. RESULTADOS DA IDENTIFICAÇÃO MODAL.....	71
5.4. PROCESSO DE OPTIMIZAÇÃO	73
5.4.1. PARAMETRIZAÇÃO DO PROBLEMA	73
5.4.1.1. Geometria dos elementos de betão	73
5.4.1.2. Massa volúmica do betão.....	74
5.4.1.3. Módulo de elasticidade do betão	75
5.4.1.4. Geometria do balastro.....	76
5.4.1.5. Massa volúmica do balastro.....	76

5.4.1.6. Módulo de elasticidade do balastro	76
5.4.1.7. Rigidez dos aparelhos de apoio	76
5.4.1.8. Parâmetros definidos.....	78
5.4.2. DADOS EXPERIMENTAIS	78
5.4.3. FUNÇÃO OBJECTIVO	79
5.4.4. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE.....	79
5.4.5. OPTIMIZAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	83
5.4.6. RESULTADOS DA OPTIMIZAÇÃO	86
5.5. ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE APOIO	87
5.5.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS DOS APARELHOS DE APOIO.....	88
5.5.2. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DOS APARELHOS DE APOIO	88
5.5.2.1. Comparação das respostas.....	90
5.6. CONCLUSÕES.....	91
6. ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA.....	93
6.1. INTRODUÇÃO	93
6.2. CARACTERÍSTICAS DA ANÁLISE DINÂMICA	93
6.2.1. PARÂMETROS A EXTRAIR DA ANÁLISE DINÂMICA	93
6.2.2. GAMA DE VELOCIDADES A ANALISAR.....	94
6.2.3. NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO A CONSIDERAR	94
6.2.4. AMORTECIMENTO.....	95
6.2.5. INCREMENTO DE TEMPO	98
6.2.5.1. Modos de vibração até 30 Hz.....	98
6.2.5.2. Modos de vibração até 60 Hz.....	99
6.3. CIRCULAÇÃO A VELOCIDADE CONVENCIONAL	100
6.3.1. DESLOCAMENTOS A MEIO VÃO DOS TRAMOS DE 16,5M E 21,0M	100
6.3.2. ACELERAÇÕES A MEIO VÃO DO TRAMO DE 21,0M	101
6.3.2.1. Análise dos resultados até 30Hz	102
6.3.2.2. Análise dos resultados até 60 Hz	103
6.4. CIRCULAÇÃO A ALTA VELOCIDADE	106
6.4.1. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS	106
6.4.1.1. Deslocamentos máximos	106
6.4.1.2. Acelerações máximas	111

6.4.2. INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO.....	115
6.4.2.1. Deslocamentos máximos	115
6.4.2.2. Acelerações máximas	117
6.5. CONCLUSÕES.....	119
7. VERIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....	121
7.1. INTRODUÇÃO	121
7.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	121
7.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA VIA	125
7.3.1. DEFORMAÇÃO VERTICAL MÁXIMA DO TABULEIRO	125
7.3.2. ACELERAÇÃO VERTICAL MÁXIMA DO TABULEIRO	126
7.4. CONCLUSÕES.....	128
8. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	131
8.1. CONCLUSÕES GERAIS.....	131
8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	134
BIBLIOGRAFIA	137
A1. ANEXO A1	A1
A2. ANEXO A2.....	A4
A3. ANEXO A3.....	A6

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Evolução temporal dos km de vias de alta velocidade (adaptado de UIC (2010))	1
Figura 1.2 – Rede de alta velocidade europeia planeada para 2025 (adaptado de RAVE (2010))	2
Figura 1.3 – Estrutura pré-fabricada construída por avanços recorrendo a aduelas.....	5
Figura 1.4 – Estrutura pré-fabricada construída com vigas pré-fabricadas	5
Figura 2.1 – Modelo de cargas estáticas LM71 (adaptado de EN1991-2 (2003))	10
Figura 2.2 – Modelo de cargas HSLM-A (adaptado de EN1991-2 (2003)).....	11
Figura 2.3 – Modelo de cargas HSLM-B (adaptado de EN1991-2 (2003)).....	11
Figura 2.4 – Amortecimento (ξ) em função do vão (L) (adaptado de ERRI D214/RP9 (2001))	13
Figura 2.5 – Fluxograma de determinação da necessidade de análise dinâmica de uma ponte (adaptado de EN1991-2 (2003)).....	14
Figura 2.6 – Função de transferência do balastro, em função da frequência de excitação (f) e da aceleração (a) (adaptado de ERRI D214/RP9 (2001))	17
Figura 2.7 – Função de transferência do balastro, em função da frequência de excitação (f) e da aceleração (a) (adaptado de Figueiredo <i>et al.</i> (2009)).....	18
Figura 2.8 – Função de transferência do balastro para uma aceleração de 0,7g, medida e calculada (adaptado de Baeßler e Zacher (2008))	19
Figura 2.9 - Etapas envolvidas na implementação da metodologia de cargas móveis	21
Figura 2.10– Representação da função de forma para aplicação de forças da roda no nó (k) do carril (adaptado de Fernandes (2010)).....	23
Figura 3.1 – Vectores modais correlacionados	26
Figura 3.2 – Etapas envolvidas na definição do problema de optimização do modelo numérico	29
Figura 3.3 – Etapas envolvidas no funcionamento do algoritmo genético.....	31
Figura 3.4 – Função densidade de probabilidade (adaptado de OptiSLang (2008)).....	32
Figura 3.5 – Etapas envolvidas na análise de sensibilidade.....	33
Figura 3.6 – Etapas envolvidas na implementação da coordenação dos diferentes <i>softwares</i>	34
Figura 3.7 - Etapas envolvidas na implementação da coordenação ANSYS-MATLAB	35
Figura 4.1 - Localização da estrutura em estudo (adaptado de Google (2011))	38
Figura 4.2 - Fotografias parciais do Viaduto de Alverca	38
Figura 4.3 - Secção transversal do viaduto na zona dos apoios	39
Figura 4.4 - Secção transversal destacando as simplificações consideradas na modelação	40
Figura 4.5 - Secção transversal destacado a geometria do balastro	40
Figura 4.6 – Dimensões das travessas modeladas	41
Figura 4.7 - Fotografia da via-férrea.....	42
Figura 4.8 - Modelo numérico desenvolvido em estudo anterior (adaptado de Fernandes (2010)).....	43
Figura 4.9 - Modelação com elementos de casca.....	43
Figura 4.10 - Modelação com elementos de volume	44

Figura 4.11 - Modelação dos aparelhos de apoio.....	44
Figura 4.12 - Modelação das ligações usando elementos MPC184.....	45
Figura 4.13 - Comparação entre as malhas de elementos finitos	46
Figura 4.14 - Comparação entre a geometria do balastro modelado	47
Figura 4.15 - Critério de garantia modal entre os modelos A e B.....	48
Figura 4.16 - Zona onde ocorrem vibrações locais da camada de balastro no modelo A.....	49
Figura 4.17 - Zona onde ocorrem vibrações locais da camada de balastro no modelo B.....	49
Figura 4.18 - Fotografia de pormenor dos três tramos instrumentados.....	50
Figura 4.19 - Representação da forma de um modo de vibração global.....	51
Figura 4.20 - Localização em planta dos pontos do viaduto a monitorizar.....	51
Figura 4.21 - Modos de vibração globais obtidos por via experimental.....	52
Figura 4.22 - Representação da forma de um modo de vibração local.....	52
Figura 4.23 - Comparação da resposta dinâmica em termos de acelerações	53
Figura 4.24 - Localização em planta dos pontos a monitorizar no tramo de 21,0m	54
Figura 4.25 - Modos de vibração locais obtidos por via experimental	54
Figura 4.26 - Pontos de medição de acelerações, localização transversal.....	55
Figura 4.27 - Pontos de medição de acelerações, localização longitudinal	55
Figura 4.28 - Pontos de medição de deslocamentos, localização transversal	56
Figura 4.29 - Pontos de medição de deslocamentos, localização longitudinal	56
Figura 5.1 – Matriz de coeficientes MAC para os modos globais.....	58
Figura 5.2 – Matriz de coeficientes MAC para os modos locais	59
Figura 5.3 – Matriz de coeficientes MAC para os modos locais (pormenor)	60
Figura 5.4 – Modos de vibração correspondentes considerando o critério de garantia modal	60
Figura 5.5 – Secção transversal destacando os respectivos elementos estruturais.....	62
Figura 5.6 – Modos de vibração do modelo numérico da estrutura em estudo.....	62
Figura 5.7 – Energia relativa de deformação modal dos modos numéricos globais	65
Figura 5.8 – Representação do quinto modo numérico.....	66
Figura 5.9 – Representação do nono modo numérico.....	66
Figura 5.10 – Energia relativa de deformação modal dos modos numéricos locais	68
Figura 5.11 – Representação do vigésimo primeiro modo numérico	69
Figura 5.12 – Matriz de coeficientes EMAC para os modos locais.....	70
Figura 5.13 – Modos de vibração correspondentes considerando o critério energético de garantia modal.....	71
Figura 5.14 – Modos de vibração globais numéricos correspondentes aos experimentais	72
Figura 5.15 – Modos de vibração locais numéricos correspondentes aos experimentais	72

Figura 5.16 – Relação entre a rigidez do apoio na direcção vertical e horizontal.....	76
Figura 5.17 – Binário entre a via-férrea e a restrição horizontal do apoio	77
Figura 5.18 – Distribuição das frequências dos modos de vibração considerados na optimização.....	80
Figura 5.19 – Dispersão da frequência do modo 1G em função da variação do E_{c55}	81
Figura 5.20 – Dispersão da frequência do modo 1G em função da variação do E_{bal}	81
Figura 5.21 – Matriz dos coeficientes de correlação de Spearman	82
Figura 5.22 – Variação das propriedades que influenciam a rigidez da estrutura	84
Figura 5.23 – Variação das propriedades que influenciam a massa da estrutura	84
Figura 5.24 – Variação das propriedades que influenciam as condições de apoio da estrutura.....	85
Figura 5.25 – Modos de vibração globais optimizados	86
Figura 5.26 – Modos de vibração locais optimizados	87
Figura 5.27 – Deslocamento vertical no apoio deslizante do tramo de 21,0m	88
Figura 5.28 – Deslocamento horizontal no apoio deslizante do tramo de 21,0m	89
Figura 6.1 – Amortecimento adicional ($\Delta\xi$) em função do vão (L) (adaptado de EN1991-2 (2003))....	95
Figura 6.2 – Coeficientes de amortecimento registados em cada <i>setup</i> para os diversos modos.....	96
Figura 6.3 – Modos de vibração locais de consola	97
Figura 6.4 – Lei de amortecimento com base experimental e amortecimento regulamentar.....	97
Figura 6.5 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 16,5m variando Δt - Talgo (30Hz)	98
Figura 6.6 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 21,0m variando Δt - Talgo (30Hz)	99
Figura 6.7 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 16,5m variando Δt - Talgo (60Hz)	99
Figura 6.8 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 21,0m variando Δt - Talgo (60Hz)	100
Figura 6.9 – Deslocamento vertical a meio vão do tramo de 16,5 m.....	101
Figura 6.10 – Deslocamento vertical a meio vão do tramo de 21,0m.....	101
Figura 6.11 – Evolução das acelerações máximas em função da frequência limite adoptada na análise dinâmica do tramo de 21,0m	102
Figura 6.12 – Aceleração vertical a meio vão do tramo de 21,0m (30Hz)	103
Figura 6.13 – Aceleração vertical a meio vão do tramo de 21,0m (60Hz)	103
Figura 6.14 – Evolução das acelerações máximas em função da frequência limite adoptada na análise dinâmica do tramo de 21,0m (30Hz-60Hz).....	104
Figura 6.15 – Modos locais da laje interior do tabuleiro.....	104
Figura 6.16 – Aceleração vertical a meio vão do tramo de 21,0m considerando alterações pontuais na lei de amortecimento	105
Figura 6.17 – Aceleração vertical a meio vão do tramo de 21,0m considerando a lei de amortecimento regulamentar.....	105
Figura 6.18 – Deslocamentos máximos a meio vão do tramo de 16,5m (f_{lim} de 30Hz e 60Hz).....	107
Figura 6.19 – Evolução dos deslocamentos máximos em função da frequência limite adoptada na análise dinâmica do tramo de 16,5m.....	108

Figura 6.20 – Deslocamentos máximos a meio vão do tramo de 21,0m (f_{lim} .de 30Hz e 60Hz)	109
Figura 6.21 – Evolução dos deslocamentos máximos em função da frequência limite adoptada na análise dinâmica do tramo de 21,0m	110
Figura 6.22 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 16,5m (f_{lim} .de 30Hz e 60Hz)	111
Figura 6.23 – Evolução das acelerações máximas em função da frequência limite adoptada na análise dinâmica do tramo de 16,5m.....	112
Figura 6.24 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 21,0m (f_{lim} .de 30Hz e 60Hz)	113
Figura 6.25 – Evolução das acelerações máximas em função da frequência limite adoptada na análise dinâmica do tramo de 21,0m.....	114
Figura 6.26 – Deslocamentos máximos a meio vão do tramo de 16,5m (f_{lim} .de 60Hz).....	115
Figura 6.27 – Deslocamentos máximos a meio vão do tramo de 21,0m (f_{lim} .de 60Hz).....	116
Figura 6.28 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 16,5m (f_{lim} .de 60Hz).....	117
Figura 6.29 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 21,0m (f_{lim} .de 60Hz).....	118
Figura 7.1 – Comparação das análises realizadas para os comboios reais actuates no tramo de 16,5m (f_{lim} .de 60Hz e ζ_{exp} .)	123
Figura 7.2 – Comparação das análises realizadas para os comboios reais actuates no tramo de 21,0m (f_{lim} .de 60Hz e ζ_{exp} .)	125
Figura 7.3 – Verificação das acelerações máximas a meio vão do tramo de 16,5m (f_{lim} .de 60Hz e ζ_{exp} .)	126
Figura 7.4 – Verificação das acelerações máximas a meio vão do tramo de 21,0m (f_{lim} .de 60Hz e ζ_{exp} .)	127
Figura 8.1 – Aceleração vertical a meio vão do tramo de 21,0m (30Hz).....	132

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1.1 – Distribuição europeia das linhas ferroviárias em operação, construção ou planeadas, com velocidades de operação superiores a 250 km/h (UIC, 2010).	3
Quadro 1.2 – Distribuição europeia das linhas ferroviárias em operação, construção ou planeadas, com velocidades de operação superiores a 250 km/h (RAVE, 2010).....	3
Quadro 2.1 – Características resumidas do modelo de cargas HSLM-A (EN1991-2, 2003).....	11
Quadro 2.2 – Características dos comboios de alta velocidade europeus (Silva, 2010).....	12
Quadro 2.3 – Valores regulamentares para o coeficiente de amortecimento (EN1991-2, 2003)	13
Quadro 2.4 – Níveis de conforto recomendados (EN1990-A2, 2005)	16
Quadro 2.5 – Aceleração limite no tabuleiro da estrutura (EN1990-A2, 2005).....	17
Quadro 2.6 – Aceleração limite no tabuleiro da estrutura (Baeßler e Zacher, 2008)	19
Quadro 4.1 - Características do carril.....	42
Quadro 4.2 - Rigidez vertical e horizontal admissível para os apoios	42
Quadro 4.3 - Comparação entre as características dos modelos numéricos A e B	47
Quadro 4.4 - Comparação entre o modelo com vibrações locais no balastro e a situação corrigida... 49	
Quadro 4.5 - Frequências naturais e coeficientes de amortecimento dos modos de vibração globais 52	
Quadro 4.6 - Frequências naturais e coeficientes de amortecimento dos modos de vibração locais .. 54	
Quadro 5.1 - Graus de liberdade relevantes nas diferentes partes da estrutura.	63
Quadro 5.2 - Graus de liberdade associados aos <i>clusters</i> formados.	64
Quadro 5.3 - Energias associadas a cada modo de vibração local	70
Quadro 5.4 - Desvios possíveis na geometria da laje betonada <i>in situ</i>	74
Quadro 5.5 - Desvios possíveis na massa volúmica do betão	74
Quadro 5.6 - Variação associada ao módulo de elasticidade da laje do tabuleiro	75
Quadro 5.7 - Variação associada ao módulo de elasticidade da viga pré-fabricada	75
Quadro 5.8 - Intervalo de variação da rigidez horizontal dos apoios	77
Quadro 5.9 - Intervalo de variação da rigidez vertical dos apoios	78
Quadro 5.10 - Propriedades a envolver na optimização após a análise de sensibilidade.....	78
Quadro 5.11 - Frequências naturais dos modos de vibração experimentais.....	79
Quadro 5.12 – Caracterização das soluções encontradas após a optimização	83
Quadro 5.13 – Diferenças de cada uma das soluções optimizadas em relação aos valores experimentais	85
Quadro 5.14 – Características do apoio deslizante do tramo de 21,0m.....	88
Quadro 5.15 – Rigidez vertical e horizontal dos diversos aparelhos de apoio	89
Quadro 5.16 – Valores das características dinâmicas obtidas nos modelos (1) e (2).....	90
Quadro 5.17 – Propriedades da estrutura a considerar nas análises dinâmicas por sobreposição modal	91

Quadro 6.1 – Frequências limite especificadas na norma (EN1990-A2, 2005).....	94
Quadro 6.2 – Incrementos de tempo recomendados.....	98
Quadro 7.1 – Deslocamento máximo devido à aplicação do LM71.....	122
Quadro 7.2 – Coeficiente ϕ'' que considera as irregularidades da via.....	122
Quadro 7.3 – Verificação da deformação vertical da laje do tabuleiro	126
Quadro 7.4 – Velocidades limite de circulação no tramo de 16,5m (f_{lim} .de 60Hz e ζ_{exp} .).....	126
Quadro 7.5 – Velocidades limite de circulação no tramo de 21,0m (f_{lim} .de 60Hz e ζ_{exp} .)	127
Quadro 7.6 – Velocidades limite de circulação entre os tramos em estudo (f_{lim} .de 60Hz e ζ_{exp} .).....	127
Quadro 7.7 – Velocidades limite de circulação entre os tramos em estudo (f_{lim} .de 30Hz e ζ_{reg} .)	128
Quadro 8.1 – Velocidades limite de circulação entre os tramos em estudo (f_{lim} .de 30Hz e ζ_{reg} .)	134

1

INTRODUÇÃO

1.1. A FERROVIA

A evolução do conceito europeu como espaço integrado que ultrapassa as fronteiras dos diversos países, tornou a rede de comboios de alta velocidade um elemento essencial para o crescimento global do sistema de transportes, quer em dimensão quer em eficácia. O sistema ferroviário na sua génese apresenta vantagens de variada ordem, no entanto na primeira metade do século XX perdeu competitividade em relação ao transporte aéreo e rodoviário. O surgimento da possibilidade de viagem a alta velocidade veio relançar o caminho-de-ferro como um meio competitivo para determinados trajectos onde havia sido superado pelas linhas aéreas e rodovias modernas.

A circulação ferroviária a alta velocidade surgiu no Japão em 1964 com a abertura da linha entre Tóquio e Osaka. Na Europa a primeira linha com estas características foi construída em França, entre 1981 e 1983, ligando Paris e Lyon num total de 410km que podiam ser percorridos a velocidades a rondar os 270km/h. Desde então tem vindo a ser realizada uma expansão ao nível mundial com particular relevância na Europa (Figura 1.1).

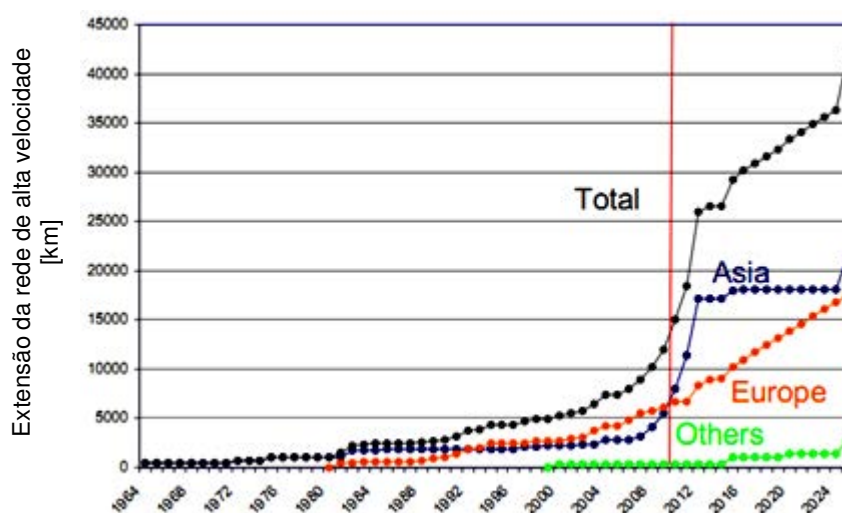


Figura 1.1 – Evolução temporal dos km de vias de alta velocidade (adaptado de UIC (2010))

Nas últimas duas décadas, a Europa e a Ásia têm feito esforços consideráveis na modernização de infra-estruturas e no planeamento de novas linhas para velocidades que podem atingir os 350km/h. As características das redes projectadas nos dois continentes são distintas no que diz respeito a distâncias de viabilidade, devendo-se este facto às especificidades do meio social e económico. No mercado asiático, são habituais linhas de grande extensão quando comparadas com as europeias que apresentam, em regra, viabilidade para distâncias a rondar os seiscentos km.

De forma inegável o transporte ferroviário tem-se revelado um meio importante para um desenvolvimento sustentado dos países sob vários pontos de vista, possibilitando:

- i. Baixos custos de transporte;
- ii. Reduzido impacto ambiental;
- iii. Segurança e comodidade;
- iv. Rápida e fácil movimentação de pessoas e mercadorias entre países;

A alta velocidade tornou-se uma forte aposta do transporte ferroviário para a recuperar a cota de mercado perdida anteriormente. O desenvolvimento da rede europeia de alta velocidade tem como objectivo acompanhar o tempo vivido neste início de século, onde a livre circulação de pessoas e bens é essencial para um desenvolvimento coeso e sustentado da economia e da sociedade. O planeamento de uma rede interoperável representa e representará num futuro próximo uma parte fundamental do sistema de transportes do "Velho Continente", planeando-se que no ano de 2025 esta atinja cerca de 18000km de extensão (Figura 1.2).

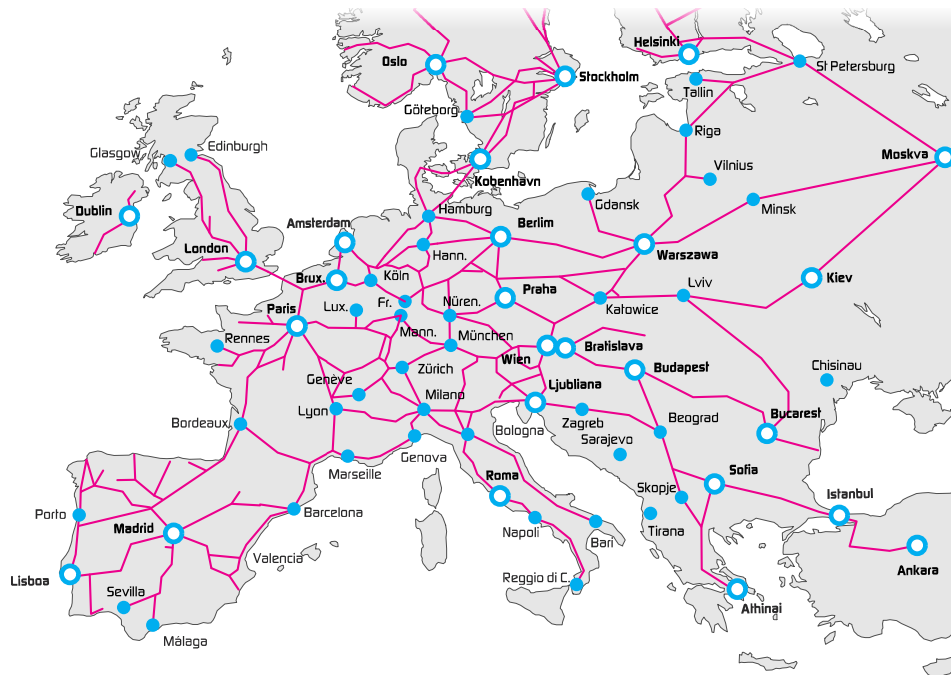


Figura 1.2 – Rede de alta velocidade europeia planeada para 2025 (adaptado de RAVE (2010))

Alemanha, França, Itália e Espanha são exemplos de grandes economias cuja evolução não pode ser desligada da existência de um sistema de transportes moderno, sustentável e eficiente, contribuindo para o efeito com um papel decisivo o comboio de alta velocidade que potencializa a competitividade do sistema portuário, aéreo e rodoviário. Os países referidos fazem parte de um lote que, de acordo

com a estratégia europeia, planeiam a expansão da rede ferroviária de alta velocidade já existente, outros como Portugal têm em curso a implementação do novo sistema de transporte.

Quadro 1.1 – Distribuição europeia das linhas ferroviárias em operação, construção ou planeadas, com velocidades de operação superiores a 250 km/h (UIC, 2010).

[km]	Operação	Construção	Planeadas	Total
Alemanha	1285	378	670	2333
Bélgica	209	-	-	209
Espanha	1604	2219	1702	5525
França	1872	234	2616	4722
Holanda	120	-	-	120
Itália	923	-	395	1318
Polónia	-	-	712	712
Portugal	-	-	1006	1006
Reino Unido	113	-	-	113
Rússia	-	-	650	650
Suécia	-	-	750	750
Suíça	35	72	-	107
Total	6161	2903	8501	17565

A modernização da rede ferroviária portuguesa, é um objectivo claro para o futuro, visando integrar Portugal no espaço ibérico e europeu diminuindo as características periféricas inerentes à localização geográfica. Apesar de ao longo da última década se terem registado alguns avanços e recuos, agravados pela recente crise económica, encontra-se em implementação o projecto de alta velocidade de acordo com o compromisso assumido com os parceiros europeus. Na XIX Cimeira Ibérica de 7 e 8 de Novembro de 2003, na Figueira da Foz foi acordada a construção das ligações transfronteiriças entre Porto-Vigo, Lisboa-Madrid, Aveiro-Salamanca e Faro-Huelva, sendo o compromisso reafirmado na XXI Cimeira Ibérica em 2005 (RAVE, 2010). Ao nível nacional encontram-se previstas ligações entre Porto-Lisboa e Évora-Faro, estando esta última em fase de estudo. O Quadro 1.2 expõe um compêndio do programa nacional de alta velocidade, sendo apresentadas algumas características dos troços já estudados e definidos.

Quadro 1.2 – Distribuição europeia das linhas ferroviárias em operação, construção ou planeadas, com velocidades de operação superiores a 250 km/h (RAVE, 2010).

Ligação	Porto-Vigo	Lisboa-Madrid	Porto-Lisboa
Tempo	1h00m	2h45m	1h15m
Tráfego	Misto	Misto	Passageiros
Extensão em Portugal	100 km	203 km	292 km
Extensão total	125 km	640 km	292 km
Velocidade	250 km/h	350 km/h	300 km/h

As redes de alta velocidade planeadas nos diversos países não contemplam apenas a construção de novas estruturas, mas também a adaptação das já existentes. Um dos exemplos desta reconversão são

as pontes e viadutos ferroviários cuja adaptação a velocidades de circulação cada vez mais elevadas exige uma análise cuidadosa e pormenorizada do comportamento dinâmico estrutural. Neste contexto é fundamental o estudo das estruturas, em particular no que se refere a verificações de segurança, conforto e fadiga, identificando os principais parâmetros envolvidos no seu comportamento. A solicitação decorrente da passagem de comboios a alta velocidade provoca efeitos dinâmicos relevantes, devendo ser verificada a susceptibilidade das estruturas aos efeitos de ressonância.

No sentido da realização de uma análise dinâmica com um detalhe importante a modelação por elementos finitos apresenta-se como uma ferramenta indispensável. Contudo, em muitos casos obter um modelo numérico que possa representar o comportamento da estrutura é uma tarefa complexa devido à variabilidade das considerações que são tomadas na definição do modelo. A análise dinâmica a realizar não pode, portanto, ser baseada apenas em modelos numéricos, sendo importante recorrer a informação adicional que possa balizar o comportamento estrutural. A aquisição de informação complementar é feita por via experimental, permitindo determinar características da estrutura nomeadamente as suas propriedades dinâmicas. Os resultados experimentais permitem validar e otimizar os modelos numéricos, tornando os estudos realizados mais fiáveis e condizentes com o real comportamento da estrutura.

O estudo aprofundado da dinâmica de pontes e viadutos ferroviários é um assunto com interesse crescente, que deve ser aprofundado e aprimorado sob o ponto de vista do sucesso da ferrovia e da afirmação do comboio como meio de transporte comercial e de mercadorias.

1.2. PONTES E VIADUTOS PRÉ-FABRICADOS

No projecto das construções, em geral, e de pontes e viadutos, em particular, existem três princípios fundamentais que têm sido levados em conta ao longo da história, constituindo-se como os grandes objectivos da concepção estrutural:

- i. Eficiência;
- ii. Elegância;
- iii. Economia.

A evolução dos tempos tem levado a que a economia surja como um aspecto fulcral a considerar no projecto e construção de estruturas, sendo o principal objectivo adjacente ao surgimento das obras pré-fabricadas. O grande desafio no presente centra-se em aliar o tendencial baixo custo destas soluções a uma preocupação estética (Camara, 2001).

A utilização de elementos pré-fabricados em betão estrutural para a construção de tabuleiros de pontes e viadutos surgiu na década de 30 do século XX, no entanto durante largos anos colheu uma aceitação limitada. A pouco frequente utilização de elementos pré-fabricados deveu-se, sobretudo, a uma experiência e conhecimentos acumulados no projecto e execução de obras de betão armado pré-esforçado *in situ*, que tornavam a mão-de-obra muito barata em comparação com os maiores custos das exigências técnicas para levar a cabo a execução de um novo tipo de estrutura. A este facto adiciona-se uma associação da pré-fabricação a construção barata e por isso sinónimo de baixa qualidade, ideia que conduzia a uma rejeição por parte da generalidade da comunidade ligada à construção de estruturas.

Na actualidade o cenário tem vindo a alterar-se muito por causa das vantagens que se têm evidenciado na utilização da pré-fabricação, podendo ser enumeradas essencialmente as seguintes:

- i. Redução dos prazos de construção devido a uma grande repetição das operações, o que conduz a mecanismos de optimização da construção que acarretam uma diminuição de custos;
- ii. Boa qualidade dos elementos estruturais devido ao maior controlo existente na construção em fábrica;
- iii. Evolução das preocupações estéticas na concepção dos elementos pré-fabricados.

O uso de pré-fabricação pode ser feito em vários moldes como a utilização de tramos completos pré-fabricados, construção por avanços sucessivos recorrendo a aduelas pré-fabricadas, e vigas pré-fabricadas apenas na construção do tabuleiro com betonagem posterior *in situ* dos restantes elementos estruturais (Figura 1.3 e Figura 1.4) (Ferreira, 2008).



Figura 1.3 – Estrutura pré-fabricada construída por avanços recorrendo a aduelas



Figura 1.4 – Estrutura pré-fabricada construída com vigas pré-fabricadas

A evolução das potencialidades dos sistemas estruturais pré-fabricados tem sido notável, constituindo actualmente uma importante solução para a construção de pontes e viadutos que não deve ser ignorada no que a estruturas ferroviárias diz respeito. Desta forma, o estudo detalhado sobre o seu comportamento e características merece especial desenvolvimento.

1.3. OBJECTIVOS E CONTEÚDOS

A implementação em Portugal da rede ferroviária de alta velocidade tem suscitado o interesse de parte da comunidade científica nacional, surgindo diversas investigações que se destinam a aprofundar o conhecimento na área em questão. A presente dissertação insere-se precisamente nesse contexto, procurando o desenvolvimento de temas relacionados com a análise dinâmica de estruturas destinadas à circulação de comboios de alta velocidade, em particular do viaduto de Alverca.

O presente trabalho pretende contribuir para uma evolução no conhecimento das implicações do tráfego a alta velocidade a nível estrutural e respectivas metodologias de análise. Frequentemente a análise dinâmica de estruturas ferroviárias é realizada com recurso a modelos numéricos que acarretam uma série de imprecisões que devem ser corrigidas. Nesse sentido desenvolvem-se metodologias de optimização da modelação do viaduto de Alverca, permitindo uma aproximação da resposta da simulação numérica ao comportamento real da estrutura.

A possibilidade de realizar análises dinâmicas com maior exactidão torna possível a discussão de algumas questões relacionadas com a regulamentação e condições da própria análise, desenvolvendo-se temas de interesse como a frequência limite a adoptar numa análise dinâmica ou a importância do amortecimento no comportamento estrutural.

No presente capítulo 1, é feito um enquadramento geral do desenvolvimento do transporte ferroviário de alta velocidade na Europa e particularmente em Portugal, sendo igualmente abordada a problemática relacionada com as imprecisões na modelação de estruturas. Tendo em consideração a tipologia estrutural do viaduto de Alverca é realizada, também, uma breve caracterização da pré-fabricação como solução estrutural.

No capítulo 2, são expostos diversos aspectos regulamentares a ter em conta na análise dinâmica de estruturas ferroviárias, sendo feita uma abordagem crítica ao regulamento com base em investigações recentes sobre o tema. As características da análise dinâmica são também abordadas, em particular a metodologia numérica de cargas móveis por ser a que é aplicada no presente trabalho, explicando-se o funcionamento coordenado entre dois programas comerciais, ANSYS e MATLAB.

No capítulo 3, são apresentados os fundamentos teóricos subjacentes ao conceito de optimização de modelos numéricos, descrevendo-se com pormenor os critérios usados para realizar a correspondência entre resultados experimentais e numéricos (identificação modal), assim como todos os procedimentos envolvidos numa optimização estrutural. Em relação à actualização de modelos numéricos, usando resultados experimentais, é dado particular ênfase ao uso integrado de três programas informáticos, ANSYS, MATLAB e OptiSLang, descrevendo-se todas as operações realizadas.

No capítulo 4, é realizada a caracterização da estrutura em estudo, descrevendo-se as características de projecto e o modelo de elementos finitos desenvolvido com recursos ao programa ANSYS. Após a descrição referida são apresentados os ensaios de vibração ambiental e de vibração forçada, salientando a sua importância e o motivo da sua realização.

No capítulo 5, é descrita a aplicação ao viaduto de Alverca dos fundamentos teóricos relacionados com os critérios de identificação modal e com o processo de otimização. No término desta fase são conhecidas um conjunto de características para as diversas propriedades materiais e geométricas da estrutura que possibilitam a realização de uma análise modal do modelo numérico cujos resultados são próximos das propriedades modais obtidas no ensaio de vibração ambiental.

No capítulo 6, é feita uma análise comparativa entre a resposta do modelo numérico otimizado e os dados registados experimentalmente, avaliando a validade da otimização realizada e introduzindo a problemática das características a definir para uma análise dinâmica. O estudo da importância do número de modos de vibração e dos respectivos coeficientes de amortecimento na resposta dinâmica do modelo numérico é estendido à situação em que circulam sobre a estrutura comboios de alta velocidade.

No capítulo 7, são apresentadas verificações regulamentares relativas à circulação sobre a estrutura de tráfego de alta velocidade, sendo abordados aspectos relativos à segurança estrutural e questões relacionadas com a segurança da via-férrea.

Por fim, no capítulo 8, são apresentadas as conclusões gerais da dissertação, sendo ainda referidas perspectivas de desenvolvimentos futuros para o estudo da temática abordada.

2

ASPECTOS REGULAMENTARES E METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA

2.1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento dos veículos que circulam na via-férrea tem vindo a expor ao longo dos anos a importância dos efeitos dinâmicos no comportamento estrutural das pontes e viadutos. A tendência de aumento da velocidade de circulação e da extensão dos comboios acentua os problemas dinâmicos associados à repetição dos ciclos de carga, provocados pelos eixos dos veículos ferroviários, que conduzem a fenómenos de ressonância.

Ao nível da regulamentação as normas EN1991-2 (2003) e EN1990-A2 (2005) abordam com um pormenor adequado o comportamento dinâmico das estruturas ferroviárias, resultando as suas especificações de vários estudos desenvolvidos, sobretudo, após o surgimento da circulação a alta velocidade. Contudo, a constante procura do conhecimento tem levado ao desenvolvimento de importantes investigações que pretendem complementar os regulamentos em vigor.

Neste capítulo são expostos os principais aspectos relacionados com o dimensionamento de pontes e viadutos previstos regulamentarmente, em particular no que se refere à consideração dos efeitos dinâmicos através de diferentes modelos de carga. São ainda abordadas as diversas metodologias de análise dinâmica existentes, sendo dada especial atenção à metodologia numérica de cargas móveis que foi utilizada no desenvolvimento do presente trabalho.

2.2. PONTES E VIADUTOS FERROVIÁRIOS

O problema das vibrações causadas pelo tráfego ferroviário em pontes e viadutos tem sido estudado desde o final do século XIX, altura em que ocorreram uma série de colapsos em Inglaterra. As primeiras investigações foram levadas a cabo por Willis que estabeleceu a equação diferencial para a trajetória de uma massa constante que atravessa uma viga sem massa em função da velocidade. Contudo, o contributo significativo deveu-se a Timoshenko (1922) e Inglis (1934), cujo trabalho incidiu na tentativa de simular os efeitos da passagem de uma locomotiva a vapor sobre uma ponte (Rigueiro, 2007).

Ao longo do século XX foram realizadas investigações no sentido de considerar os efeitos dinâmicos na análise e dimensionamento de pontes e viadutos ferroviários. Como resultado destes estudos começaram a ser adoptados no dimensionamento destas estruturas factores de amplificação dinâmica com o objectivo de majorar os efeitos do tráfego ferroviário. Na década de 70 do século XX a UIC (*International Union of Railways*) e a ORE (*Office for Research and Experiments of the International Union of*

Railways) levaram a cabo uma pesquisa que permitiu definir como coeficiente de amplificação dinâmica, para as cargas reais dos comboios, o valor dado pela seguinte expressão:

$$(1 + \varphi) = 1 + \varphi' + \lambda \times \varphi'' \quad (2.1)$$

Nesta expressão, φ' corresponde à amplificação dinâmica supondo uma via perfeita, φ'' é a parcela que leva em consideração as irregularidades da via e λ um coeficiente que toma em conta o nível de manutenção da via. Os coeficientes φ' e φ'' estabelecidos na ficha UIC 776-IR (1979) são válidos apenas para condições bem definidas que no caso de não serem cumpridas, para uma dada estrutura, obriga à realização de uma análise dinâmica específica.

No sentido de simplificar e uniformizar o dimensionamento de pontes e viadutos ferroviários, foi definido um modelo correspondente à envolvente dos efeitos estáticos de um conjunto de seis comboios-tipo que pretendiam representar os veículos ferroviários em circulação na altura. O modelo em causa, desenvolvido pela UIC, passou a ser designado por *Load Model 71* (LM71) (Figura 2.1).

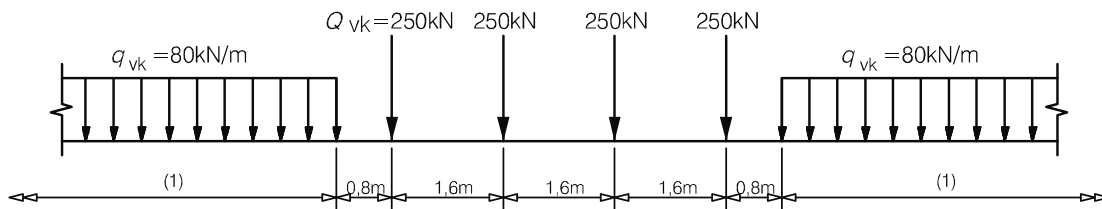


Figura 2.1 – Modelo de cargas estáticas LM71 (adaptado de EN1991-2 (2003))

Como alternativa ao *Load Model 71* para situações particulares foram desenvolvidos os modelos SW/0 que reinterpreta, tal como o LM71, o efeito estático do tráfego ferroviário normal nas pontes contínuas e o SW/2 que é usado para simular o tráfego ferroviário pesado.

No seguimento das investigações referidas, foi determinado um coeficiente dinâmico, Φ , que multiplicado pelo efeitos estáticos causados pelo modelo LM71 pretendia dar origem a uma envolvente dos efeitos dinâmicos totais produzidos numa estrutura pelos comboios reais. Esta metodologia continua na actualidade a constituir a base da verificação da segurança estrutural em estruturas ferroviárias para velocidades convencionais, definindo a norma EN1991-2 (2003) um factor Φ , que pode assumir o valor de Φ_2 no caso de via com manutenção cuidada ou Φ_3 no caso de manutenção corrente, dado por:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad \text{com: } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (2.2)$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73 \quad \text{com: } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \quad (2.3)$$

em que, L_Φ é o comprimento determinante do elemento estrutural em causa.

A evolução dos meios de transporte ferroviários e o aumento da respectiva velocidade de circulação revelou a ineficácia das metodologias de majoração dos efeitos estáticos, não conseguindo o coeficiente de amplificação dinâmica desenvolvido levar em conta, de forma adequada, os efeitos provocados pelo tráfego por não considerar os fenómenos de ressonância para velocidades superiores a 200 km/h.

Na sequência das falhas detectadas foi formada pela UIC uma comissão de especialistas (D214) do ERI (European Rail Research Institute) com o intuito de estudar o comportamento estrutural das pontes e viadutos sujeitos à circulação de comboios a alta velocidade. A referida comissão desenvolveu esforços no sentido de definir um conjunto de comboios universais, cujos efeitos dinâmicos fossem equivalentes aos provocados pelos comboios reais que circulam ou que possam a vir a circular no futuro na rede europeia de alta velocidade. As investigações desenvolvidas deram origem a dois modelos de carga distintos, o HSLM-A e o HSLM-B que se encontram especificados na EN1991-2 (2003). O HSLM-A é formado por 10 comboios com afastamentos entre eixos (D) entre os 18m e os 27m, e é na actualidade o modelo universal de dimensionamento de pontes e viadutos para a circulação de tráfego ferroviário de alta velocidade. As características fundamentais do modelo de cargas são apresentadas na Figura 2.2 e no Quadro 2.1.

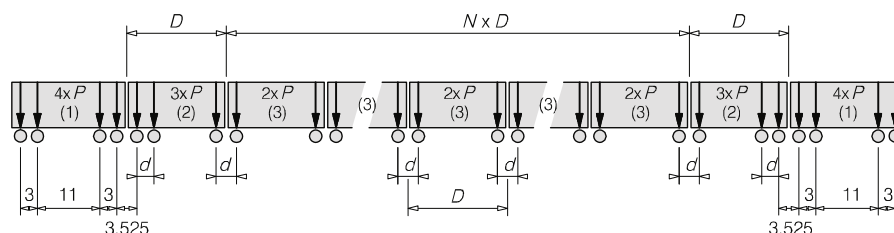


Figura 2.2 – Modelo de cargas HSLM-A (adaptado de EN1991-2 (2003))

Quadro 2.1 – Características resumidas do modelo de cargas HSLM-A (EN1991-2, 2003)

Tipo	Articulado
Comprimento Total	≈330 m a ≈370 m
Comprimento de uma carruagem	18 m a 27 m
Distância entre bogies	2,0 m a 3,5 m
Número de carruagens	11 a 18
Carga por eixo	170 kN a 210 kN

O HSLM-B surge especificamente direccionado para as pontes simplesmente apoiadas com vão inferior a 7m, sendo constituído por N cargas pontuais de 170kN afastadas de uma distância d (Figura 2.3).

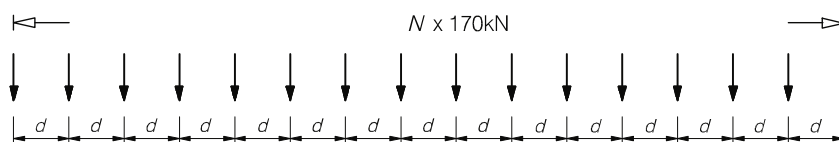


Figura 2.3 – Modelo de cargas HSLM-B (adaptado de EN1991-2 (2003))

A regulamentação actual contempla a possibilidade de se utilizar no estudo dinâmico de pontes e viadutos ferroviários os comboios reais que presentemente fazem uso da ferrovia. Na rede europeia circulam vários tipos de comboios que podem ser classificados, de acordo com as suas características, em três categorias:

- i. Articulados: uma dada carruagem partilha dois bogies com as carruagens adjacentes, estando estes centrados na articulação entre carruagens;
- ii. Convencionais: cada carruagem tem dois bogies, cada um com dois eixos;
- iii. Regulares: em determinada carruagem é partilhado não um bogie como nos articulados, mas sim um eixo com as carruagens adjacentes.

No Quadro 2.2 apresenta-se de forma resumida algumas das principais características dos sete principais comboios europeus de alta velocidade e dos respectivos modelos de cargas, sendo apresentado de igual forma o Alfa Pendular que circula na ferrovia portuguesa.

Quadro 2.2 – Características dos comboios de alta velocidade europeus (Silva, 2010)

Comboio	País de circulação	Tipologia	Velocidade máxima [km/h]	Comprimento [m]	Distância entre eixos [m]	Cargas por eixo [kN]
TGV	França	Articulado	400	468,1	18,7	163 a 170
Eurostar	França/Inglaterra	Articulado	300	386,7	18,7	170
Thalys2	Bélgica/França	Articulado	300	393,3	18,7	163 a 170
ICE2	Alemanha	Convencional	330	350,5	26,4	112 a 195
ETR-Y-500	Itália	Convencional	300	295,7	26,1	120 a 187
Virgin	Reino Unido	Convencional	225	258,7	23,9	170
Alfa Pendular	Portugal	Convencional	220	151,2	25,9	132,8
TALGO	Espanha	Regular	350	356,1	13,14	170

Os esquemas de cargas relativos aos comboios apresentados, encontram-se no Anexo A1.1.

Além dos modelos de carga referidos também as características que se definem para as propriedades dinâmicas de uma estrutura ferroviária foram alvo de investigações importantes. Entre os diversos parâmetros a considerar na análise do comportamento dinâmico estrutural destaca-se o valor dos coeficientes de amortecimento (ξ) devido às especificidades que lhe estão associadas. O amortecimento é uma propriedade que se tem revelado de difícil quantificação, a comissão D124 do ERRI averiguou o potencial relacionamento entre a tipologia estrutural, o vão da ponte e os valores de amortecimento experimental (Quadro 2.4).

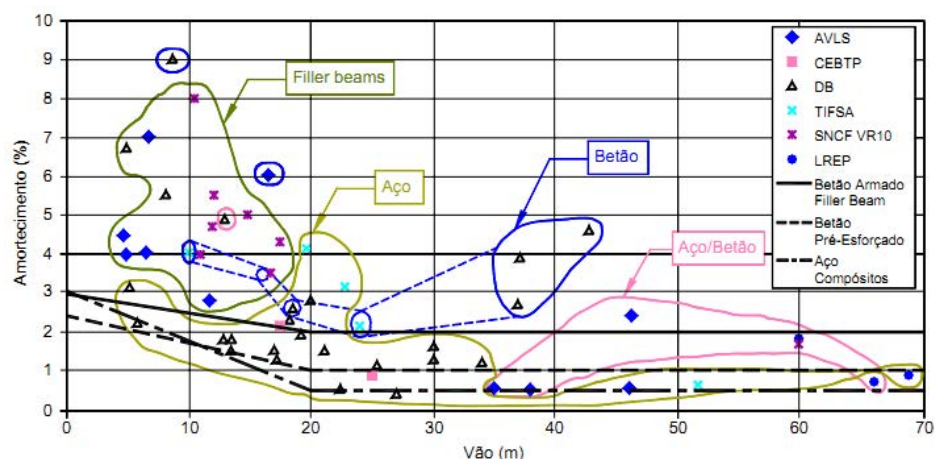


Figura 2.4 – Amortecimento (ξ) em função do vão (L) (adaptado de ERRI D214/RP9 (2001))

A observação da figura permite verificar que existe uma dispersão bastante considerável dos resultados experimentais, o que leva a que na fase de projecto se considerem as envolventes inferiores dos diversos valores como forma de obter um dimensionamento seguro. Na norma EN1991-2 (2003) são previstas três curvas a adoptar no dimensionamento que conduzem a uma clara subestimação dos valores do coeficiente de amortecimento (Quadro 2.3).

Quadro 2.3 – Valores regulamentares para o coeficiente de amortecimento (EN1991-2, 2003)

Tipologia estrutural	Limite inferior do coeficiente de amortecimento ξ (%)	
	Vão $L < 20\text{m}$	Vão $L \geq 20\text{m}$
Aço ou compósita	$\xi = 0,5 + 0,125(20 - L)$	$\xi = 0,5$
Betão Pré-Esforçado	$\xi = 1,0 + 0,07(20 - L)$	$\xi = 1,0$
Betão armado e “Filler Beam”	$\xi = 1,5 + 0,07(20 - L)$	$\xi = 1,5$

Apesar do definido regulamentarmente, estas considerações tem-se revelado problemáticas por conduzirem frequentemente a um sobredimensionamento das estruturas, devido ao facto de esta propriedade dinâmica desempenhar um papel fundamental na análise de um sistema estrutural.

2.3. ESTADOS LIMITES ESPECÍFICOS DAS PONTES E VIADUTOS FERROVIÁRIOS

O estudo elaborado pela comissão D214 do ERRI modificou drasticamente as metodologias de análise de estruturas ferroviárias, sendo as conclusões da referida comissão adoptadas pelas normas EN1991-2 (2003) e EN1990-A2 (2005). O dimensionamento deste tipo de estruturas é condicionado pela necessidade ou não de realizar análises dinâmicas (Figura 2.5).

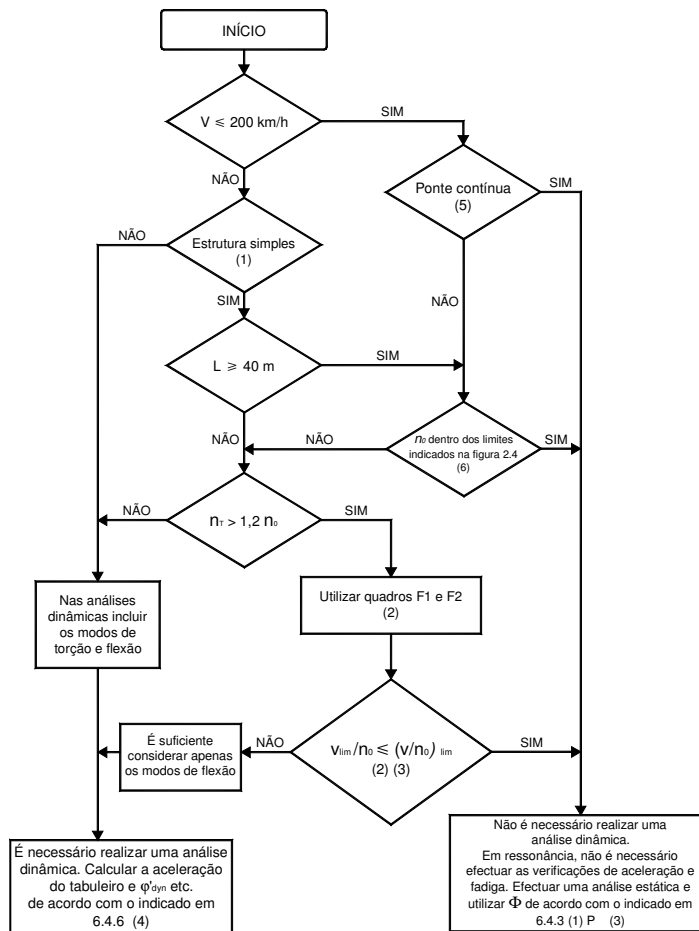


Figura 2.5 – Fluxograma de determinação da necessidade de análise dinâmica de uma ponte (adaptado de EN1991-2 (2003))

No fluxograma apresentado, v é a velocidade máxima nominal (m/s), V é a velocidade máxima de circulação no local (km/h), L o vão da ponte, n_0 a frequência do primeiro modo de vibração vertical e n_T a frequência do primeiro modo de torção.

Na presente secção são apresentadas os aspectos regulamentares específicos para pontes ferroviárias, referidos na EN1991-2 (2003) e na EN1990-A2 (2005), que se distinguem em:

- i. Segurança estrutural;
- ii. Segurança da via;
- iii. Conforto dos passageiros.

2.3.1. SEGURANÇA ESTRUTURAL

A verificação da segurança da estrutura depende da necessidade de efectuar ou não uma análise dinâmica, podendo assim resultar em duas situações de análise distintas.

2.3.1.1. Análise dinâmica requerida

Nestas situações o dimensionamento aos Estados Limite Últimos (ELU) deverá ser realizada considerando como valor característico das sobrecargas ferroviárias os valores mais desfavoráveis entre os seguintes:

- i. Cálculo em situação estática considerando o modelo LM71 (e no caso de estruturas contínuas o SW/0), multiplicando os resultados pelo respectivo factor dinâmico:

$$\Phi \times (LM71 + SW/0) \quad (2.4)$$

O Factor Φ já foi definido anteriormente pelas expressões (2.2) e (2.3).

- ii. Cálculo dinâmico considerando a acção dos comboios reais de alta velocidade (RT) ou os modelos de cálculo HSLM (*High Speed Load Model*):

$$\left(1 + \varphi'_{dyn} + \varphi''/2\right) \begin{pmatrix} HSLM \\ ou \\ RT \end{pmatrix} \quad (2.5)$$

Nesta expressão, φ'_{dyn} representa o factor de amplificação dinâmica, dado por:

$$\varphi'_{dyn} = \max \left| \frac{y_{dyn}}{y_{stat}} \right| - 1 \quad (2.6)$$

em que, y_{dyn} representa o valor máximo da resposta dinâmica num determinado local da estrutura, e y_{stat} o correspondente valor máximo da resposta estática. O coeficiente φ'' pretende ter em conta as irregularidades da via e das rodas do comboio, sendo definido por:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left(56e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_{\Phi} n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{20}\right)^2} \right) \quad \text{com: } \varphi'' \geq 0 \quad (2.7)$$

com α a tomar o valor de

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22}, & v \leq 22 \text{ m/s} \\ 1, & v > 22 \text{ m/s} \end{cases} \quad (2.8)$$

2.3.1.2. Análise dinâmica dispensável

Em casos em que não é exigida uma análise dinâmica, o dimensionamento estrutural é realizado considerando o factor de amplificação dinâmico definido por:

- i. Vias com manutenção cuidada, $(1 + \varphi' + 0,5 \varphi'')$ (2.9)

- ii. Vias com manutenção normal, $(1 + \varphi' + \varphi'')$ (2.10)

Nas expressões (2.9) e (2.10), a parcela φ' considera a via livre de irregularidades:

$$\varphi' = \begin{cases} \frac{K}{1 - K - K^4}; & K < 0,76 \\ 1,325; & K \geq 0,76 \end{cases} \quad (2.11)$$

em que, K é definido por:

$$K = \frac{v}{2L_{\phi}n_0} \quad (2.12)$$

Nesta expressão, v é a velocidade máxima de circulação do comboio em m/s e L_{ϕ} e n_0 têm o significado indicado anteriormente. A parcela ϕ'' é definida de acordo com a expressão (2.7).

2.3.2. CRITÉRIOS DE CONFORTO DOS PASSAGEIROS

Segundo o EN1990-A2 (2005), o nível de conforto dos passageiros está directamente relacionada com as acelerações verticais a que estes estão sujeitos no interior das carruagens (a'_v). De acordo com a referida regulamentação, a aceleração vertical máxima admissível em função do nível de conforto é definida no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Níveis de conforto recomendados (EN1990-A2, 2005)

Nível de conforto	Aceleração vertical a'_v [m/s ²]
Muito Bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

A avaliação directa destas acelerações limite só é possível recorrendo a modelos de interacção estrutura-comboio, que exigem elevado tempo de processamento. Alternativamente o EN1990-A2 (2005) sugere uma verificação simplificada com base no deslocamento vertical máximo obtida para a passagem do modelo LM71.

2.3.3. SEGURANÇA DA VIA

Os critérios que visam assegurar a estabilidade da via e que por consequência afiançam a segurança da circulação de comboios, baseiam-se em diversos parâmetros definidos nas normas europeias, dos quais se apresentam na presente dissertação os seguintes:

- i. Deformação vertical máxima do tabuleiro;
- ii. Aceleração vertical máxima do tabuleiro.

2.3.3.1. Deformação vertical máxima do tabuleiro

A norma EN1990-A2 (2005) define que a deformação vertical máxima do tabuleiro da ponte quando sujeita ao carregamento do modelo de cargas LM71 não pode exceder 1/600 do vão (L):

$$\delta_{LM71} \leq \frac{L}{600} \quad (2.13)$$

2.3.3.2. Aceleração vertical máxima do tabuleiro e análise crítica do critério

O estabelecimento dos níveis de aceleração vertical do tabuleiro está relacionado com a necessidade de limitar a ocorrência de fenómenos de instabilidade que podem conduzir à perda da resistência lateral da via balastrada, ou à redução do contacto entre roda e o carril por efeito do decréscimo das forças

de contacto em vias não balastradas. Os valores limites são impostos pela norma EN1990-A2 (2005) (Quadro 2.5).

Quadro 2.5 – Aceleração limite no tabuleiro da estrutura (EN1990-A2, 2005)

Tipo de via	Valor limite regulamentar da aceleração vertical [m/s^2]
Via balastrada	3,5
Via não balastrada	5,0

A determinação dos limites máximos de aceleração deve ser realizada a partir de um cálculo dinâmico considerando os comboios reais de alta velocidade e os esquemas de cálculo do modelo HSLM, no caso de linhas internacionais, considerando apenas uma via carregada. Os cálculos devem considerar a contribuição de modos com frequências até ao máximo de:

- i. 30Hz;
- ii. 1,5 vezes a frequência do modo fundamental da estrutura;
- iii. Frequência do terceiro modo de vibração.

A definição do limite regulamentar da aceleração vertical em vias balastradas surgiu na sequência de ensaios realizados pela comissão D214 do ERRI no laboratório alemão BAM (*Federal Institute for Material Research and Testing*), em que se avaliou o comportamento dinâmico de uma via balastrada para diferentes níveis de aceleração. Para o efeito foi elaborado um modelo, submetido a diversos níveis de aceleração numa gama de frequências entre os 2Hz e os 20Hz. Os resultados dos ensaios realizados permitiram determinar uma função de transferência definida como a relação entre o nível de aceleração na zona inferior das travessas ($a_{v,t}$) e a aceleração medida na base da camada de balastro ($a_{v,b}$), em função da excitação (f) e da aceleração vertical do tabuleiro ($a = a_{v,b}$) (Figura 2.6).

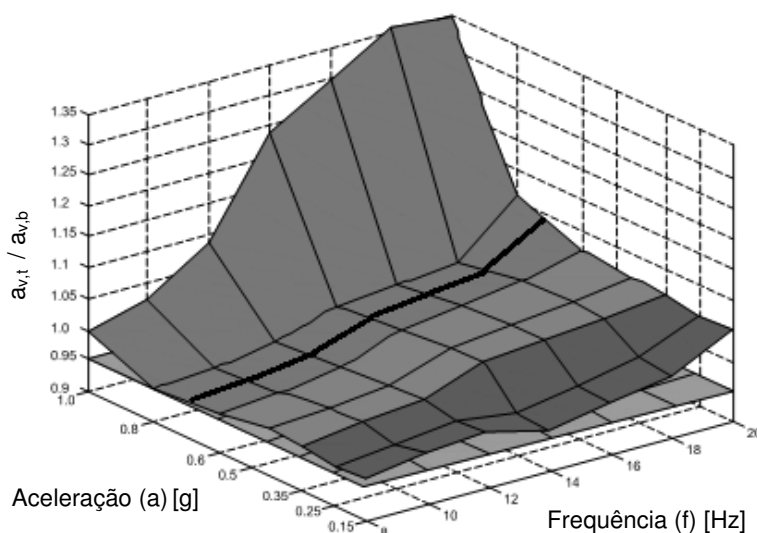


Figura 2.6 – Função de transferência do balastro, em função da frequência de excitação (f) e da aceleração (a) (adaptado de ERRI D214/RP9 (2001))

A análise da referida função permite verificar que os fenómenos de instabilidade da camada de balastro, caracterizados por uma diminuição das forças atríticas entre as partículas de balastro e entre a

camada de balastro e as travessas, se tornam evidentes para níveis de aceleração entre os 0,7g e os 0,8g (≈ 7 a 8 m/s^2). Pode ainda observar-se que os valores máximos da função de transferência são obtidos para frequências de excitação da ordem dos 20Hz não se verificando, no entanto, uma tendência de descida. Devido a este facto definiu-se que a avaliação da instabilidade do balastro deveria ser realizada para uma gama de frequências superior, tendo sido posteriormente proposto o valor de 30Hz para o limite máximo da frequência de excitação.

O critério regulamentarmente definido não é totalmente aceite na actualidade, sendo recentemente desenvolvidas pesquisas por Baeßler e Zacher (2008) baseadas em observações do comportamento *in situ* do balastro, ensaios experimentais e análises numéricas complexas, a fim de caracterizar na regulamentação de forma mais adequada os estados limites para a segurança da via.

As investigações referidas têm vindo a avaliar o comportamento da camada de balastro face a frequências superiores através da realização de ensaios considerando frequências de excitação até 60 Hz e níveis de aceleração até 1g (Figura 2.7).

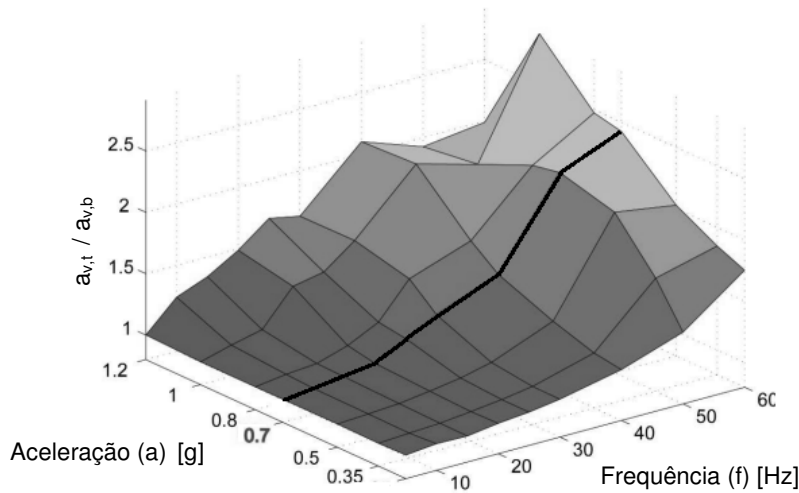


Figura 2.7 – Função de transferência do balastro, em função da frequência de excitação (f) e da aceleração (a) (adaptado de Figueiredo *et al.* (2009))

Os resultados são análogos aos obtidos nos primeiros ensaios realizados sobre o tema, quer na evolução da função transferência até 20Hz, quer para o valor de acelerações em que se verifica a ocorrência da instabilidade da camada do balastro. O estudo da função de transferência obtida, dependente da frequência de excitação, permitiu detectar uma tendência de crescimento até aos 60Hz.

De modo a avaliar os efeitos para as frequências de excitação mais elevadas, foi concebido um modelo numérico bidimensional definido de acordo com uma modelação complexa do comportamento do balastro. As simulações numéricas realizadas consistiram em aplicar uma aceleração igual a 0,7g na base dos elementos que modelavam o balastro com frequências de excitação distintas, o que permitiu obter a pretendida função de transferência. A validação dos resultados numéricos foi feita recorrendo à sua comparação com os dados experimentais dos ensaios realizados, sendo em caso de semelhança possível conhecer o comportamento do balastro para frequências de excitação mais elevadas do que 60Hz (Figura 2.8).

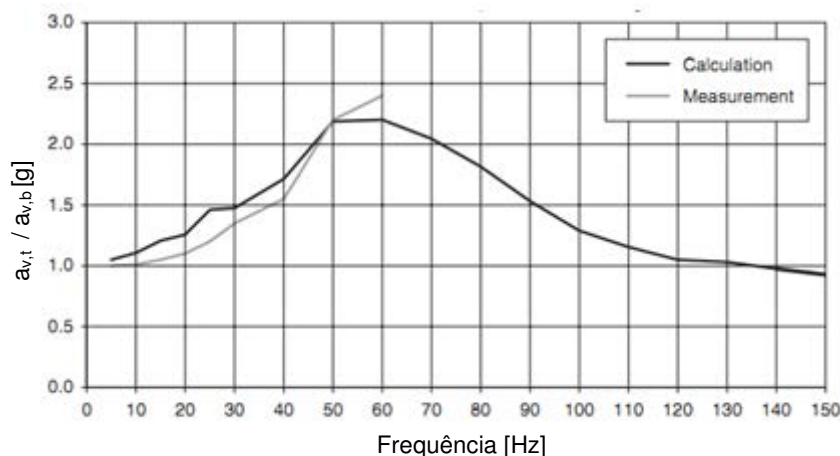


Figura 2.8 – Função de transferência do balastro para uma aceleração de 0,7g, medida e calculada (adaptado de Baeßler e Zacher (2008))

A confrontação realizada na figura anterior possibilita concluir que o modelo numérico é válido, sendo a informação numérica rigorosa o suficiente. A função de transferência obtida numericamente permite avaliar a evolução da relação entre a aceleração na base das travessas e na base da camada de balastro, sendo o máximo atingido para uma frequência de excitação de 60Hz. As recomendações que resultam das investigações realizadas sobre esta temática apontam para uma alteração da gama de frequências a considerar na análise dinâmica, sendo a frequência limite o mínimo dos seguintes valores:

- i. 60Hz;
- ii. Frequência do terceiro modo de vibração que pode ser excitado pelo tráfego.

Relativamente aos limites de aceleração estabelecidos na norma EN 1991-2 (2003) tem-se verificado que são uma importante fonte de sobredimensionamento das estruturas. Regulamentarmente, basta que a aceleração máxima na base da camada de balastro seja ultrapassada uma vez para se considerar que a estrutura não cumpre o critério de segurança. Assim, de modo a alterar esta situação, ao limite de aceleração máxima é preciso juntar a consideração do número de ciclos de vibrações elevadas, cuja determinação é feita analisando o deslocamento lateral que conduz à perda da resistência lateral da via. Cálculos realizados neste sentido permitiram chegar a um valor de 10 ciclos de vibrações elevadas permitidos.

Assim, as acelerações permitidas no tabuleiro da estrutura podem ser avaliadas, segundo as recomendações complementares ao regulamento, por dois critérios que se complementam:

- i. Especificações regulamentares indicadas no Quadro 2.5;
- ii. Em casos excepcionais é permitido que o valor regulamentar actual seja excedido em 10 ciclos sucessivos de vibração, não podendo neste caso a aceleração vertical exceder os limites de aceleração indicados no Quadro 2.6.

Quadro 2.6 – Aceleração limite no tabuleiro da estrutura (Baeßler e Zacher, 2008)

Tipo de via	Valor limite regulamentar da aceleração vertical [m/s^2]
Via balastrada	5,5
Via não balastrada	7,5

As conclusões que têm sido obtidas das investigações sobre esta temática encontram-se em fase de discussão, processo para o qual o presente trabalho pretende contribuir.

2.4. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA

A análise dinâmica de uma estrutura pode ser efectuada com recurso a diversas metodologias, tais como:

- i. Metodologias numéricas;
- ii. Metodologias analíticas;
- iii. Metodologias simplificadas;
- iv. Metodologias empíricas.

Entre estas possibilidades, as metodologias numéricas são na actualidade as mais utilizadas por permitirem análises de estruturas consideravelmente complexas recorrendo, por exemplo, a modelos de elementos finitos. A principal desvantagem destas metodologias é o elevado tempo dispendido nas análises dinâmicas, contudo o desenvolvimento da capacidade de processamento dos computadores tende a reduzir a importância deste ponto negativo.

As metodologias numéricas podem ser divididas consoante a forma como as cargas actuam na estrutura, podendo-se recorrer a modelos de cargas móveis ou a modelos que contemplem a interacção entre a estrutura e o veículo ferroviário.

2.4.1. METODOLOGIA NUMÉRICA DE CARGAS MÓVEIS

A metodologia de cargas móveis consiste na aplicação de um conjunto de forças, de valor igual à carga estática exercida por cada eixo do comboio, que se deslocam a determinada velocidade. O facto da modelação do comboio não ser realizada é uma condição impeditiva para analisar a interacção estrutura-comboio, eliminando-se as variações de carregamento que surgem devido a este fenómeno, além do referido, a não consideração da massa do veículo ferroviário torna inviável as alterações das frequências de vibração do conjunto constituído pela ponte/viaduto e pelo veículo ferroviário. Outro aspecto negativo é a impossibilidade de avaliar as acelerações no interior do comboio e assim obter de forma directa o nível de conforto dos passageiros. Apesar das desvantagens mencionadas a consideração da estrutura do comboio exige um esforço computacional extremamente relevante, facto que a metodologia de cargas móveis permite contornar.

A implementação da metodologia de cargas móveis pode ser realizada com recurso aos programas ANSYS e MATLAB de modo a ser efectuado um processo de cálculo viável em termos de tempo e esforço computacional. A divisão das operações a realizar pode ser feita em:

- i. Análise modal;
- ii. Extracção dos valores modais das grandezas a analisar;
- iii. Extracção dos deslocamentos verticais modais dos nós da via-férrea;
- iv. Análise dinâmica.

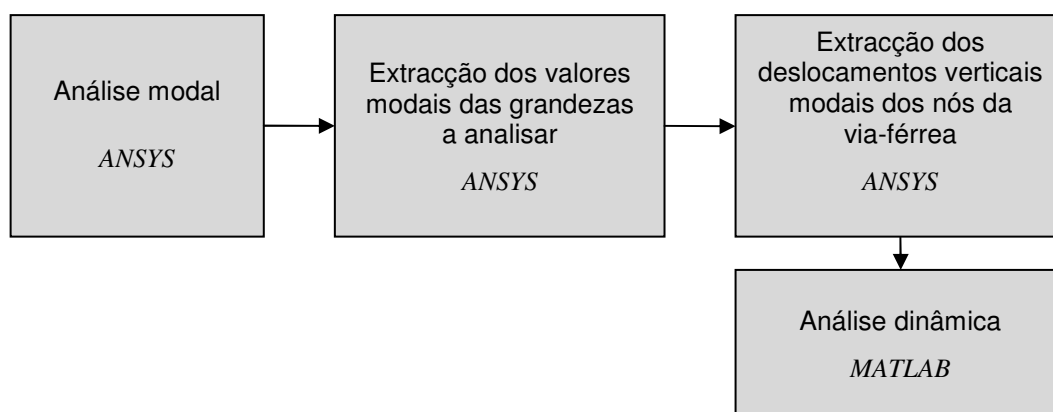


Figura 2.9 - Etapas envolvidas na implementação da metodologia de cargas móveis

A coordenação entre os programas comerciais referidos (Figura 2.9) é significativamente melhorada com o uso das funções criadas por Albuquerque (2009), que permitem usufruir de toda a capacidade de cálculo do MATLAB.

2.4.1.1. Análise modal

Nesta etapa realiza-se uma análise modal recorrendo ao *software* ANSYS existindo a hipótese de ser seleccionado um intervalo específico de frequências associadas a um número de modos de vibração.

2.4.1.2. Extracção dos valores modais das grandezas a analisar

Uma vez realizada a análise modal, extrai-se do ANSYS, recorrendo à utilização de linguagem APDL que possibilita um fácil registo em ficheiros de texto, os valores modais das grandezas que se pretendem avaliar na análise dinâmica, sendo que a informação pretendida apenas é obtida para os nós previamente seleccionados. Entre as grandezas podem ser registados os deslocamentos modais (Φ) e outras grandezas modais (G) como forças, momentos e tensões.

2.4.1.3. Extracção dos deslocamentos verticais modais dos nós da via-férrea

Nesta fase, são extraídos os valores das frequências de vibração de cada modo e as massas modais do *software* ANSYS. Com o objectivo de permitir a aplicação das funções desenvolvidas por Albuquerque (2009) é necessário obter do ANSYS dados relativos à via-férrea, ou seja, para cada carril são registados, para a totalidade dos nós e para cada modo de vibração, os deslocamentos verticais da configuração modal.

2.4.1.4. Análise dinâmica

Depois de obtida toda a informação proveniente da análise modal realizada no ANSYS, é possível realizar a análise dinâmica no MATLAB, utilizando as potencialidades das funções criadas por Albuquerque (2009).

As funções referidas são uma sucessão de etapas que consiste na determinação de vários parâmetros, processo que se descreve de seguida:

- i. O tempo de circulação do comboio ao longo dos carris do modelo é definido por:

$$t_{total}^v = \frac{L_{carril} + L_{comboio}}{v} + t_{vib.livre} \quad (2.14)$$

Nesta expressão, L_{carril} representa o comprimento de um dos carris da via-férrea, $L_{comboio}$ o comprimento do comboio, v a velocidade de circulação, $t_{vib.livre}$ o tempo pretendido para a análise em vibração livre.

Uma imposição para a realização da análise dinâmica é a determinação do incremento de tempo (Δt), grandeza que influencia a exactidão dos resultados e o tempo de cálculo que é tanto maior quanto mais pequeno for o passo da análise. A determinação deste valor deve satisfazer o menor dos critérios definidos em ERRI D214/RP9 (2001):

$$\Delta t = \frac{1}{8f_{max}} \quad (2.15)$$

$$\Delta t = \frac{L}{4nv_{max}} \quad (2.16)$$

Nestas expressões, f_{max} é a frequência de vibração máxima considerada, L o comprimento do vão em análise, n o número de modos de vibração e v_{max} a velocidade máxima do comboio.

Adicionalmente aos critérios supracitados, Ribeiro (2004) realizou diversas análises comparativas das respostas dinâmicas de uma ponte, concluindo que para conseguir descrever de forma rigorosa o campo de acelerações, é mais correcto considerar:

$$\Delta t = \frac{1}{20f_{max}} \quad (2.17)$$

Nesta expressão, f_{max} tem o mesmo significado referido anteriormente.

- ii. Encontrado um valor para o incremento de tempo que salvguarde um rigor adequado dos resultados obtém-se o número total de instantes de tempo a considerar:

$$m^v = \frac{t_{total}^v}{\Delta t} + 1 \quad (2.18)$$

em que, t_{total}^v e Δt têm o significado já referido.

- iii. A etapa seguinte consiste na determinação do posicionamento das cargas do comboio em função do instante de tempo considerado. Desta forma, a posição da carga r , no instante de tempo t , é definida por:

$$x_r(t) = x_{r,inicial} + v \times t \quad (2.19)$$

Nesta expressão, $x_{r,inicial}$ é a posição inicial do eixo r do comboio e é dada por:

$$x_{r,inicial} = x_{inicial} - d_r \quad (2.20)$$

em que, d_r representa a distância entre o eixo r e o primeiro eixo do comboio cuja posição é $x_{inicial}$.

- iv. Depois de conhecidas as posições das cargas, é necessário para cada instante de tempo transformar as cargas do comboio em forças nodais equivalentes. Assim, as referidas forças são calculadas por intermédio da função de forma (2.21) representada na Figura 2.10.

$$N_{r,k}(t) = \begin{cases} \frac{x_r - x_{k-1}}{x_k - x_{k-1}}, & x_{k-1} \leq x_r(t) < x_k \\ \frac{x_{k+1} - x_r}{x_{k+1} - x_k}, & x_k \leq x_r(t) < x_{k+1} \\ 0, & x_r(t) \notin [x_{k-1}, x_{k+1}] \end{cases} \quad (2.21)$$

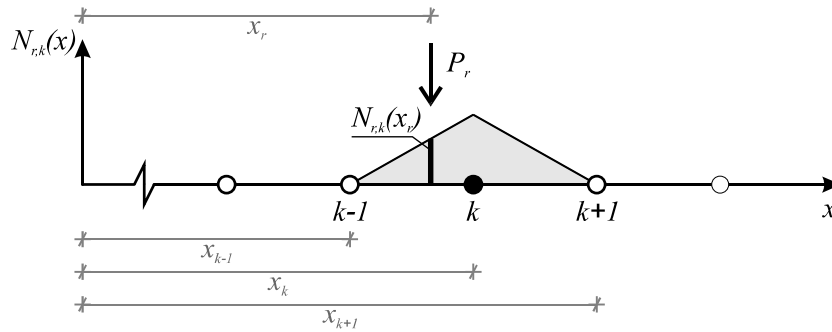


Figura 2.10– Representação da função de forma para aplicação de forças da roda no nó (k) do carril (adaptado de Fernandes (2010))

Nas equações expressas em (2.21), x_r corresponde à coordenada longitudinal do eixo do comboio, x_k à do nó k em análise, x_{k-1} e x_{k+1} à dos nós anterior e seguinte, respectivamente.

Para um dado instante de tempo, é calculada para cada nó a força devida às rodas do veículo ferroviário:

$$f_k(t) = \sum_{r=1}^R N_{r,k}(t)P_r \quad (2.22)$$

Nesta expressão, R é o número de rodas e P_r a carga exercida pela roda r . A força modal é dada por:

$$F_n(t) = \sum_{k=1}^K \Phi_{n,k}f_k(t) \quad (2.23)$$

Nesta expressão, k e n identificam, respectivamente, um dado nó e um determinado modo de vibração, f_k é a força num dado instante de análise e K representa a totalidade dos nós da via.

A da resposta dinâmica da estrutura pode ser obtida resolvendo a equação de equilíbrio dinâmico:

$$M_n\ddot{y}_n(t) + 2\xi_n M_n \omega_n \dot{y}_n(t) + M_n \omega_n^2 y_n(t) = F_n(t) \quad (2.24)$$

em que, M_n é a massa modal, ω_n é a frequência de vibração, K_n é a rigidez modal, e \ddot{y}_n , \dot{y}_n e y_n são as acelerações, velocidades e coordenadas modais, respectivamente. O parâmetro ξ_n é o coeficiente de amortecimento modal que pode ser definido com base em ensaios experimentais ou determinado de acordo com as directrizes da norma EN1991-2 (2003).

Fazendo uso do método de Newmark, é possível calcular as acelerações, velocidades e coordenadas modais para cada instante de tempo. Determinados estes valores, pode-se realizar a sobreposição modal para os N modos de vibração considerados, determinando as acelerações (\ddot{u}_k), deslocamentos (u_k) e outras grandezas genéricas (G_k) pretendidas em função do tempo para o nó k :

$$\ddot{u}_k(t) = \sum_{n=1}^N \Phi_{k,n} \cdot \ddot{y}_n(t) \quad (2.25)$$

$$u_k(t) = \sum_{n=1}^N \Phi_{k,n} \cdot y_n(t) \quad (2.26)$$

$$G_k(t) = \sum_{n=1}^N G_{k,n} \cdot y_n(t) \quad (2.27)$$

Depois de obtidas as grandezas desejadas é possível analisar o comportamento dinâmico da estrutura e levar a cabo diversas verificações regulamentares.

2.5. CONCLUSÕES

No presente capítulo foi apresentada uma evolução das investigações sobre o comportamento dinâmico de pontes e viadutos ferroviários, sendo dado especial ênfase aos estudos mais importantes acerca da temática em questão. A necessidade de abordar com detalhe os efeitos estruturais da circulação de comboios a alta velocidade conduziu à elaboração de regulamentos bastante pormenorizados, que têm vindo também eles a ser avaliados e criticados, facto que importa estudar com particular interesse.

As metodologias para a realização de análises dinâmicas têm sido alvo de estudos e desenvolvimentos na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, tendo sido neste capítulo apresentado um processo para implementação da metodologia de cargas móveis com recurso à coordenação entre programas informáticos como meio de viabilizar o cálculo.

3

IDENTIFICAÇÃO MODAL E PROCESSO DE OPTIMIZAÇÃO

3.1. INTRODUÇÃO

O crescimento da rede ferroviária de alta velocidade conduz a uma necessidade de avaliação das pontes e viadutos existentes face a novas exigências. O estudo do comportamento dinâmico estrutural é realizado frequentemente com recurso a modelos numéricos susceptíveis de possuírem erros relevantes, sendo uma tarefa complexa obter um modelo capaz de reproduzir a resposta da estrutura real.

O recurso a dados experimentais constitui uma informação adicional que permite validar e otimizar os modelos numéricos, de forma a que estes reflectam o real comportamento da estrutura. Deste modo, a correlação dos resultados experimentais com os numéricos constitui uma etapa fundamental para o processo de optimização e exige um estudo detalhado e cuidadoso.

Neste capítulo são abordadas as técnicas de identificação modal que permitem o tratamento adequado dos dados experimentais e numéricos, constituindo um passo capital no processo de validação do modelo numérico. De forma idêntica é realizada uma caracterização dos procedimentos de cálculo relevantes para a optimização que visa a aproximação da resposta numérica à real.

3.2. IDENTIFICAÇÃO MODAL

Na década de 70 do século XX, a relação entre os resultados medidos e os obtidos numericamente era feita recorrendo à verificação da ortogonalidade dos vectores modais. Nesta operação os dados experimentais eram multiplicados por vectores numéricos e pela matriz de massa da estrutura, sendo o modo numérico correspondente ao experimental aquele que na operação descrita originava um resultado diferente de zero. Para os restantes valores numéricos, em regra obtidos a partir do modelo de elementos finitos, deviam se verificar as condições de ortogonalidade.

A utilização desta técnica estava associada a vários erros que a tornavam pouco confiável. Com o objectivo de alterar esta situação têm sido desenvolvidas, até à actualidade, diversas investigações que propõem formas de limitar as referidas incorrecções, destacando-se o critério de garantia modal e o complementar critério energético.

3.2.1. CRITÉRIO DE GARANTIA MODAL

A necessidade de desenvolver um indicador fiável que possibilitasse a correcta correspondência entre vectores modais experimentais e numéricos conduziu ao surgimento do critério de garantia modal (MAC - *Modal Assurance Criterion*) proposto por Allemang e Brown (1982). Segundo a investigação dos referidos autores este critério pode ser definido pela seguinte equação:

$$MAC_{ij} = \frac{(\phi_i^T \phi_j)^2}{(\phi_i^T \phi_i)(\phi_j^T \phi_j)} \quad (3.1)$$

Nesta expressão, ϕ_j é o vector numérico do modo j contendo apenas os graus de liberdade analisados experimentalmente e ϕ_i o vector correspondente ao modo experimental i . Facilmente se compreende que este indicador assume um valor entre zero e a unidade, correspondendo o valor nulo à situação em que não existe correspondência entre os modos de vibração, e o valor unitário à completa conformidade dos mesmos. A Figura 3.1 exemplifica o caso de dois vectores modais que se correlacionam.

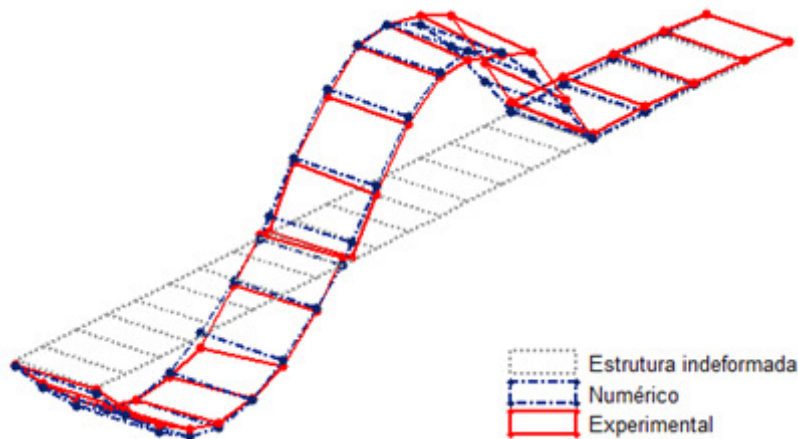


Figura 3.1 – Vectores modais correlacionados

O surgimento do critério de garantia modal veio colmatar uma série de lacunas associadas a outras técnicas, destacando-se como principal vantagem a independência da normalização da forma dos modos. Apesar de na generalidade dos casos o critério de garantia modal apresentar bons resultados poderá ser falacioso em situações particulares.

3.2.2. CRITÉRIO ENERGÉTICO DE GARANTIA MODAL

A necessidade de colmatar erros no emparelhamento dos modos leva a que o critério de garantia modal, puramente matemático, seja reforçado com informação física proveniente do modelo numérico. Brehm *et al.* (2010) desenvolveram o critério energético de garantia modal (EMAC - *Energy Modal Assurance Criterion*) cuja matriz consiste na determinação da energia de deformação dos diversos modos de vibração obtidos numericamente.

Os vectores modais utilizados na definição deste critério devem ser correctamente normalizados para que a massa modal seja unitária. Este tipo de normalização possibilita as seguintes relações básicas da dinâmica de estruturas:

$$\phi_j^T M \phi_j = 1 \quad (3.2)$$

$$\phi_j^T K \phi_j = w_j^2 \quad (3.3)$$

Nesta expressão, ϕ_j é o vector numérico do modo j , M a matriz de massa, K a matriz de rigidez, 1 o valor da massa modal, e w_j^2 o valor próprio de ordem j . Este tipo de normalização conduz a uma relação com as energias de deformação dos modos de vibração obtidos a partir do modelo numérico. Assim a energia total de deformação do modo de vibração j é w_j^2 .

Se a partir da totalidade dos graus de liberdade de uma estrutura forem constituídos n grupos, o vector do modo j pode ser rescrito de acordo com os agrupamentos formados:

$$\phi_j^T = [\phi_{j1}^T \quad \phi_{j2}^T \quad \dots \quad \phi_{jn}^T]^T \quad (3.4)$$

Nesta expressão, ϕ_{jn}^T corresponde ao conjunto de graus de liberdade de ordem n . Cada um destes grupos possui uma matriz de rigidez que relaciona as forças e deslocamentos nos seus graus de liberdade. Na literatura da especialidade, a um conjunto de graus de liberdade para os quais se estabelece uma matriz de rigidez, é atribuída a designação de *cluster*. Assim, a matriz de rigidez global de uma estrutura resulta da assemblagem da contribuição de todos os *clusters* formados:

$$K = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{21} & \dots & K_{1n} \\ K_{12} & K_{22} & \dots & K_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{n1} & K_{n2} & \dots & K_{nn} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

Nesta expressão, K é a matriz de rigidez da estrutura global e K_{21} (por exemplo) representa a matriz de rigidez que relaciona os deslocamentos impostos nos graus de liberdade do *cluster 1* e as reacções geradas no *cluster 2*.

Considerando todos os aspectos já referidos relativamente à base matemática do critério, a energia de deformação modal (MSE - *Modal Strain Energy*) para o modo j relativamente ao *cluster k* é dada pela relação:

$$MSE_{jk} = \frac{1}{2} \sum_{l=1}^n \phi_{jk}^T K_{kl} \phi_{jl} \quad (3.6)$$

Se as diferentes partes da estrutura somadas correspondem à totalidade desta, a energia total do modo j é conseguida pela expressão:

$$MSE_j = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n \sum_{l=1}^n \phi_{jk}^T K_{kl} \phi_{jl} = \frac{1}{2} \phi_j^T K \phi_j = \frac{1}{2} w_j^2 \quad (3.7)$$

Atendendo ao já referido, o quociente entre a energia de deformação modal associada a um modo de vibração j de determinado *cluster k*, e a totalidade da energia de deformação do referido modo permite obter a energia relativa de deformação:

$$\Pi_{jk} = \frac{MSE_{jk}}{MSE_j} = \frac{\sum_{l=1}^n \phi_{jk}^T K_{kl} \phi_{jl}}{w_j^2} \quad (3.8)$$

Como referido anteriormente, o critério de garantia modal tem associado a si uma série de falhas que podem colocar em causa o correcto emparelhamento dos modos de vibração, uma vez que em determinadas situações existem várias possibilidades viáveis de correspondência entre os vectores modais numéricos e um determinado experimental. Assim, é plausível a existência de vários valores de coefi-

cientes MAC elevados, contudo apenas o verdadeiro modo numérico correspondente tem uma energia relativa de deformação elevada para um determinado cluster k . Estas considerações permitiram aos investigadores estabelecer a seguinte relação matemática:

$$EMAC_{ijk} = \prod_{jk} MAC_{ij} \quad (3.9)$$

A multiplicação das energias relativas de deformação dos diferentes modos numéricos em relação a um cluster k pelos diversos coeficientes MAC, permite reduzir todos os valores erradamente elevados para o emparelhamento com o modo experimental i . O critério energético reúne portanto as capacidades matemáticas do critério de garantia modal, possibilitando a atenuação dos erros que podem advir, por exemplo, de uma informação experimental espacial incompleta.

3.3. PROCESSO DE OPTIMIZAÇÃO

A avaliação de uma estrutura não pode, em muitos casos, ser baseada apenas em modelos numéricos, uma vez que as considerações assumidas na execução destes podem ter implicações relevantes nas propriedades dinâmicas. As características que definem a resposta de uma estrutura são várias e passíveis de uma definição com base em incertezas e imprecisões. Os modelos de comportamento dos materiais e a variabilidade das propriedades geométricas são dois factores que conduzem ao surgimento das referidas ambiguidades na caracterização do comportamento dinâmico estrutural. Deste modo, é necessário recorrer a investigações experimentais que permitam aproximar as simulações numéricas da realidade.

A complexidade dos problemas estruturais na actualidade torna difícil o melhoramento dos modelos numéricos pelos processos convencionais em que as alterações são realizadas com base na intuição. Neste sentido, é necessária uma abordagem que possibilite a automatização do processo, tornando possível a procura das características óptimas de uma estrutura de acordo com as suas restrições.

As propriedades dos materiais e características geométricas que influenciam o comportamento dinâmico estrutural podem atingir um número relevante, contudo nem todas assumem a mesma importância. A avaliação da preponderância dos diversos parâmetros referidos é determinada recorrendo a uma análise de sensibilidade, devendo ser envolvidas no processo de optimização apenas os mais influentes.

3.3.1. DEFINIÇÃO DO PROBLEMA DE OPTIMIZAÇÃO

A optimização de modelos de elementos finitos, uma técnica específica de calibração, é um processo inverso para identificar e corrigir erros ou incertezas da modelação, procurando melhores previsões relativamente ao comportamento dinâmico de uma estrutura. Estes propósitos são atingidos através do recurso a dados de origem experimental pretendendo minimizar as diferenças entre estes e os resultados numéricos.

O processo de optimização prevê uma sequência de etapas onde é necessário proceder a um conjunto de análises e tomadas de decisão, sendo gerados uma gama de dados fundamentais para a aplicação das metodologias pretendidas (Figura 3.2).

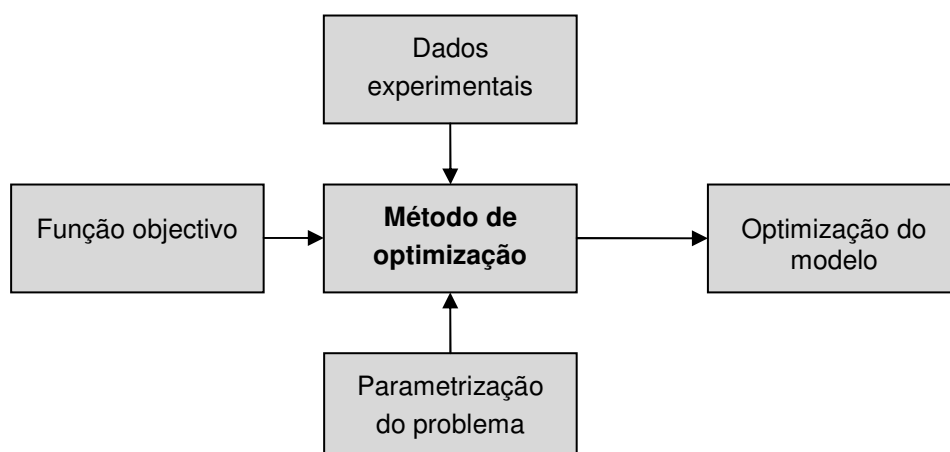


Figura 3.2 – Etapas envolvidas na definição do problema de otimização do modelo numérico

O conhecimento do modelo de elementos finitos é uma vertente crucial tendo em vista a identificação das potenciais origens de imprecisões que podem colocar em causa os resultados numéricos. A informação acerca da resposta do modelo permite reconhecer um conjunto de propriedades que podem assumir-se como decisivas para o comportamento dinâmico da estrutura. Este estágio é geralmente designado por parametrização do problema.

A directriz de um problema de otimização é definida por uma função objectivo que tem como variáveis um conjunto de respostas numéricas, influenciadas por propriedades materiais e geométricas, e possui como constantes o valor dos dados experimentais correspondentes às respostas referidas. O desenvolvimento do processo de actualização do modelo de elementos finitos decorre de acordo com o valor assumido pela função, condicionando a procura da solução óptima.

No seu conjunto a parametrização do problema, a selecção dos resultados experimentais e a definição da função objectivo constituem um processo único, a definição do problema.

As metodologias utilizadas na otimização são, usualmente, ferramentas interactivas que exigem um esforço computacional relevante para obter uma solução adequada. É frequente neste tipo de procedimento utilizar programas de cálculo que disponham dos recursos apropriados.

Investigações levadas a cabo na universidade de Weimar na Alemanha, conduziram à elaboração de um programa informático, designado OptiSLang, que incorpora diversos métodos de análise complexos e robustos que permitem a otimização de determinado modelo numérico. Este programa coloca à disposição do utilizador metodologias que possibilitam as operações pretendidas, distinguindo-se entre estas basicamente três:

- i. Métodos baseado em gradientes;
- ii. Método da superfície de resposta;
- iii. Algoritmos evolucionários.

Os diferentes métodos de otimização têm características distintas, sendo a sua utilização condicionada pelas especificidades de um problema. Uma caracterização detalhada dos diversos processos de otimização pode ser consultada em Zabel e Brehm (2008) e OptiSLang (2008). Na presente dissertação foi utilizado o algoritmo genético, que pertence à classe dos evolucionários, devido às suas potencialidades, em particular, a sua robustez que permite tratar problemas com um elevado número de variáveis.

3.3.1.1. Algoritmo genético

Os algoritmos evolucionários são métodos que, conceptualmente, se inspiram nos conceitos naturais da biologia evolutiva, tal como a teoria de Darwin sobre a evolução das espécies. Estes algoritmos baseiam-se em processos de selecção, adaptação e mutação de diversos indivíduos que constituem a população. Nos anos 50 e 60 do século XX muitos biólogos começaram a desenvolver investigações para simular computacionalmente sistemas genéticos que retratassem o processo de evolução. Ao longo das últimas décadas surgiram diversas variantes dos algoritmos evolucionários baseados sobretudo em três classes: algoritmos genéticos (GA) desenvolvidos por Holland (1975) e popularizados por Goldberg (1989), estratégias evolutivas (ES) introduzidas por Rechenberg (1973) e Schwefel (1981) e a programação evolucionária (EP) desenvolvida por Fogel (1966) (Zabel e Brehm, 2008).

Na natureza os indivíduos competem entre si por recursos como alimento ou abrigo, travando uma luta pela sobrevivência e continuidade da espécie. Aqueles que não obtêm êxito na sua contenda tendem provavelmente a ter um número reduzido de descendentes possuindo, portanto, menor probabilidade dos seus genes serem propagados ao longo de gerações futuras. A combinação entre os genes dos indivíduos que perduram na espécie, pode produzir um novo exemplar moldado de forma mais adequada às características do seu *habitat*.

Os algoritmos genéticos utilizam uma analogia directa deste fenómeno de evolução na natureza, onde os indivíduos são, cada um deles, um conjunto de propriedades materiais e geométricas associadas a incertezas, que constituem uma possível solução para um dado problema por influenciarem a resposta dinâmica do modelo numérico que se pretende otimizar. A dada altura são submetidos a uma avaliação das respectivas aptidões relativamente às condições impostas, sendo que os mais adaptados têm a oportunidade de se reproduzir mediante cruzamentos com outros indivíduos da população, produzindo descendentes com características de ambas as partes. Se um algoritmo genético for desenvolvido correctamente, a população (conjunto de indivíduos) convergirá para uma solução óptima para o problema.

Estes algoritmos são muito eficientes para procurar soluções óptimas numa grande variedade de problemas não impondo muitas das limitações encontradas nos métodos de optimização tradicionais, destacando-se por:

- i. Permitir um grande número de variáveis;
- ii. Permitir parâmetros de um problema definido por uma função objectivo com superfícies complexas, reduzindo as incidências de mínimos locais;
- iii. Procurar a solução óptima simultaneamente em várias regiões do espaço de solução, pois trabalham com uma população e não com um único ponto;
- iv. Não ser necessário conhecimento matemático aprofundado do problema considerado.

O funcionamento dos algoritmos genéticos é constituído por uma sequência de operações que se sucedem até ser encontrada uma solução que satisfaça os requisitos impostos. A sucessão de etapas é apresentada na Figura 3.3.

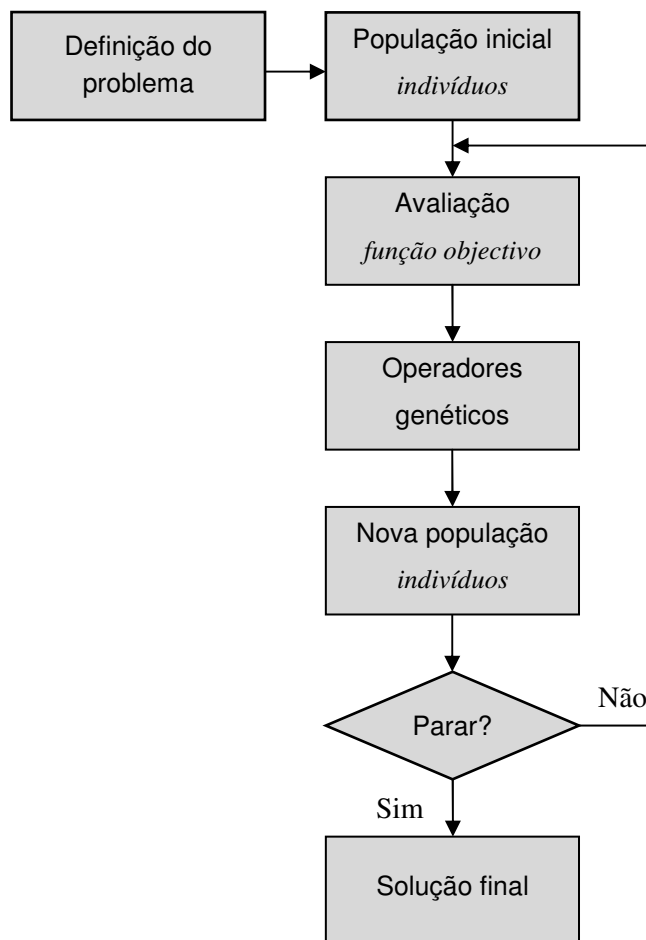


Figura 3.3 – Etapas envolvidas no funcionamento do algoritmo genético

A definição do problema é uma fase importante, já abordada anteriormente, no âmbito geral de um processo de optimização, e que no fundo constitui a base de todas as análises a realizar.

A evolução começa com a criação aleatória dos indivíduos que formão a população inicial. Estes não são mais que o conjunto de propriedades materiais e geométricas envolvidas no processo de optimização desempenhando, cada uma delas, um papel equiparado ao de um gene no campo da biologia.

A avaliação de cada conjunto de propriedades determina a sua importância para atingir a solução final. A supracitada aptidão é aferida através da função definida em consonância com o objectivo do problema.

Uma vez avaliada a competência de um indivíduo encontra-se definido o seu grau de sobrevivência e a possibilidade de este contribuir para a geração das populações seguintes, permitindo definir, esta etapa, aqueles que se vão reproduzir e criar novas soluções através de um conjunto de operadores genéticos:

- i. A selecção é o processo responsável pela perpetuação de boas características ao longo das diferentes populações. Este facto combinado com a não aleatoriedade do processo garante a possibilidade de surgimento de indivíduos com possibilidades crescentes de sucesso;
- ii. A operação de recombinação é baseada no cruzamento de informação entre indivíduos originando novas soluções. A intenção é obter indivíduos com melhores características e

manter a diversidade da população. O método de recombinação, correntemente designado por *crossover*, é considerado como o principal operador de pesquisa dos algoritmos genéticos;

- iii. O operador de mutação é necessário para introduzir e manter a diversidade genética da população, alterando arbitrariamente um ou mais componentes de um indivíduo, fornecendo assim meios para introdução de novos elementos na população o que permite contornar problemas de mínimos locais.

Os operadores genéticos conduzem ao surgimento de uma nova população que deve ser avaliada e submetida a uma condição pré-definida que pode ou não terminar o ciclo evolutivo. O critério de paragem é um teste que pode conduzir ao fim do processo de evolução ou ao começo de uma nova iteração. As directrizes para a paragem do processo podem ser várias, desde o número de gerações até ao grau de convergência da actual população.

Resumidamente, os algoritmos genéticos empregam uma estratégia de procura paralela e estruturada, voltada para uma busca refinada em pontos de uma dada função que satisfaçam melhor as condições do problema.

3.3.2. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

A análise de sensibilidade pode ser definida como uma técnica que permite de forma controlada conduzir investigações, que possibilitam avaliar os impactos associados a alterações nos valores das propriedades características da estrutura e respectivas variações no comportamento dinâmico. O comportamento estrutural é determinado por várias propriedades materiais e geométricas, com diferentes importâncias, cujo número é função da complexidade da estrutura. Uma quantidade apreciável de variáveis não é consistente com um processo eficiente de optimização, sendo necessário avaliar a importância de cada parâmetro para a resposta dinâmica.

O procedimento na base da análise de sensibilidade consiste na geração aleatória de um conjunto de indivíduos de acordo com os intervalos de variação para cada parâmetro da estrutura. A melhoria da eficiência deste processo, que poderá por vezes necessitar de um esforço computacional relevante, é conseguida recorrendo à técnica de amostragem estratificada denominada por hipercubo latino (McKay *et al.*, 1979). Esta prática garante que as amostras utilizadas na simulação numérica cobrem todo o domínio do problema, através da divisão das funções de densidade de probabilidade, de cada variável aleatória, em intervalos de igual possibilidade de ocorrência.

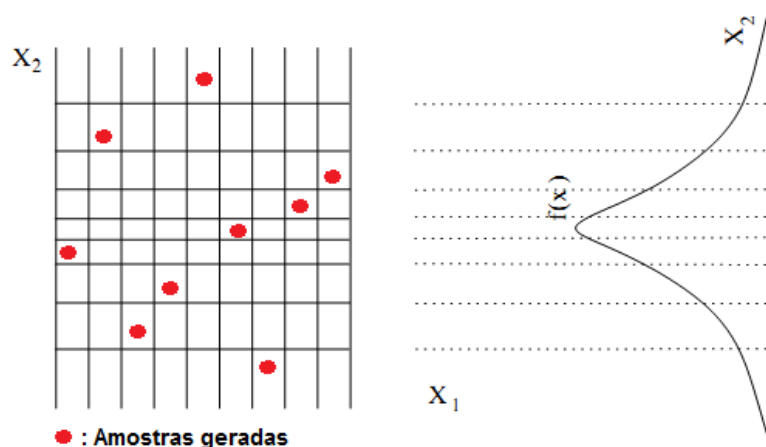


Figura 3.4 – Função densidade de probabilidade (adaptado de OptiSLang (2008))

As etapas de cálculo envolvidas numa análise de sensibilidade são em tudo semelhantes às executadas num processo de optimização (Figura 3.5).

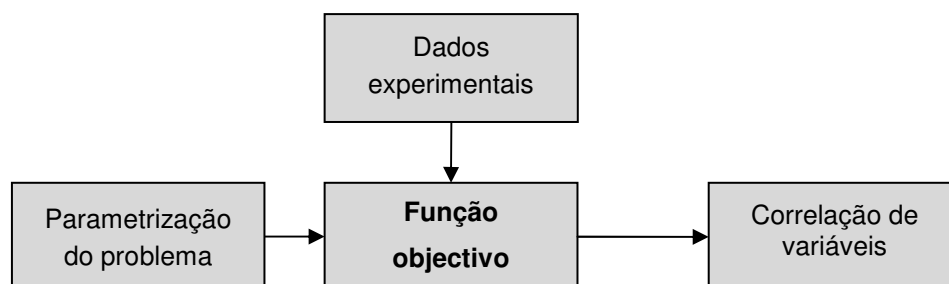


Figura 3.5 – Etapas envolvidas na análise de sensibilidade

Este tipo de análise inclui o cálculo de coeficientes de correlação entre as diversas propriedades e os resultados experimentais, que permitem consoante o seu valor excluir ou validar a inclusão de determinado parâmetro no processo de optimização. Existem várias técnicas de análise estatística que permitem estabelecer correlações entre variáveis, uma das mais usadas é a correlação de Spearman que permite levar em conta uma eventual relação não linear entre parâmetros.

A implementação da análise de sensibilidade foi feita recorrendo ao programa OptiSLang que permite obter uma vasta gama de resultados passíveis de análise.

Neste trabalho a introdução da teoria adjacente ao processo de optimização antes da análise de sensibilidade deve-se exclusivamente ao facto de as etapas de optimização serem mais abrangentes e constituírem a base da análise de sensibilidade, não reflectindo a ordem pela qual foram referidas uma serialização de execução de processos. Em termos ideais a análise de sensibilidade dever anteceder a optimização. No entanto, esta divisão entre processos é uma linha ténue uma vez que estes são realizados, frequentemente, de forma alternada devido à constante alteração na parametrização do problema na procura de uma situação ideal.

3.4. PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

A evolução do cálculo estrutural com um grau de complexidade importante requer, cada vez mais, recursos computacionais relevantes e tempos de cálculo competitivos e viáveis. O desenvolvimento do conhecimento, nomeadamente na área da engenharia, tem permitido aliar a rapidez de execução ao melhoramento dos processos, o que se traduz numa redução de custos dos projectos e estudos a desenvolver. A procura de instrumentos para optimização dos procedimentos de análise é deste modo fundamental para atingir o sucesso. Para este objectivo em muito contribui a crescente existência de recursos computacionais poderosos e o desenvolvimento de novos algoritmos, que têm potenciado o surgimento de ferramentas robustas em termos de cálculo.

A optimização de uma estrutura complexa, como é o caso do viaduto de Alverca, envolve a realização de uma série sequencial de cálculos feitos à custa do recurso a três programas comerciais ANSYS, MATLAB e OptiSlang. A interacção entre os programas informáticos referidos permite a realização de um processo iterativo que procura a solução óptima para o problema de optimização, ou seja, a minimização entre a diferença dos resultados experimentais e numéricos.

3.4.1. OPTISLANG

Este *software* gere todo o processo realizado, coordenando a utilização dos restantes programas. O procedimento de cálculo primordial, da responsabilidade deste programa, é a aplicação do algoritmo genético que gera diversos indivíduos, sendo desencadeado para cada um deles um ciclo de cálculos coordenado entre ANSYS e MATLAB (Figura 3.6).

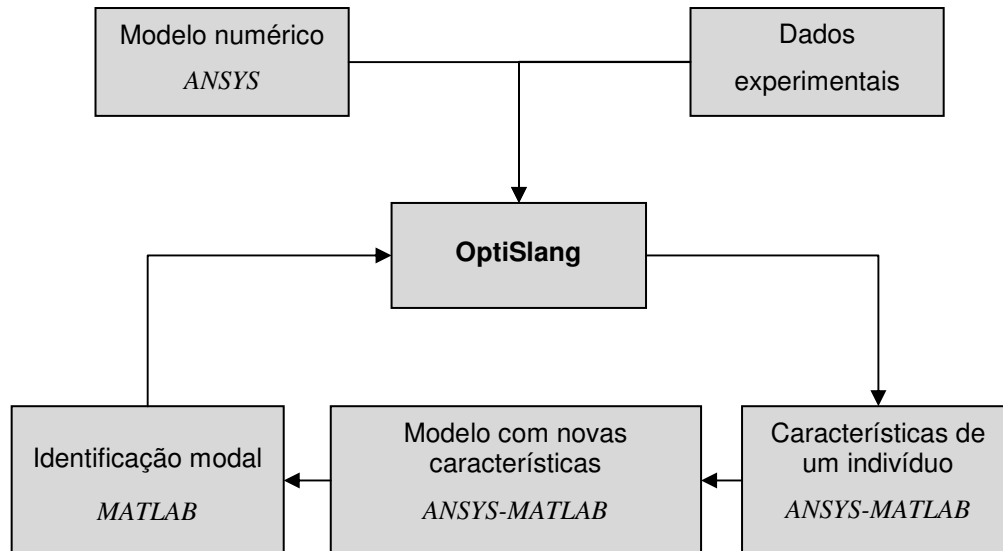


Figura 3.6 – Etapas envolvidas na implementação da coordenação dos diferentes *softwares*

Ao encargo do *software* OptiSlang, para determinado indivíduo, estão várias etapas:

- i. Execução do ciclo de coordenação entre ANSYS e MATLAB;
- ii. Determinação do valor da função objectivo;
- iii. Início do cálculo para o indivíduo seguinte.

Uma vez realizados os cálculos para uma população de indivíduos o algoritmo genético origina uma nova população repetindo-se ciclicamente o encadeamento das tarefas apresentado. A complexidade da coordenação entre ANSYS e MATLAB, devido às subtarefas realizadas levam à necessidade de uma descrição mais pormenorizada desta etapa.

3.4.1.1. Coordenação ANSYS-MATLAB

A utilização conjunta dos programas ANSYS e MATLAB conduz a uma problemática cada vez mais em voga no cálculo numérico actual, a optimização dos procedimentos de cálculo.

O modelo numérico é gerado com recurso ao ANSYS tirando proveito das potencialidades deste programa para análise de estruturas. Uma vez criado o modelo existe a possibilidade da realização da análise modal utilizando o mesmo *software*. Contudo, apesar da utilização desta ferramenta reunir várias vantagens, o seu uso exclusivo para a resolução do problema de valores e vectores próprios seria condicionada pelo tempo de execução. Considerando as referidas limitações promove-se a utilização de forma sequencial entre este *software* e o MATLAB.

A coordenação entre ANSYS e MATLAB possibilita, para um determinado indivíduo originado pelo algoritmo genético, resolver o problema de valores e vectores próprios e realizar o procedimento de

identificação modal. Após o emparelhamento entre modos experimentais e numéricos, são obtidos dados que permitem a aplicação da função objectivo que define o problema de optimização, ou seja, é possível o desenvolvimento da aplicação do algoritmo genético.

Esta fase do cálculo passa por diversas etapas, podendo-se enumerar as seguintes:

- i. Geração do modelo;
- ii. Atribuição ao modelo das características de um indivíduo;
- iii. Obtenção das matrizes de massa e rigidez;
- iv. Resolução do problema de valores e vectores próprios;
- v. Identificação modal.

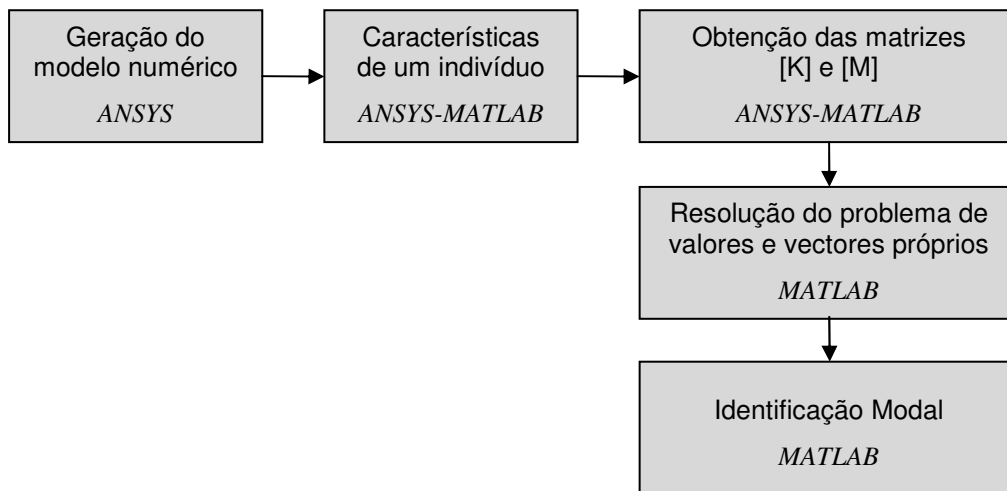


Figura 3.7 - Etapas envolvidas na implementação da coordenação ANSYS-MATLAB

Na primeira etapa o modelo de elementos finitos é gerado com recurso ao *software* ANSYS. Esta fase, uma vez finalizada, encontra-se definitivamente encerrada, ou seja, apenas é necessário gerar o modelo numérico uma única vez.

As características iterativas dos cálculos a realizar levam à criação de um automatismo para a alteração das características do modelo numérico. A responsabilidade deste processo é do MATLAB que abre o ANSYS em *batch mode*, ordenando de seguida a execução de um código APDL (*ANSYS Parametric Design Language*) que altera as características do modelo numérico, de acordo com determinado indivíduo gerado pelo algoritmo genético, e possibilita a obtenção das matrizes de rigidez [K] e massa [M].

Obtidas as matrizes do sistema estrutural procede-se à resolução do problema de valores e vectores próprios. A obtenção das frequências naturais e dos modos de vibração do modelo numérico permite por em prática o processo de identificação modal, recorrendo para isso ao critério de garantia modal e ao complementar critério energético. Após esta fase é possível avaliar a proximidade das características do modelo numérico, definidas de acordo com determinado indivíduo (um conjunto de propriedades materiais e geométricas), à realidade da estrutura aplicando a função objectivo definida.

As tarefas executadas pelo OptiSLang e a etapa de coordenação entre ANSYS e MATLAB ocorrem até o critério de paragem do algoritmo genético ser satisfeito.

3.5. CONCLUSÕES

Neste capítulo foram abordados os procedimentos para levar a cabo o processo de otimização, sendo desenvolvidos um conjunto de conceitos teóricos importantes para o presente trabalho. A otimização de um modelo numérico não se cinge a um conhecimento superficial de uma estrutura, exigindo-se um conjunto de análises minuciosas sobre aspectos como as propriedades estruturais, os resultados experimentais a considerar ou o tipo de metodologias de otimização.

A apresentação dos procedimentos de cálculo é importante para a compreensão da complexidade das análises pretendidas. A associação entre os *softwares* ANSYS, MATLAB e OptiSLang constitui uma potente ferramenta de cálculo, dependendo a obtenção dos resultados ambicionados do adequado funcionamento das suas várias etapas.

4

CARACTERIZAÇÃO E MODELAÇÃO DO VIADUTO DE ALVERCA

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo aborda-se o viaduto ferroviário em estudo, sendo realizada a sua descrição e caracterização. O viaduto de Alverca, localizado na Linha do Norte da rede ferroviária nacional, é constituído por vigas pré-fabricadas, sendo esta uma tipologia muito aplicada em linhas onde a velocidade de circulação é considerável.

A estrutura em causa foi alvo de um estudo anterior realizado por Fernandes (2010), cujas conclusões e resultados servem de base ao presente trabalho. Dos vários tramos que compõem a estrutura apenas foram analisados os dois primeiros do lado Norte, sendo desenvolvido um modelo numérico com as características pretendidas aos objectivos do estudo realizado pelo referido autor. Para referência futura o modelo resultante do trabalho citado é designado por modelo A.

O modelo A revelou-se, com a implementação dos procedimentos de cálculo, inadequado aos objectivos da presente dissertação. O esforço computacional exigido bem como a obtenção de tempos de cálculo inviáveis conduziram à reformulação de determinados aspectos, obtendo-se um novo modelo numérico, que se designa por modelo B.

Com vista à avaliação da qualidade da modelação é imprescindível o conhecimento de resultados experimentais. O processo de aquisição deste tipo de dados deve ser cuidadosamente planeado com vista ao sucesso da operação. Neste capítulo faz-se uma exposição sumária dos ensaios realizados, descrevendo-se os seus objectivos e as suas principais características.

4.2. O VIADUTO DE ALVERCA

O viaduto em estudo inicia-se ao km +18,676 da linha do Norte, na freguesia de Alverca, concelho de Vila Franca de Xira. A estrutura ferroviária em causa possui uma extensão de 1091 metros, servindo de suporte a uma única via-férrea, desempenhando um papel importante na circulação por permitir o cruzamento de comboios a diferentes níveis.



Figura 4.1 - Localização da estrutura em estudo (adaptado de Google (2011))



a) Vista inferior

b) Vista da via-férrea

Figura 4.2 - Fotografias parciais do Viaduto de Alverca

O viaduto é constituído por uma sucessão de 47 tramos que vencem vãos entre 16.5m e 21m ao longo do seu desenvolvimento. Cada tramo é composto por vigas tipo U pré-fabricadas e pré-esforçadas simplesmente apoiadas nas suas extremidades em pilares, sobre as quais assenta um sistema de pré-lajes ligado à laje do tabuleiro em betão armado, formando no seu conjunto uma secção em caixão unicelular. Os muros guarda-balastro são igualmente constituídos por betão armado, tendo sido betonados de forma sequencial à laje do tabuleiro.

Os aparelhos de apoio de cada tramo são de neoprene cintado, sendo fixos na direcção transversal, enquanto na direcção longitudinal é restringido o movimento na extremidade norte de cada viga caixão.

As dimensões dos diferentes elementos da secção em caixão, incluindo muros guarda-balastro, são representadas na Figura 4.4.

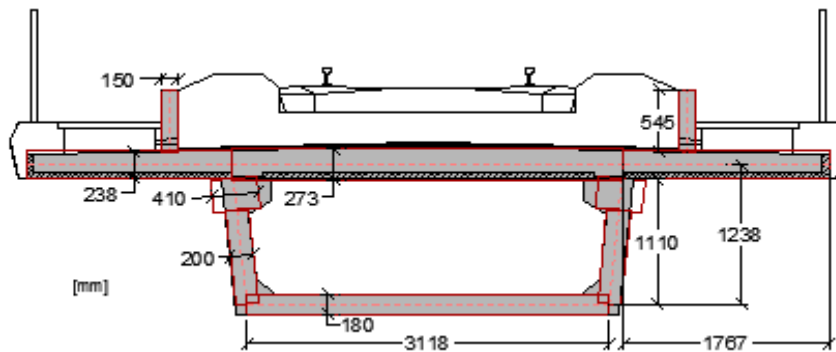


Figura 4.4 - Secção transversal destacando as simplificações consideradas na modelação

Os diversos betões que constituem os elementos estruturais foram caracterizados com uma massa volúmica igual a 2548kg/m^3 (25kN/m^3). O material que constitui o elemento pré-fabricado é o betão C45/55 ($f_{ck} = 45\text{MPa}$) que de acordo com a norma EN1992-1-1 (2010) e considerando a idade do material (4745 dias) possui um módulo de elasticidade de $38,6\text{GPa}$. Relativamente à laje do tabuleiro, betonada *in situ*, o material definido em fase de projecto é o betão C30/37, que nas mesmas condições da viga pré-fabricada possui um módulo de elasticidade de $35,4\text{GPa}$.

4.2.1.2. Balastro

As dimensões atribuídas ao balastro estão de acordo com o projecto, sendo apenas realizadas ligeiras aproximações na modelação que são apresentadas na Figura 4.5.

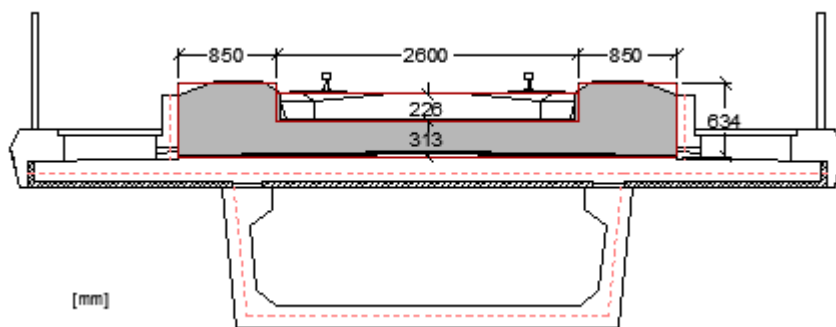
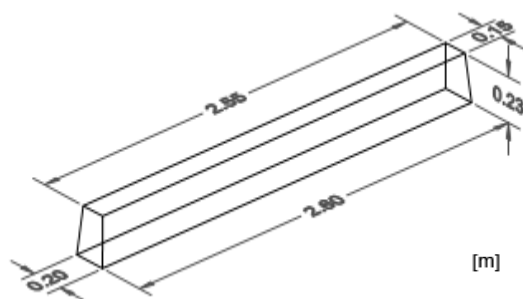


Figura 4.5 - Secção transversal destacado a geometria do balastro

A caracterização do balastro foi feita atribuindo uma massa volúmica de 2039kg/m^3 (20kN/m^3), preconizada pela norma EN1991-1-1 (2009) para pontes ferroviárias. O módulo de elasticidade admitido foi de 145MPa , com um coeficiente de Poisson de $0,15$, valores usuais para este material.

4.2.1.3. Travessas

As travessas são de betão armado, e têm uma massa volúmica equivalente de 2890kg/m^3 . Para o módulo de elasticidade definiu-se um betão da classe C45/55 com módulo de elasticidade de 36GPa .



a) Representação da geometria



b) Fotografia

Figura 4.6 – Dimensões das travessas modeladas

4.2.1.4. Palmilhas

As palmilhas são elementos a que foi atribuída uma área de $0,15 \times 0,20\text{m}^2$ e uma espessura de $0,03\text{m}$, procurando com estas dimensões representar de forma tão aproximada quanto possível a geometria real.

No que diz respeito à definição do material, é necessário ter precauções para que não surjam situações irreais relacionadas com o comportamento destes elementos. Caso as palmilhas sejam modeladas com as suas propriedades reais poderá surgir um efeito de “faca” provocado pelo carril devido às condições definidas na modelação que não existem na realidade, nomeadamente a ausência do banzo inferior do carril. Desta forma, são atribuídas propriedades às palmilhas que não representam com exactidão as suas características, mas que possibilitam que o modelo numérico retrate o seu comportamento real. Assim, foi definido para este elemento um material ortotrópico com módulo de elasticidade de 500MPa e um módulo de distorção elevado de modo a eliminar comportamentos indesejados.

4.2.1.5. Carris

Os carris foram modelados de acordo com as suas características, com excepção da inércia de torção para a qual foi assumido um valor suficientemente elevado para que não surjam modos locais de vibração de rotação do carril.

Quadro 4.1 - Características do carril

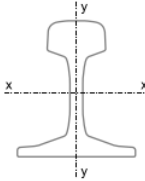
Área	76,70cm ²		
Inércia	I_y		3038,3cm ⁴
	I_x		512,3cm ⁴



Figura 4.7 - Fotografia da via-férrea

Em relação ao material foram atribuídas as propriedades do aço que constitui a secção em causa, ou seja, o módulo de elasticidade é igual a 210GPa e a massa volúmica tem um valor de 7850kg/m³.

4.2.1.6. Condições de apoio

A definição das características dos aparelhos de apoio é um assunto sensível que se reveste de especial dificuldade. Nesta fase foi aplicada, para modelar as condições de fronteira, uma metodologia proposta por Manterola (2006), que pretende levar em conta o efeito significativo de cintagem na rigidez vertical de cada camada de neoprene. A aplicação da metodologia referida para a estrutura em análise resulta nos valores apresentados no Quadro 4.2 para a rigidez vertical (k_v) e horizontal (k_h).

Quadro 4.2 - Rigidez vertical e horizontal admissível para os apoios

Dureza Shore A	40	50	60	70
G [Kg/cm ²]	4,50	6,30	8,90	12,20
k_v [kN/mm]	1900	3000	5200	8900
k_h [kN/mm]	1,80	2,50	3,60	4,90

Em virtude da escassa informação relativa ao material do aparelho de apoio, definiu-se para o neoprene uma classe intermédia correspondente a uma dureza *Shore A* igual a 60.

4.3. MODELAÇÃO

A definição de um modelo numérico envolve uma quantidade de considerações significativas, nem sempre passíveis de serem definidas com critério. A atribuição de propriedades materiais e geométricas deve ser bem ponderada, no entanto a escolha do tipo de elementos finitos que modelam cada parte da estrutura ou a discretização da sua malha são aspectos fundamentais não só para a exactidão dos resultados pretendidos mas também para a adequação de um dado modelo aos objectivos traçados.

A modelação do viaduto de Alverca foi realizada recorrendo a um programa que dispõe de uma vasta gama de recursos para análise de estruturas, o ANSYS - versão 12.0. A discretização em elementos finitos da estrutura foi feita de forma criteriosa consoante as características dos elementos estruturais.

4.3.1. MODELO A

O modelo A foi desenvolvido de acordo com as condições de modelação referidas na secção anterior, caracterizando-se pelo desenvolvimento tridimensional. Foram considerados os dois primeiros tramos junto ao encontro, com desenvolvimentos respectivamente de 16,5m e 21m, sendo-lhes dada continuidade no lado do encontro pela modelação de uma zona da via em aterro com cerca de 12m, e no lado oposto pela modelação de um terceiro tramo com desenvolvimento idêntico ao que o precede (21m) (Figura 4.8).

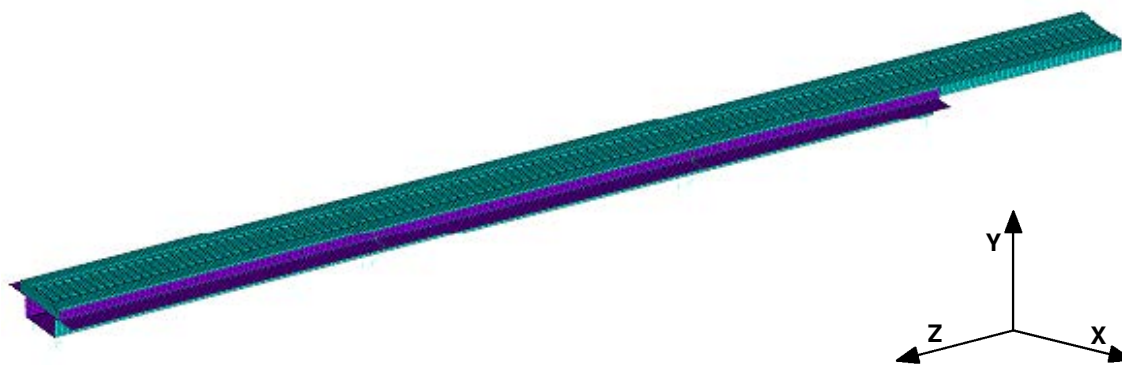


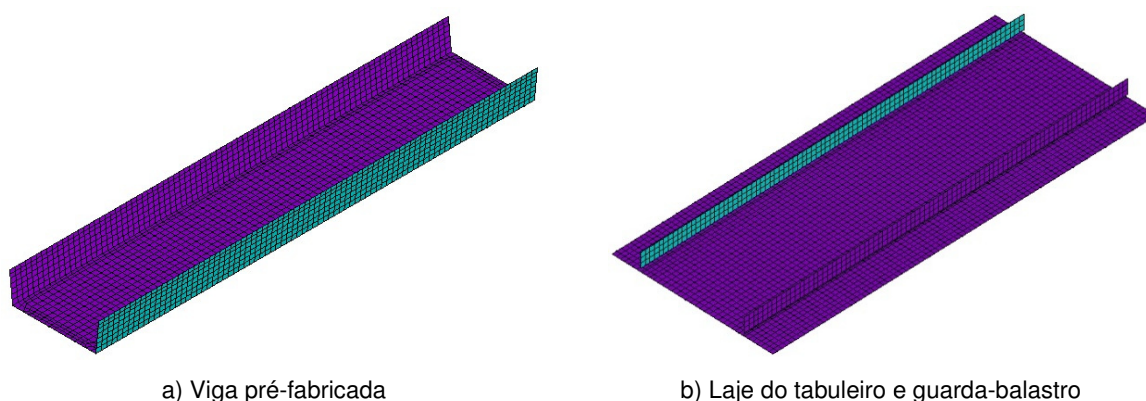
Figura 4.8 - Modelo numérico desenvolvido em estudo anterior (adaptado de Fernandes (2010))

Na figura é apresentado o sistema de eixos utilizado na modelação e que é comum a todas as análises do modelo numérico, em que é utilizado o programa ANSYS, realizadas no presente trabalho.

Como objectivo de melhor compreensão do modelo são, de seguida, referidas as hipóteses admitidas na sua elaboração.

4.3.1.1. Viga Caixa

A viga pré-fabricada, a laje do tabuleiro e os muros guarda-balastro foram modelados por elementos finitos de casca de quatro nós SHELL63, que se caracterizam por terem capacidade de flexão e de membrana. Cada nó que constitui os elementos possui seis graus de liberdade, três de translação e três de rotação (Figura 4.9).



a) Viga pré-fabricada

b) Laje do tabuleiro e guarda-balastro

Figura 4.9 - Modelação com elementos de casca

4.3.1.2. Via balastrada

O balastro, as palmilhas e as travessas foram modelados por elementos finitos de volume de oito nós SOLID45, possuindo cada nó três graus de liberdade de translação (Figura 4.10).

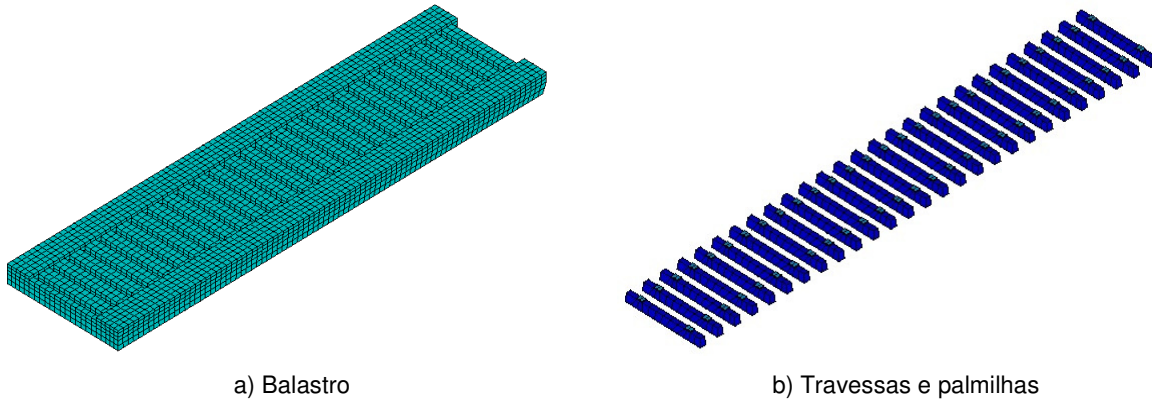


Figura 4.10 - Modelação com elementos de volume

4.3.1.3. Carris

Os carris foram simulados por elementos de viga BEAM44 de dois nós, dispostos ao nível do centro de gravidade da secção de forma a reproduzir o seu real funcionamento à flexão e a sua contribuição para o efeito compósito na resposta da estrutura. O elemento de viga utilizado na modelação possui capacidade de tracção, compressão, torção e flexão.

4.3.1.4. Condições de apoio

Os aparelhos de apoio foram considerados como pontuais sendo representados por elementos de mola COMBIN14, aos quais se atribui rigidez axial para modelar as condições de fronteira.

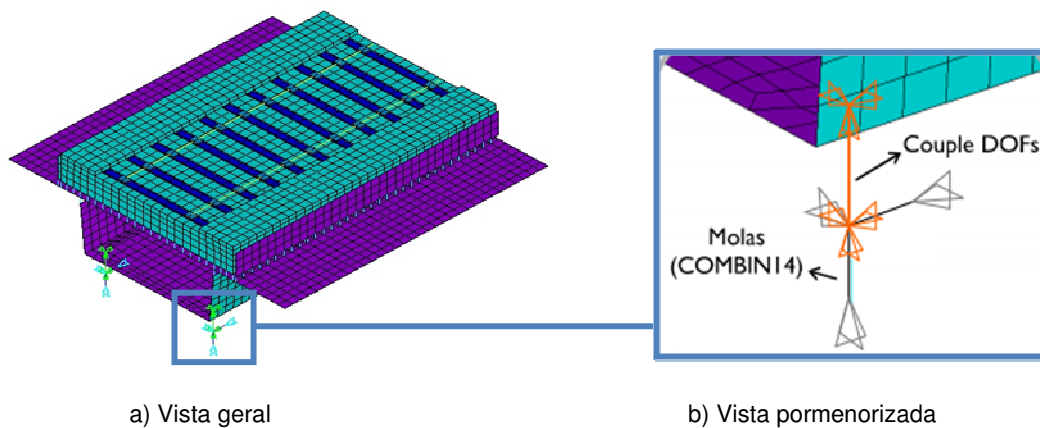


Figura 4.11 - Modelação dos aparelhos de apoio

Dada a necessidade de simular a rigidez vertical e horizontal dos apoios, foram gerados dois elementos COMBIN14. Com o objectivo de evitar que os elementos finitos que representam a rigidez horizontal ficassem sobrepostos com os elementos da casca, foi criado um ponto inferior ao qual se ligam os elementos que modelam a rigidez do apoio e que por sua vez é ligado à viga pré fabricada por um elemento (*Couple DOFs*) que permite compatibilizar translações e rotações entre dois pontos.

4.3.1.5. Compatibilização de deslocamento e rotações

A compatibilização de deslocamentos e rotações é um dos princípios básicos da engenharia estrutural, para que isso aconteça entre as diferentes partes da estrutura foram utilizados elementos MPC184 (KEYOPT(1)) que simulam uma ligação rígida. Este tipo de união foi estabelecida entre:

- i. A viga pré-fabricada e a laje do tabuleiro;
- ii. A laje superior e os muros guarda-balastro;
- iii. A laje superior e os elementos de volume que simulam o balastro.

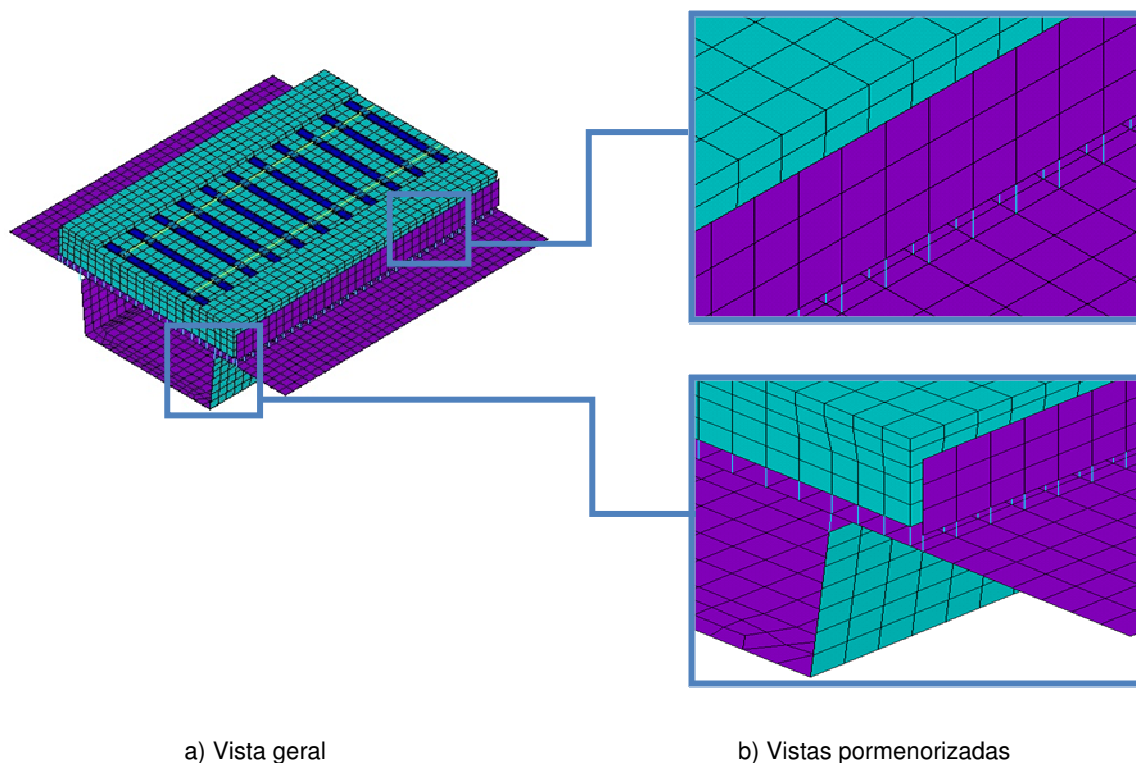


Figura 4.12 - Modelação das ligações usando elementos MPC184

4.3.1.6. Elementos não estruturais

Os elementos que não apresentam um comportamento estrutural relevante, como a viga de bordadura e o guarda-corpos, foram representado numericamente por massas pontuais do tipo MASS21 (KEYOPT(3)=2).

4.3.1.7. Malha de elementos finitos

O objectivo da modelação utilizando elementos finitos é a possibilidade de estudar o comportamento de um meio contínuo através da caracterização apropriada de pontos discretos que lhe pertencem. A discretização a adoptar deve ser sempre ponderada, em qualquer caso, em função das especificidades de um problema.

No caso do presente modelo foi adoptada uma malha de elementos finitos espaçados, em regra, de 0,20m. O motivo desta escolha prende-se pela razoabilidade em termos de exactidão dos resultados e

por condicionamentos geométricos, uma vez que 0,20m é um número múltiplo do afastamento entre travessas e da largura destas.

4.3.2. PROBLEMAS DE CÁLCULO

O desenvolvimento de cálculos relativamente complexos, como é o caso, tem como problema relevante o esforço computacional requerido.

O modelo A, desenvolvido para o estudo da estrutura é caracterizado por uma malha de elementos finitos densa, o que se traduz em matrizes de rigidez [K] e massa [M] de dimensão apreciável e difíceis de processar computacionalmente de acordo com o procedimento de cálculo exposto na secção 3.4.1.1. Este facto tem como consequência directa a resolução do problema de valores e vectores próprios num tempo aproximado de 37 minutos. Considerando as características iterativas do processo de optimização que envolve a realização de milhares de análises modais, o tempo de cálculo mencionado é inviável e conduziria a que a obtenção de uma solução óptima para o problema demorasse várias semanas ou até meses.

O tempo de cálculo exagerado levou à necessidade de melhorar as características da modelação da estrutura a utilizar no processo de optimização.

4.3.3. MODELO B

As dificuldades encontradas com a utilização do modelo A nas análises numéricas pretendidas conduziram à necessidade de reformular determinados aspectos do modelo de forma a torna-lo mais adequado aos objectivos pretendidos na presente dissertação. Dos estudos realizados obteve-se um modelo com novas condições, o modelo B. As alterações realizadas foram fundamentalmente três:

- i. A malha de elementos finitos foi sujeita a uma redução considerável, quer longitudinal quer transversalmente. Tendo em atenção os condicionamentos geométricos, o desenvolvimento da nova malha de elementos finitos não é regular. A Figura 4.13 demonstra as diferenças existentes nas malhas de elementos finitos de ambos os modelos, sendo a comparação feita a título exemplificativo para a laje do tabuleiro betonada "in situ";

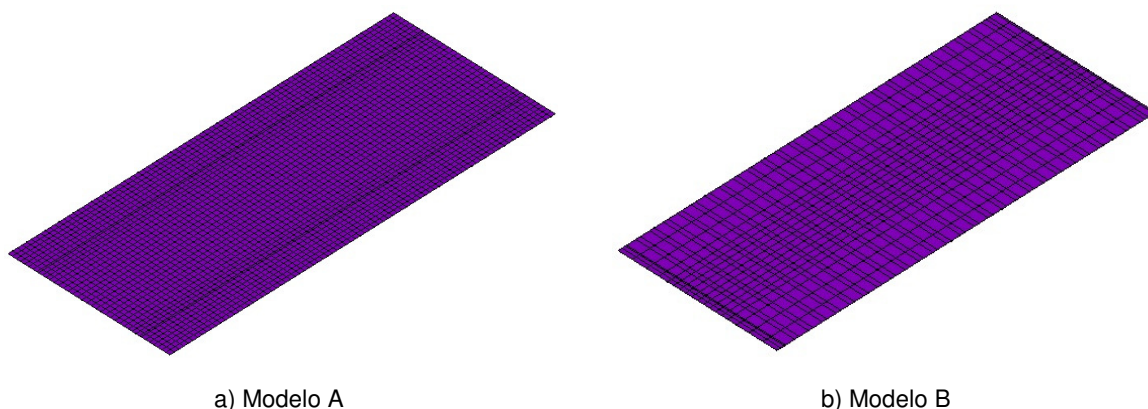


Figura 4.13 - Comparação entre as malhas de elementos finitos

- ii. Procedeu-se à substituição de partes do balastro, cujo comportamento era essencialmente de massa vibrante, por massas pontuais do tipo MASS21 (KEYOPT(3)=2). A Figura 4.14 apresenta uma comparação entre a camada de balastro antes e após a redução da dimensão do modelo;

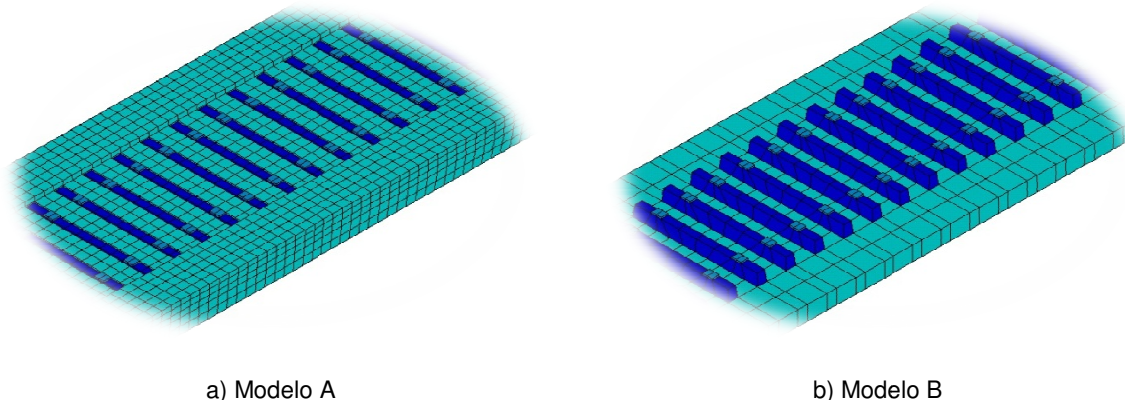


Figura 4.14 - Comparação entre a geometria do balastro modelado

- iii. A zona da via em aterro foi alvo de uma diminuição do seu desenvolvimento para 6m.

As alterações realizadas foram alvo de um conjunto de análises ponderadas de forma a verificar que, pese as diferenças entre os dois modelos, as características dinâmicas de ambos são idênticas.

De forma a estabelecer uma comparação mais concreta entre os dois modelos, em termos da sua dimensão, é apresentado o Quadro 4.3 que resume as dimensões dos problemas em cada caso.

Quadro 4.3 - Comparação entre as características dos modelos numéricos A e B

	Modelo A	Modelo B
Número de nós	76704	19018
Número de elementos	68093	20906
Dimensão da Matriz [K]	273640 x 273640	67774 x 67774
Dimensão da Matriz [M]	273640 x 273640	67774 x 67774

O modelo B possibilita a obtenção de tempos de cálculo competitivos demorando uma análise modal cerca de 3 minutos, facto que torna os objectivos pretendidos exequíveis. Todo este processo foi indispensável para a realização dos estudos ambicionados, não sendo mais que um trabalho de optimização e adequação das exigências da complexidade do cálculo aos recursos computacionais sem que sejam colocados em causa os resultados pretendidos.

4.3.4. ANÁLISE DINÂMICA DOS MODELOS A E B

As alterações realizadas no modelo A, das quais resultou o modelo B, foram pensadas e realizadas salvaguardando a manutenção das características dinâmicas da estrutura. Com o objectivo de compro-

var que as propriedades dinâmicas não são afectadas pelas modificações executadas foi aplicado o critério de garantia modal, de modo a avaliar a correspondência entre os vectores numéricos dos dois modelos (Figura 4.15).

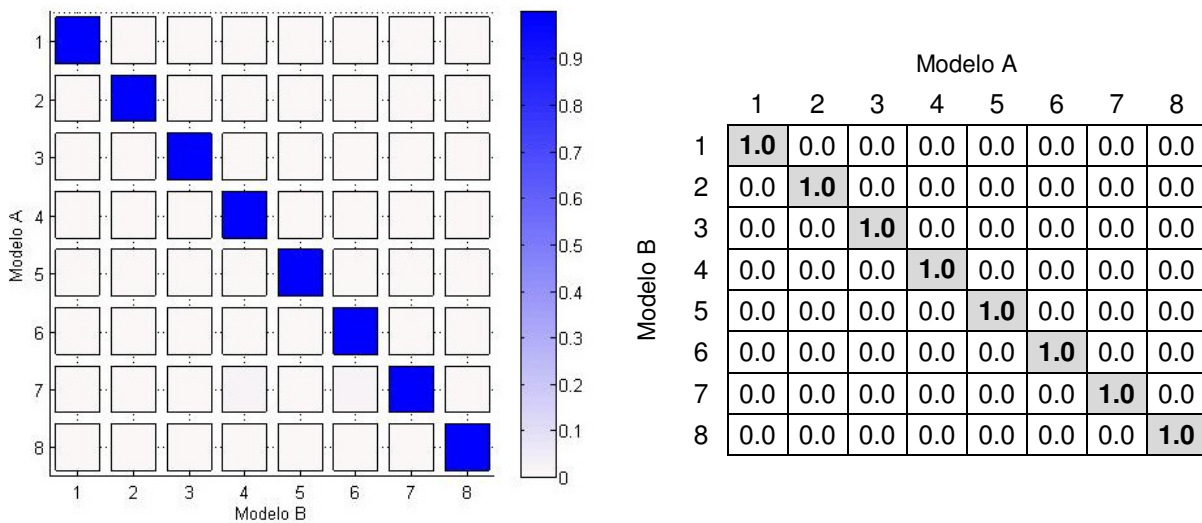


Figura 4.15 - Critério de garantia modal entre os modelos A e B

A observação da figura anterior e o conhecimento do conceito adjacente ao critério de garantia modal permitem concluir que existe uma correspondência exacta entre os modos de vibração dos modelos analisados. Desta forma é seguro afirmar que a resposta dinâmica dos modelos A e B é idêntica.

O modelo B é, portanto, um modelo otimizado no que à sua dimensão diz respeito, adequado aos processos de cálculo pretendidos e que não compromete de forma alguma a exactidão dos resultados.

4.3.5. ANÁLISE DAS CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DO MODELO B

Após a resolução do problema de valores e vectores próprios, considerando as propriedades médias já definidas para o modelo numérico, verificou-se a existência de uma vasta gama de modos de vibração para frequências acima dos 65Hz, que correspondem a vibrações locais da camada de balastro sem qualquer relevância para a resposta dinâmica da estrutura. Com a variabilidade das características do modelo numérico no desenvolvimento da optimização puderam surgir as referidas vibrações locais para frequências mais baixas o que traria implicações relevantes ao nível do desenvolvimento dos cálculos, razão pela qual este problema deve ser corrigido. A análise dos resultados permite concluir que os fenómenos de vibração em causa ocorrem devido a uma deficiente ligação dos elementos que simulam o balastro à restante estrutura, identificando-se como zonas críticas o balastro não confinado pelas travessas.

Como referido anteriormente, o balastro foi modelado recorrendo a elementos de sólido ligados inferiormente por MPC184 à laje do tabuleiro, no entanto a ausência de ligação dos nós superiores conduz a modos locais na camada de balastro (Figura 4.16 e Figura 4.17).

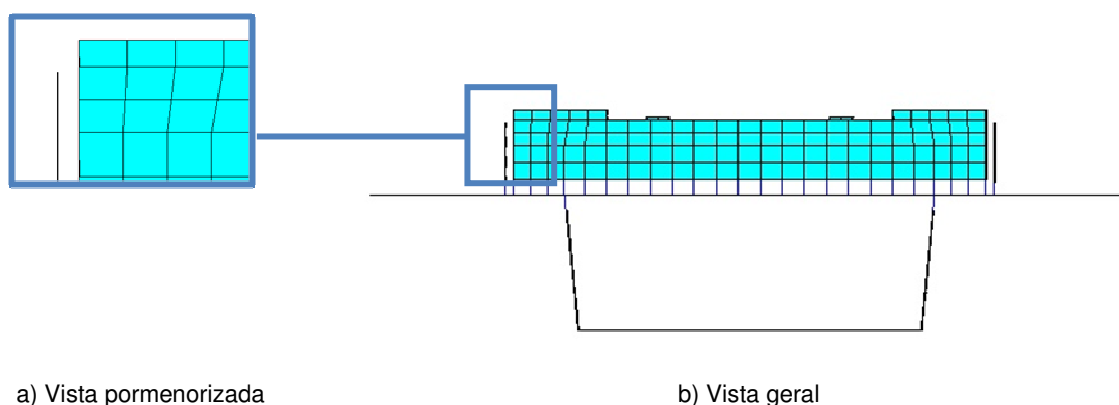


Figura 4.16 - Zona onde ocorrem vibrações locais da camada de balastro no modelo A

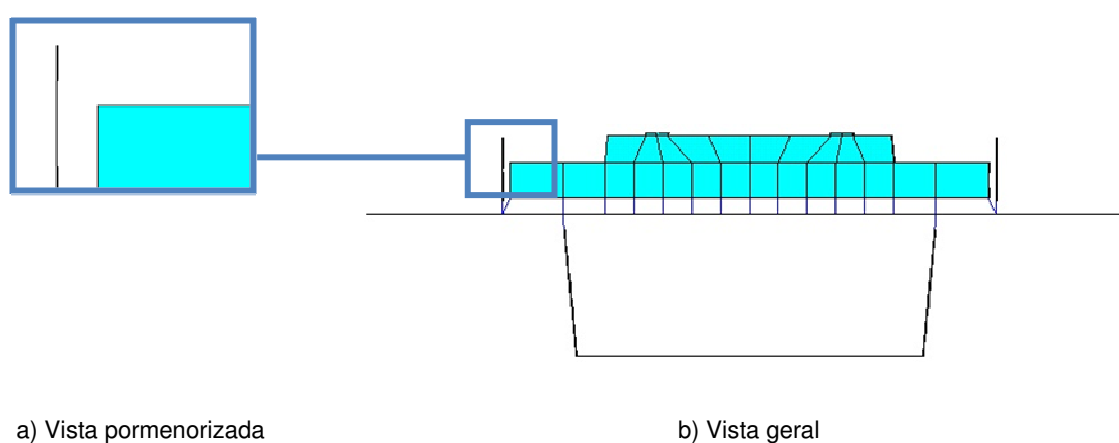


Figura 4.17 - Zona onde ocorrem vibrações locais da camada de balastro no modelo B

Perante a obtenção de uma resposta dinâmica afastada do pretendido foi necessário intervir nas características dos elementos localizados nas zonas críticas com o objectivo de eliminar os fenómenos indesejados. Tendo em conta que a presença das referidas fracções de balastro é importante para o comportamento estrutural, não foi viável a sua substituição por elementos de massa. Procedeu-se assim a uma alteração do material atribuído aos elementos de volume visados, mantendo-se a rigidez dos mesmos e substituindo a sua massa por elementos do tipo MASS21 (KEYOPT(3)=2) colocados ao nível da laje do tabuleiro. Ao contrário das alterações realizadas anteriormente, a diminuição da excentricidade dos elementos em questão poderia resultar num acréscimo de rigidez da estrutura, situação que foi verificada, concluindo-se que as implicações nos resultados são irrelevantes. No Quadro 4.4 é demonstrada a consequência dos fenómenos de vibração referidos quanto ao número de modos de vibração que surgem na resposta.

Quadro 4.4 - Comparação entre o modelo com vibrações locais no balastro e a situação corrigida

	Modelo B com vibrações locais	Modelo B corrigido
Número de modos até 80Hz	520	124

Os resultados obtidos após a correcção das condições do modelo permitem afirmar que esta situação é preferível para desenvolvimento de todas as análises pretendidas. A obtenção de um número de modos correcto é fundamental para a redução do esforço computacional necessário e optimização do tempo de cálculo.

4.4. ENSAIOS EXPERIMENTAIS

As estruturas pré-fabricadas reúnem, na generalidade, um conjunto de vantagens que devem ser consideradas em grande parte das obras de engenharia civil. As pontes e viadutos de alta velocidade não são excepção, e o facto dos elementos estruturais pré-fabricados em betão armado pré-esforçado assumirem um papel importante na concepção destas estruturas ferroviárias exige o estudo deste tipo de soluções com um detalhe apropriado.

A análise do viaduto de Alverca é realizada com recurso a um modelo numérico detalhado, não só pela qualidade de resultados pretendida mas também pela complexidade da solução estrutural. Na definição do modelo existem imprecisões que podem tornar-se relevantes para a avaliação do comportamento da estrutura sendo necessário reduzir os potenciais erros que puderam surgir na interpretação das simulações numéricas. A minimização das imprecisões afectas ao modelo requer a recolha de informação adicional sobre a estrutura e o respectiva resposta. É neste sentido que se realizaram campanhas de ensaios experimentais que permitem recolher dados para posterior optimização e validação do modelo numérico.



Figura 4.18 - Fotografia de pormenor dos três tramos instrumentados

A estrutura em análise foi alvo de uma campanha experimental que consistiu na realização de dois tipos de ensaio, o de vibração ambiental com vista a obtenção de parâmetros modais da estrutura, e o de vibração forçada com o objectivo de caracterizar a resposta dinâmica da estrutura. A abordagem aos referidos ensaios é feita nas secções seguintes tendo como base o trabalho de investigação desenvolvido por Malveiro *et al.* (2011).

4.4.1. PARÂMETROS MODAIS GLOBAIS DA ESTRUTURA

As configurações modais que surgem para frequências mais baixas envolvem, geralmente, uma deformação longitudinal da globalidade da estrutura, designando-se por isso como modos de vibração globais (Figura 4.19).

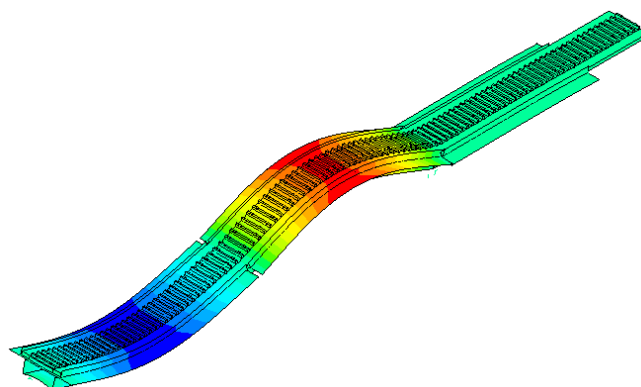


Figura 4.19 - Representação da forma de um modo de vibração global

O viaduto de Alverca, como referido anteriormente, é composto por tramos simplesmente apoiados, contudo existe uma determinada continuidade entre eles proporcionada pela via-férrea que deve ser avaliada. Deste modo o registo de dados experimentais foi realizada nos três primeiros tramos do lado norte do viaduto, apesar do estudo pretendido incidir apenas sobre os dois primeiros. A consideração da continuidade já havia sido feita na elaboração do modelo numérico.

A instrumentação foi realizada em diversos *setups* devido ao relevante número de pontos a medir associado às limitações do número de sensores disponíveis (Figura 4.20).

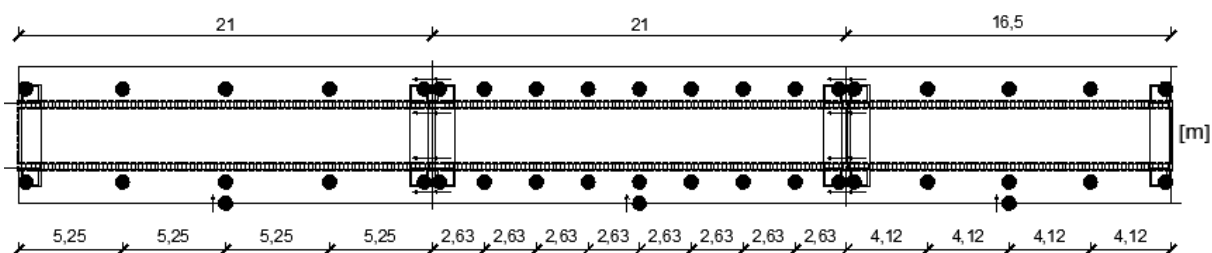


Figura 4.20 - Localização em planta dos pontos do viaduto a monitorizar

Ao nível do tabuleiro foram dispostos transdutores capazes de avaliar as acelerações verticais, informação essencial, uma vez que os modos de vibração apresentam deformações essencialmente nesta direcção. O registo de acelerações na direcção transversal é feito igualmente ao nível do tabuleiro e apenas ocorre para escalar os modos de vibração transversais. Na extremidade dos tramos em análise foram colocados acelerómetros no topo e na base da secção transversal da estrutura para avaliar a rotação relativa entre tramos consecutivos e conhecer os movimentos longitudinais dos aparelhos de apoio.

Na totalidade foram registados quarenta e seis resultados na direcção vertical, oito na direcção longitudinal, e três na direcção transversal sendo obtida assim informação experimental suficiente para determinar e avaliar os parâmetros dinâmicos da estrutura.

No Quadro 4.5 apresentam-se os valores das frequências naturais de vibração e dos coeficientes de amortecimento para os modos de vibração globais.

Quadro 4.5 - Frequências naturais e coeficientes de amortecimento dos modos de vibração globais

Modo de vibração	Tipo de modo	Frequência (Hz)	Coefficiente de amortecimento (%)
1G	Flexão vertical	6,76	1,53
2G	Flexão vertical	6,95	3,72
3G	Flexão vertical	9,65	2,21

Os coeficientes de amortecimento apresentados são uma média dos valores obtidos experimentalmente, já que na realidade existe uma dispersão associada aos diversos valores determinados em cada *setup*. Na Figura 4.21 apresentam-se as configurações modais em correspondência com as frequências naturais de vibração identificadas na campanha experimental.

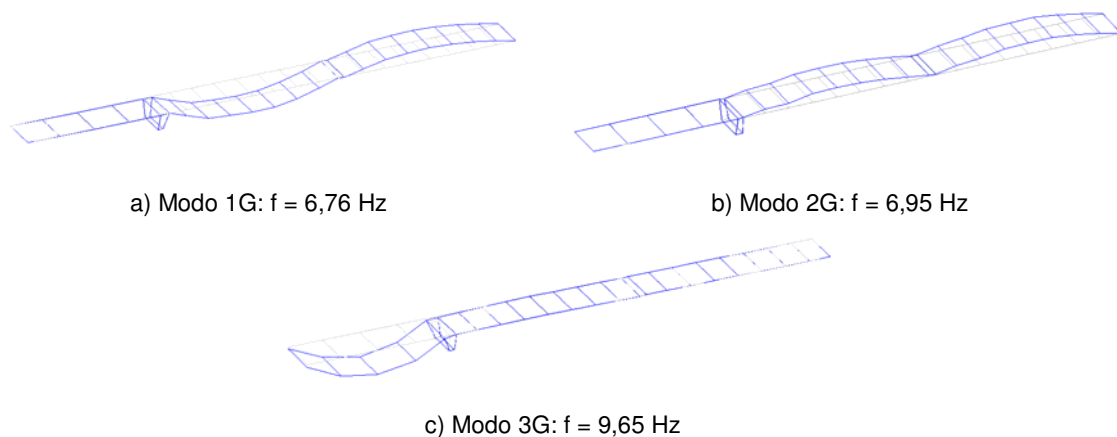


Figura 4.21 - Modos de vibração globais obtidos por via experimental

4.4.2. PARÂMETROS MODAIS LOCAIS DA ESTRUTURA

O comportamento dinâmico exibido para frequências próprias de vibração mais elevadas caracteriza-se, sobretudo, por deformações em determinados elementos estruturais como a laje do tabuleiro beto-nada *in situ*, designando-se por isso como modos de vibração locais (Figura 4.22).

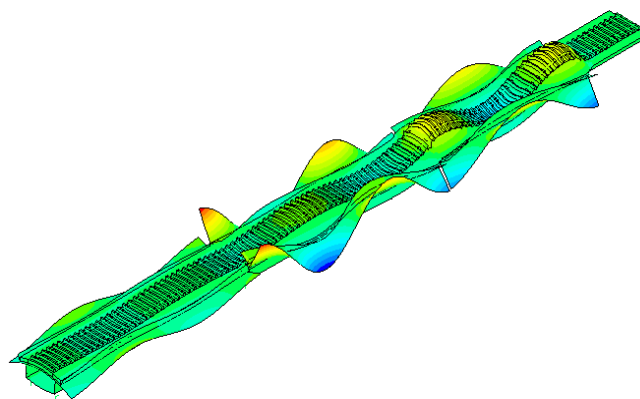


Figura 4.22 - Representação da forma de um modo de vibração local

O viaduto de Alverca foi alvo de estudos anteriores, cujas conclusões foram consideradas na definição da campanha experimental a realizar. No estudo elaborado por Fernandes (2010), foi realizada uma análise da resposta dinâmica da estrutura, por sobreposição modal, à passagem do comboio de alta velocidade Talgo. A análise considerou em fases distintas modos de vibração até 30Hz e 60Hz, permitindo realizar uma comparação entre as respostas obtidas e retirar conclusões acerca da contribuição dos diversos modos para a resposta dinâmica da estrutura (Figura 4.23).

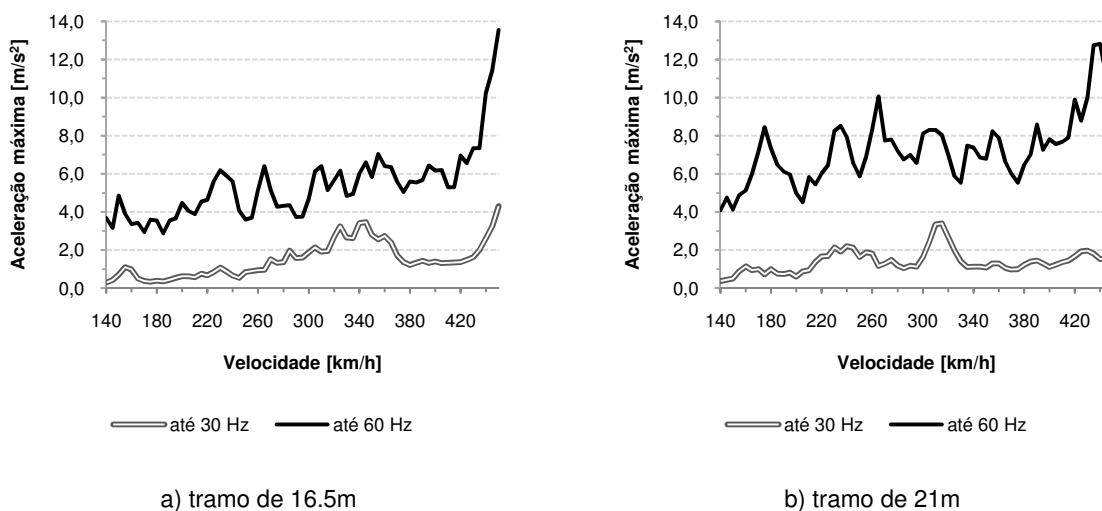


Figura 4.23 - Comparação da resposta dinâmica em termos de acelerações

Os resultados obtidos através da análise modal permitem concluir que a consideração de modos de vibração locais introduz na estrutura acelerações muito relevantes. O acréscimo da magnitude da resposta está relacionada com a consideração de um amortecimento regulamentar, hipótese que merece ser alvo de crítica. Desta forma, como o objectivo de avaliar a real importância dos modos locais no comportamento da estrutura é necessário que os seus parâmetros modais sejam identificados experimentalmente a fim de contribuírem para a optimização do modelo numérico e definição da resposta dinâmica. Além das considerações referidas, investigações recentes têm vindo a estudar a necessidade de considerar a contribuição de tais modos na análise de estruturas ferroviárias, recomendando a possibilidade de se adoptar uma frequência limite até 60Hz em detrimento das especificações regulamentares actuais. A redefinição da frequência limite das análises dinâmicas merece um estudo que se pretende pormenorizada no presente trabalho.

Atendendo às considerações supracitadas, foi necessário proceder a uma campanha experimental com o objectivo de caracterizar os modos de vibração acima dos 30Hz. A instrumentação foi realizada em diversos *setups*, levados a cabo no segundo tramo junto ao encontro norte e consistiu na colocação em diversas posições de acelerómetros capazes de registar acelerações verticais (Figura 4.24).

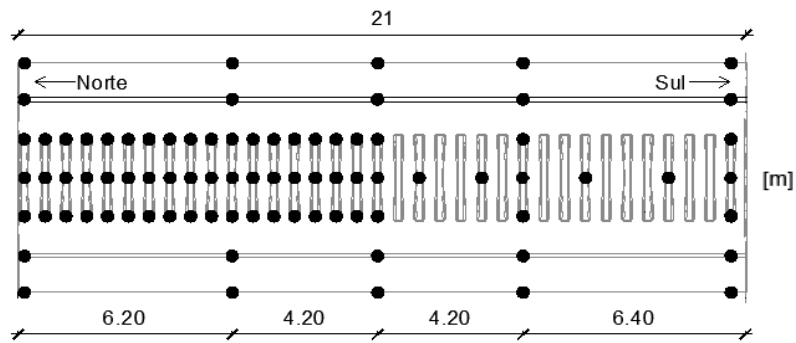


Figura 4.24 - Localização em planta dos pontos a monitorizar no tramo de 21,0m

Os dados recolhidos totalizam sessenta e seis registos na direcção vertical que permitem identificar os parâmetros modais pretendidos. No Quadro 4.6 apresentam-se os valores das frequências naturais de vibração e dos coeficientes de amortecimento para os modos de vibração.

Quadro 4.6 - Frequências naturais e coeficientes de amortecimento dos modos de vibração locais

Modo de vibração	Frequência (Hz)	Coefficiente de amortecimento (%)
1L	25,48	2,03
2L	53,18	3,16
3L	60,18	3,36

A exemplo dos coeficientes de amortecimento apresentados para os modos globais, também os valores apresentados para as diversas configurações locais são um valor médio da dispersão registada nos diversos *setups*. Na Figura 4.25 apresentam-se as configurações modais em correspondência com as frequências naturais identificadas.

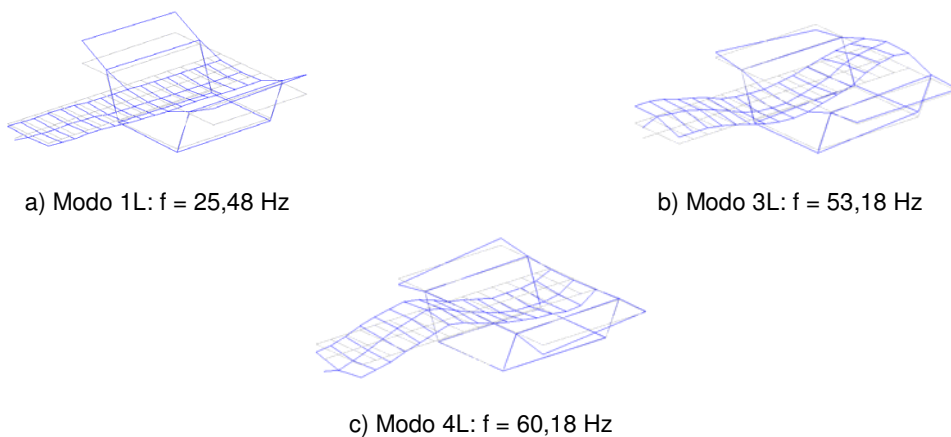


Figura 4.25 - Modos de vibração locais obtidos por via experimental

4.4.3. ENSAIOS DE VIBRAÇÃO FORÇADA

A determinação de parâmetros modais realizada através do ensaio de vibração ambiental deve ser complementada pela avaliação da resposta da estrutura sobre uma solicitação forçada. A obtenção de informação experimental permite a comparação com a resposta do modelo numérico, validando ou não as características definidas para a modelação. Os resultados experimentais de vibração ambiental associados a análises numéricas preliminares permitiram identificar zonas fundamentais a monitorizar, onde o conhecimento das grandezas físicas da resposta da estrutura é essencial.

Os registos de acelerações foram realizados com recurso a acelerómetros colocados directamente sobre a zona central da laje do tabuleiro a meio vão do tramo de 21,0 m (Figura 4.26 e Figura 4.27).

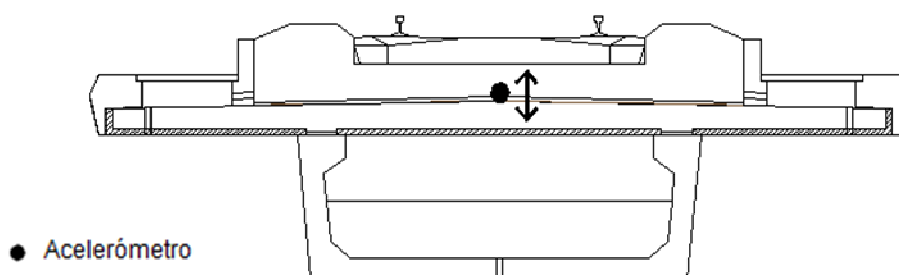


Figura 4.26 - Pontos de medição de acelerações, localização transversal

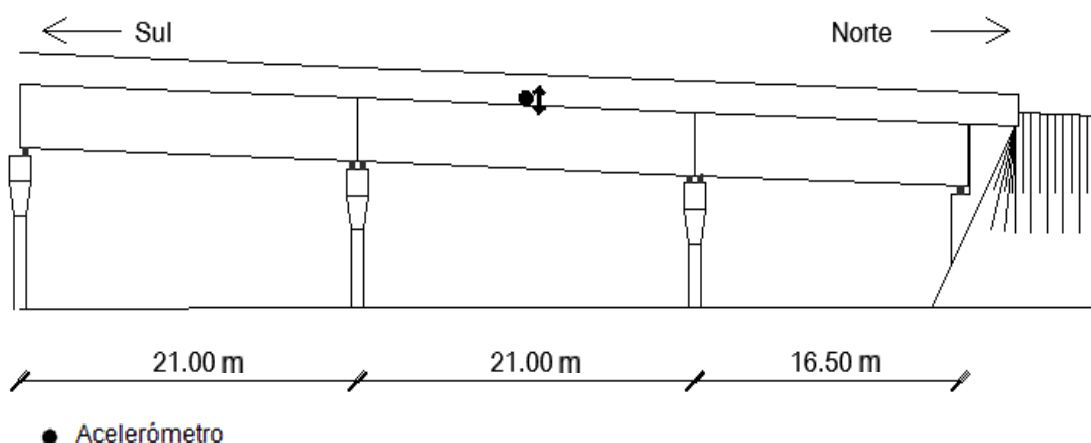


Figura 4.27 - Pontos de medição de acelerações, localização longitudinal

A obtenção de dados experimentais de deslocamentos foi realizada com recurso a transdutores de deslocamento, nomeadamente a LVDT (*linear variable differential transformer*) em duas zonas distintas (Figura 4.28 e Figura 4.29):

- i. Deslocamentos verticais na laje inferior da viga pré-fabricada nos tramos de 16,5m e 21,0m;
- ii. Deslocamentos verticais na laje inferior junto ao aparelho de apoio deslizante do tramo de 21,0m;
- iii. Deslocamentos horizontais junto ao aparelho de apoio do tramo de 21,0m.

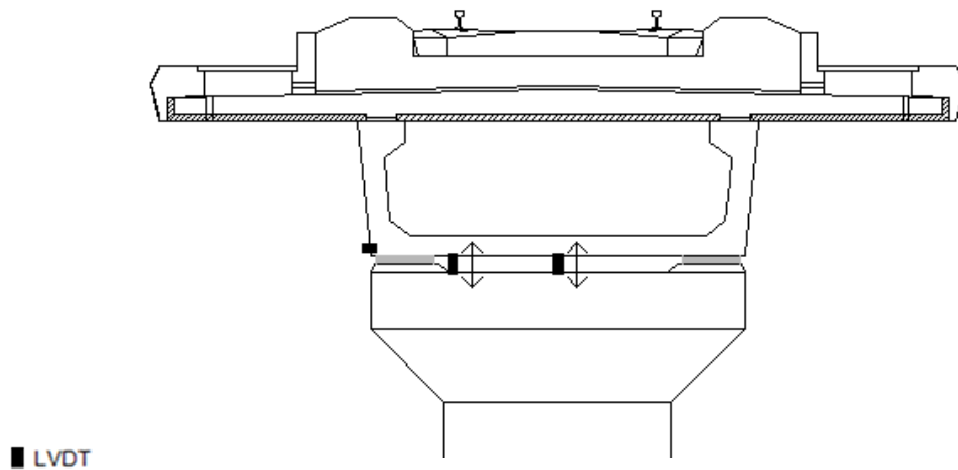


Figura 4.28 - Pontos de medição de deslocamentos, localização transversal

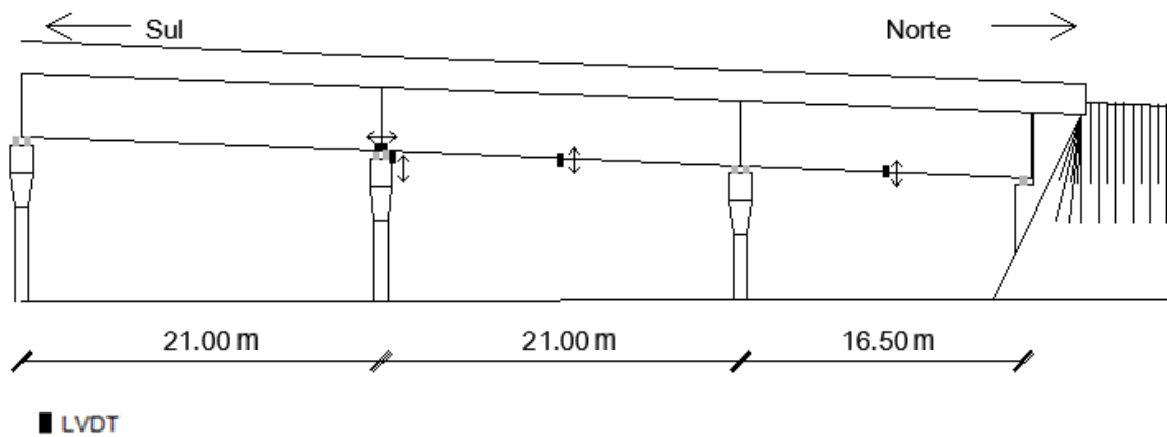


Figura 4.29 - Pontos de medição de deslocamentos, localização longitudinal

Os resultados recolhidos no ensaio de vibração forçada são apresentados no capítulo 6, onde se estabelece um paralelismo entre os dados experimentais e a resposta do modelo numérico.

4.5. CONCLUSÕES

Neste capítulo realizou-se a apresentação da estrutura ferroviária em estudo, tendo sido abordadas as considerações tomadas na sua modelação com recurso ao *software* ANSYS. As análises preliminares ao modelo numérico permitiram constatar o seu afastamento das condições pretendidas para realizar os procedimentos de cálculo expostos na secção 3.4.1.1. Este facto conduziu a uma reformulação de algumas das características do modelo numérico inicialmente desenvolvido, permitindo constatar as melhorias em termos de capacidade de cálculo que é possível obter se forem adoptadas simplificações na modelação que não influenciem o comportamento estrutural que se pretende analisar.

Em relação aos ensaios experimentais realizados concluiu-se que o seu planeamento é muito importante para se obter os resultados pretendidos.

5

ANÁLISE DO PROCESSO DE OPTIMIZAÇÃO DA ESTRUTURA

5.1. INTRODUÇÃO

No capítulo 3 foram apresentados um conjunto de fundamentos teóricos e processos de cálculo que sustentam o trabalho a desenvolver, sendo descritos e caracterizadas as suas diversas etapas.

O processo de identificação modal é complexo e envolve muitas especificidades, devendo para cada problema estrutural ser realizada uma análise detalhada que permita obter a maior estabilidade possível no emparelhamento dos modos. A correspondência correcta entre os modos de vibração numéricos e experimentais assume-se como uma etapa fulcral para o sucesso do algoritmo genético. A optimização envolve várias fases, sendo um processo de investigação constante de resultados que exige uma compreensão global do problema de forma a tomar as melhores decisões para encontrar uma solução viável e compatível com as condições reais esperadas para a estrutura.

No presente capítulo aborda-se a aplicação ao viaduto de Alverca das considerações de âmbito geral feitas anteriormente, procurando-se uma pormenorização do estudo realizado.

5.2. CRITÉRIO DE GARANTIA MODAL

Ao longo das últimas décadas os processos de correspondência entre modos de vibração experimentais e numéricos têm sido alvo de investigações importantes, surgindo técnicas com formulações matemáticas idênticas ao critério de garantia modal. Contudo, é este o critério que na actualidade continua a ser utilizado com maior preferência, devendo a sua adequação a um problema ser analisada com um detalhe particular de forma a que se obtenham bons resultados.

A eficiência do critério de garantia modal depende das configurações modais a que é aplicado e das características atribuídas à estrutura. Embora as propriedades médias iniciais (secção 4.2.1) sejam um bom ponto de partida para a análise a realizar, a variabilidade do processo de emparelhamento dos modos só pode ser compreendida considerando diversos conjuntos possíveis de características materiais e geométricas, situação compatível com um processo de optimização.

Os dados experimentais e as conclusões retiradas do estudo iterativo das características dinâmicas do modelo numérico são informações essenciais na definição do critério de emparelhamento entre os modos de vibração.

5.2.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DO MODELO NUMÉRICO

A aplicação do critério de garantia modal aos resultados provenientes do modelo definido de acordo com as características médias iniciais da estrutura permite identificar, de forma geral, as configurações modais numéricas que podem corresponder aos resultados experimentais. Esta fase permite um primeiro contacto com o problema fornecendo informação suficiente sobre as características dinâmicas do modelo numérico.

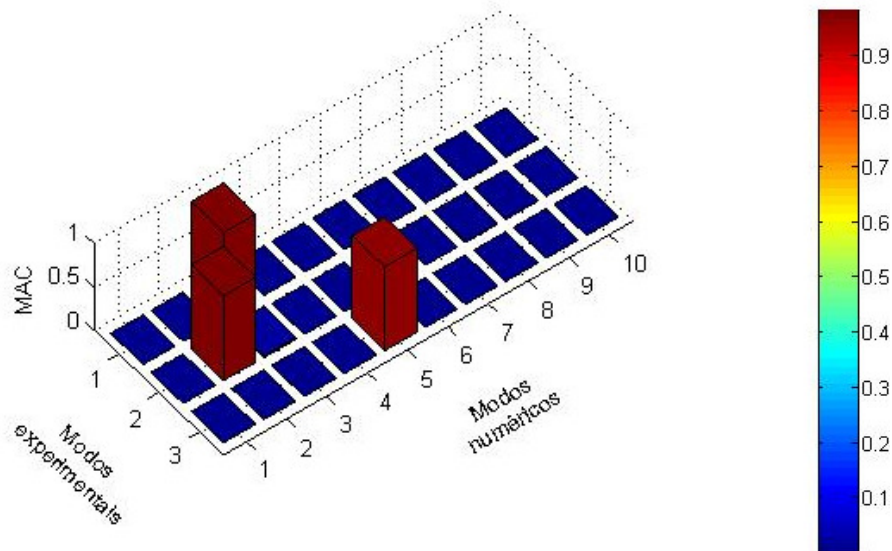
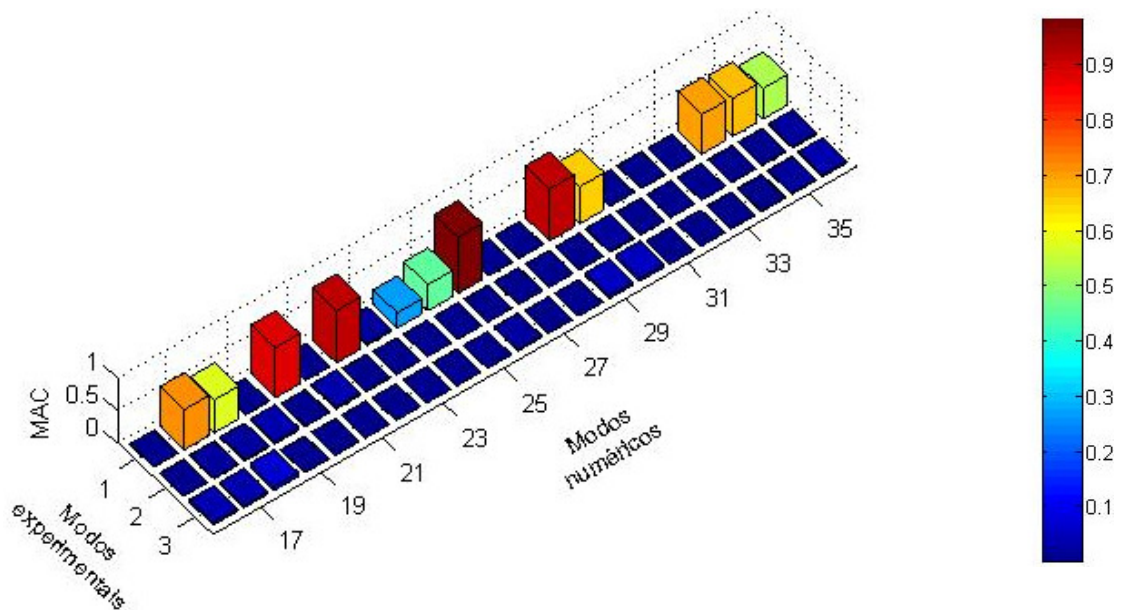
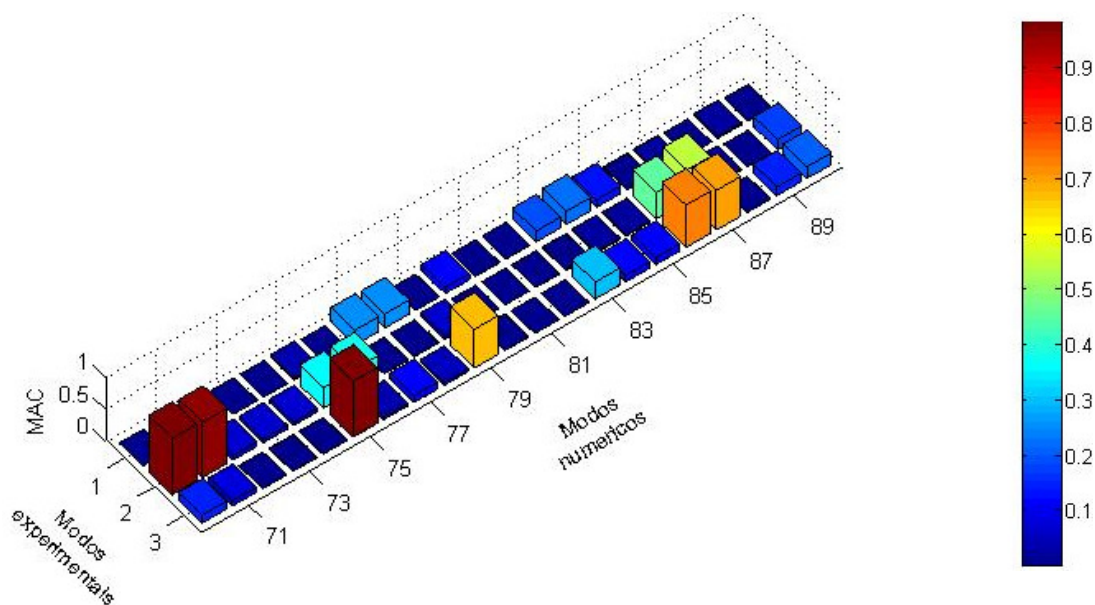


Figura 5.1 – Matriz de coeficientes MAC para os modos globais

A Figura 5.1 permite concluir que na resposta do modelo numérico surgem modos de vibração semelhantes aos experimentais com valores de coeficientes MAC superiores a 90%, assinalando-se o desajustamento evidente entre as formas modais.



a)



b)

Figura 5.2 – Matriz de coeficientes MAC para os modos locais

No caso dos modos locais a correlação não tem a mesma qualidade verificada para os modos de configuração global, sendo possível observar na Figura 5.2 coeficientes MAC próximos de 80%, não deixando contudo de existir uma boa concordância com os registos experimentais. A matriz de coeficientes MAC permite identificar várias hipóteses de emparelhamento para um dado resultado experimental, ou seja, não é possível, recorrendo apenas a este critério tradicional, identificar a correspondência entre modos mas é exequível verificar a existência de respostas do modelo que podem corresponder aos dados experimentais.

Esta primeira análise do modelo numérico permite desde já identificar diferenças na eficiência do critério de garantia modal em relação às diferentes formas modais.

5.2.2. ERROS ASSOCIADOS AO CRITÉRIO DE GARANTIA MODAL

Apesar dos inúmeros benefícios explícitos na literatura da especialidade que a aplicação do critério de garantia modal apresenta, este não permite uma adequada correspondência entre vectores modais em circunstâncias particulares. Sob o ponto de vista de um processo iterativo, como o que se desenvolve no âmbito de uma optimização, os erros em causa podem ser importantes.

Um processo de identificação modal fracassado envolve geralmente a existência de várias hipóteses de emparelhamento para um dado modo experimental, surgindo uma matriz de coeficientes MAC elevados para diversos modos numéricos (Figura 5.3).

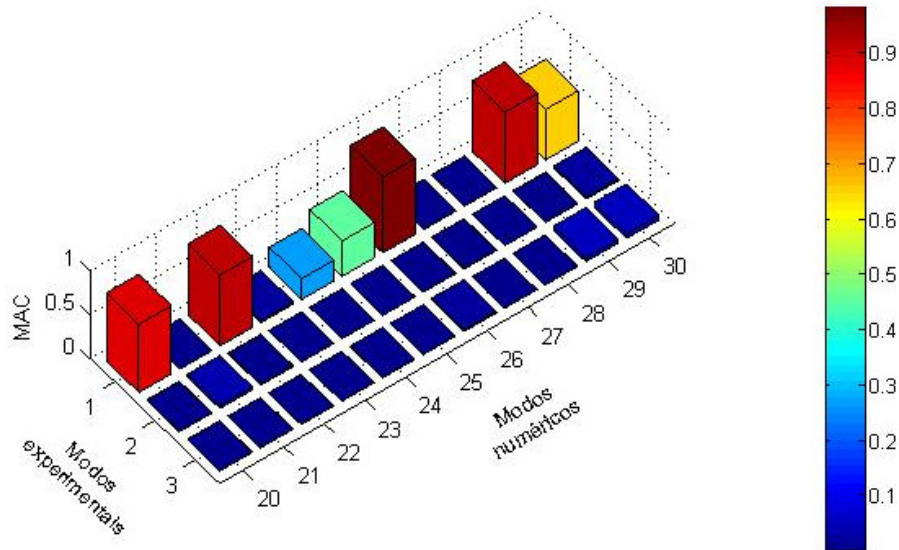
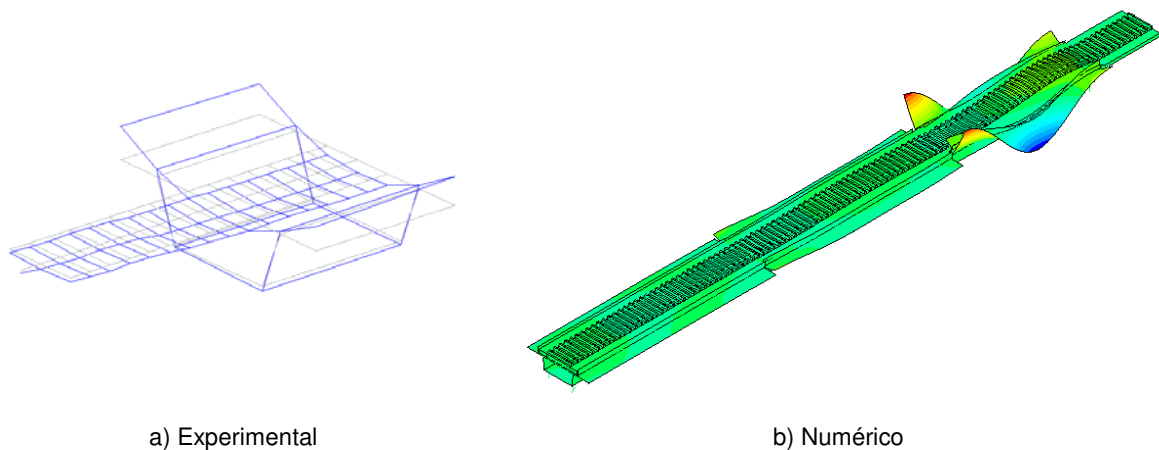


Figura 5.3 – Matriz de coeficientes MAC para os modos locais (pormenor)

Esta situação verifica-se, por exemplo e como referido na secção anterior, para a estrutura definida de acordo com características médias iniciais. A existência de diversas possibilidades de emparelhamento associada a uma variação das propriedades da estrutura ao longo do processo de optimização leva a que a correspondência para um dado vector experimental se possa alterar por diversas vezes, dificultando o sucesso do algoritmo genético ou em certas ocasiões conduzindo-o a uma solução incorrecta.

De acordo com o referido, a análise da estrutura, caracterizada com uma variação de propriedades admissível, permitiu detectar imprecisões importantes no emparelhamento dos modos.



a) Experimental

b) Numérico

Figura 5.4 – Modos de vibração correspondentes considerando o critério de garantia modal

A Figura 5.4 mostra a correspondência entre o primeiro modo local experimental e o respectivo numérico tendo como base apenas o critério de garantia modal. Considerando que a instrumentação realizada para aquisição de dados experimentais teve como alvo o segundo tramo do lado norte, apenas é possível a identificação de modos locais nesse tramo. No entanto, a observação da figura permite concluir que o vector numérico correlacionado com o experimental diz respeito a um modo local de consola do primeiro tramo em estudo. Neste caso concreto o erro poderá ficar a dever-se a uma influência

que a deformação apresentada no primeiro tramo tem sobre o segundo, destacando-se uma continuidade existente entre os tabuleiros. O facto de o estudo incidir sobre um tramo específico não invalida a obtenção de registos experimentais nos tramos vizinhos como forma de escalar os modos de vibração, pelo que se assinala uma deficiência nos dados adquiridos nas campanhas realizadas, que conduz a erros de emparelhamento como o exemplificado.

As dificuldades decorrentes da aplicação do critério de garantia modal surgem principalmente quando a informação espacial das formas modais obtidas experimentalmente é incompleta. Reflectindo sobre o caso de uma ponte ou viaduto, se os sensores não registam medições do movimento na totalidade do tabuleiro ou se o seu posicionamento é deficiente, surgem facilmente para um mesmo modo experimental diferentes hipóteses de correspondência com modos numéricos de configurações distintas. As imprecisões associadas ao critério de garantia modal têm sido, ao longo do tempo, alvo de uma discussão que merece ser considerada quando o critério se aplica a determinado projecto.

Citando Allemang (2003): “*O MAC é um indicador estatístico, que pode ser uma ferramenta muito poderosa quando usada de forma correcta, mas muito falaciosa, quando utilizada de forma errada.*”

A informação extraída do modelo numérico tem nas situações abordadas uma extrema importância para complementar os valores experimentais.

5.3. CRITÉRIO ENERGÉTICO DE GARANTIA MODAL

A utilização de informação física obtida da modelação é frequente em vários campos da Engenharia Civil, nomeadamente na análise de danos em estruturas, contudo no contexto da identificação modal a sua utilização é recente e surge como uma forma de complementar os critérios já existentes.

De acordo com o exposto no capítulo 3, a definição do critério energético segue um conjunto de fases baseadas na informação experimental e na análise das características dinâmicas do modelo numérico. As etapas a executar têm associadas a si uma fundamentação teórica mas não um procedimento geral comum a qualquer estrutura, ou seja, para cada tipologia estrutural é necessário levar a cabo um estudo específico (Brehm *et al.*, 2009).

5.3.1. CLUSTERS ASSOCIADOS AO COMPORTAMENTO DA SECÇÃO TRANSVERSAL

A secção em caixão do viaduto de Alverca é constituída por uma viga pré-fabricada sobre a qual assenta uma laje betonada em obra, condicionando estes elementos o comportamento da estrutura de acordo com as suas características. Em relação à laje do tabuleiro salienta-se a diferente resposta dinâmica da laje interior e das consolas motivada pela influência das condições de fronteira devidas à viga pré-fabricada no que ao funcionamento transversal diz respeito (Figura 5.5).

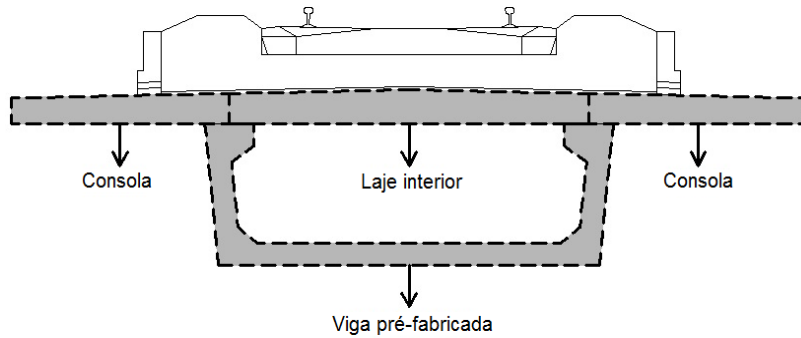


Figura 5.5 – Secção transversal destacando os respectivos elementos estruturais

O sucesso do critério energético depende naturalmente da escolha, para cada elemento estrutural identificado, dos graus de liberdade a considerar no cálculo da energia de deformação modal. Esta selecção é influenciada pelos dados adquiridos experimentalmente e pelas características dinâmicas do modelo numérico. No caso concreto do viaduto de Alverca, os ensaios experimentais permitiram registar translações, o que exclui a escolha dos graus de liberdade de rotação, uma vez que não faz sentido avaliar a energia associada a estes movimentos na ausência de resultados experimentais para estabelecer uma comparação. Das translações registadas nem todas são importantes para o sucesso do emparelhamento dos modos de vibração, é por isso necessário analisar as características dinâmicas do modelo numérico para uma selecção apropriada dos graus de liberdade (Figura 5.6).

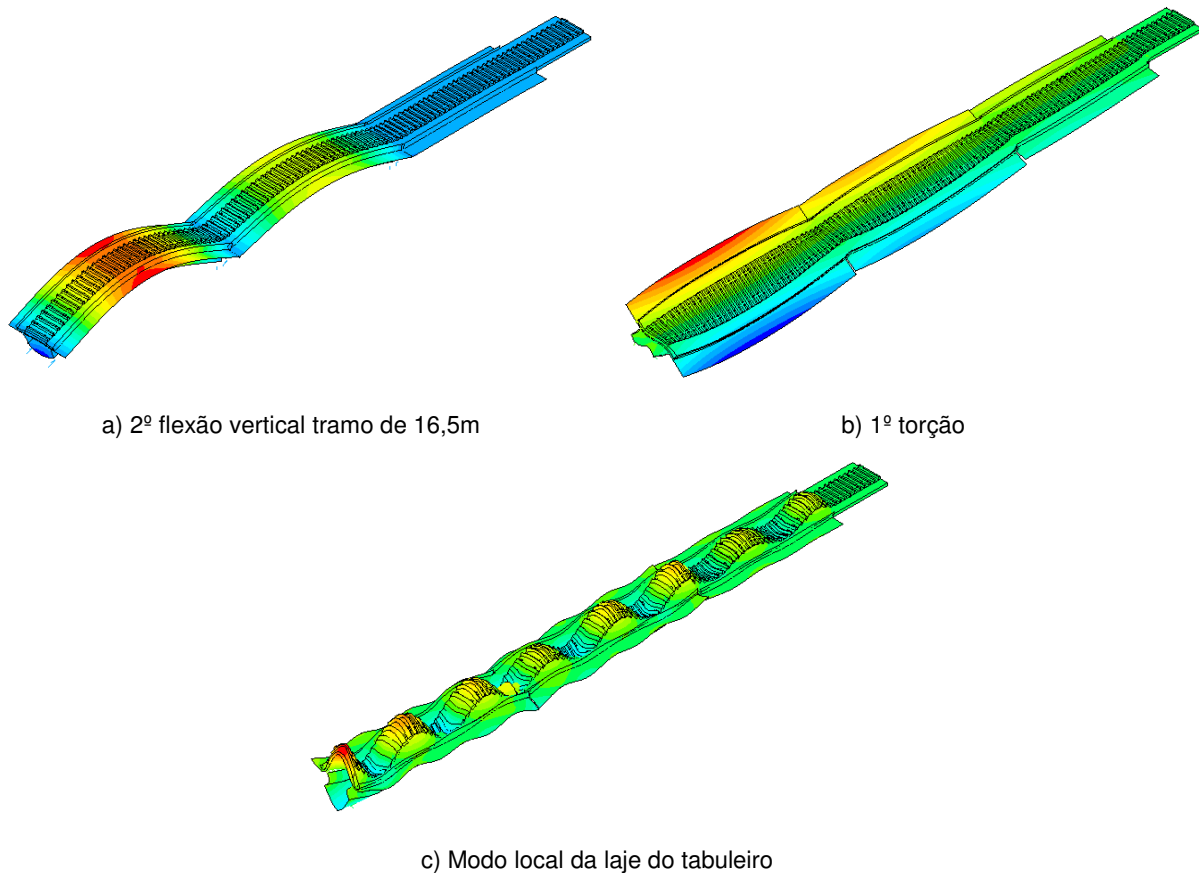


Figura 5.6 – Modos de vibração do modelo numérico da estrutura em estudo

A observação dos resultados modais numéricos permite afirmar que os modos de vibração globais apresentam importantes movimentos de translação vertical (u_y) e transversal (u_x), já os modos de vibração locais exibem principalmente movimentos verticais (u_y). Assim, pode-se concluir que a resposta dinâmica do modelo numérico apresenta sobretudo translações nas direcções mencionadas, devendo ser estes os graus de liberdade considerados para o cálculo da energia de deformação modal (Quadro 5.1).

Quadro 5.1 - Graus de liberdade relevantes nas diferentes partes da estrutura.

Elemento estrutural	Graus de liberdade
Viga pré-fabricada	u_y
	u_x
Laje interior	u_y
	u_x
Consolas	u_y
	u_x

Para cada elemento estrutural identificado devem ser calculadas duas parcelas de energia de deformação modal correspondentes aos graus de liberdade seleccionados, ou seja, são constituídos 6 *clusters* distintos.

O conceito de energia relativa de deformação modal, expresso na equação (3.7), define que o somatório da energia dos diferentes *clusters*, num dado modo de vibração j , é igual à energia da totalidade da estrutura nesse mesmo modo. Para que esta condição seja cumprida e a soma das energias relativas seja igual à unidade é necessário formar um *cluster* adicional, designado restante estrutura, que agrupa todos os graus de liberdade não considerados anteriormente.

5.3.2. CLUSTERS ASSOCIADOS AO COMPORTAMENTO LONGITUDINAL

O viaduto de Alverca é constituído por vários tramos simplesmente apoiados, entre os quais é estabelecida uma determinada continuidade que influencia o comportamento estrutural e pode criar uma relação entre as deformações modais em cada vão.

Uma análise detalhada das características dinâmica exige a consideração dos *clusters* associados ao comportamento da secção transversal para cada um dos tramos em análise, permitindo assim distinguir a energia de deformação modal em cada tramo. Contudo, o facto de apenas se encontrarem disponíveis resultados experimentais mais específicos para o segundo tramo do lado norte do viaduto, leva a que o interesse do estudo se foque neste tramo em detrimento dos restantes. Desta forma são agrupados os *clusters* do primeiro e terceiro tramos, ou seja, para cada elemento estrutural são somadas as energias associadas às translações na mesma direcção.

Os estudos realizados acerca das características dinâmicas da estrutura associadas a uma série de análises das deficiências do processo de identificação modal conduziram à constituição de 13 *clusters* que permitem analisar a estrutura com um grau de detalhe importante (Quadro 5.2).

Quadro 5.2 - Graus de liberdade associados aos *clusters* formados.

Elementos estruturais	Nº <i>cluster</i>	1º vão (16,5m) + 3º vão (21,0m)	2º vão (21,0m)
Viga pré-fabricada	1	u_x	-
	2	u_y	-
	3	-	u_x
	4	-	u_y
Laje interior	5	u_x	-
	6	u_y	-
	7	-	u_x
	8	-	u_y
Consola	9	u_x	-
	10	u_y	-
	11	-	u_x
	12	-	u_y
Restante estrutura	13	Restantes graus de liberdade	

A definição dos diferentes *clusters* encerra uma etapa que exige uma análise cuidadosa de várias vertentes como a informação experimental e as características dinâmicas do modelo numérico.

5.3.3. ENERGIA RELATIVA MODAL DE DEFORMAÇÃO

A quantificação da energia relativa de deformação modal permite caracterizar cada modo de vibração, possibilitando a aplicação do critério energético. A obtenção de valores coerentes com a forma dos modos numéricos que, por simples observação, conduzam a uma identificação das características dinâmicas do modelo numérico revela a qualidade da definição dos *clusters* e o carácter da selecção dos graus de liberdade.

5.3.3.1. Modos globais

Os modos globais de vibração do viaduto de Alverca são reproduzidos de forma exacta pelo modelo numérico não existindo para um mesmo modo experimental mais do que uma hipótese de emparelhamento. Dado o desacoplamento verificado em relação aos modos de configuração global a aplicação do critério energético não assume uma importância considerável, apresentando o critério de garantia modal bons resultados em termos de precisão, estabilidade e consistência dos objectivos pretendidos. Contudo, apesar do critério energético não ser essencial para a gama de frequências em causa a compreensão dos resultados da energia relativa de deformação modal permite validar as considerações na base da sua definição.

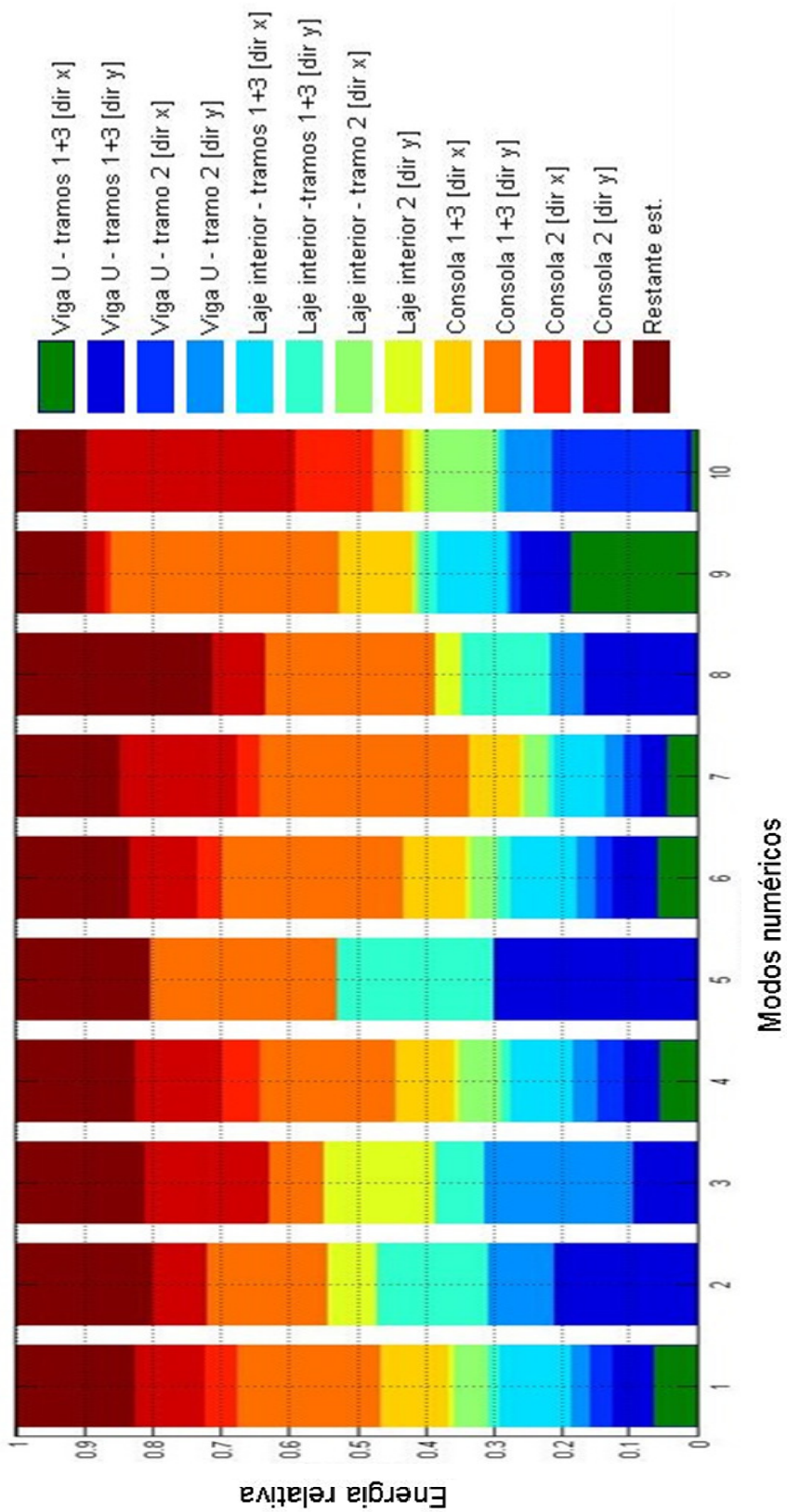


Figura 5.7 – Energia relativa de deformação modal dos modos numéricos globais

A Figura 5.7 representa o gráfico de energias relativas de deformação dos dez primeiros modos numéricos globais, sendo um exemplo do tipo de informação obtida pela aplicação do critério energético. A sua observação permite, indubitavelmente, identificar os modos de vibração de flexão vertical e aqueles que apresentam uma forma compatível com fenómenos de torção.

Os modos numéricos 2, 3, 5 e 8 exibem uma configuração típica de flexão vertical apresentando claramente energias relevantes segundo esta direcção. A Figura 5.8 apresenta a forma modal do quinto modo numérico e um pormenor da respectiva energia relativa de deformação.

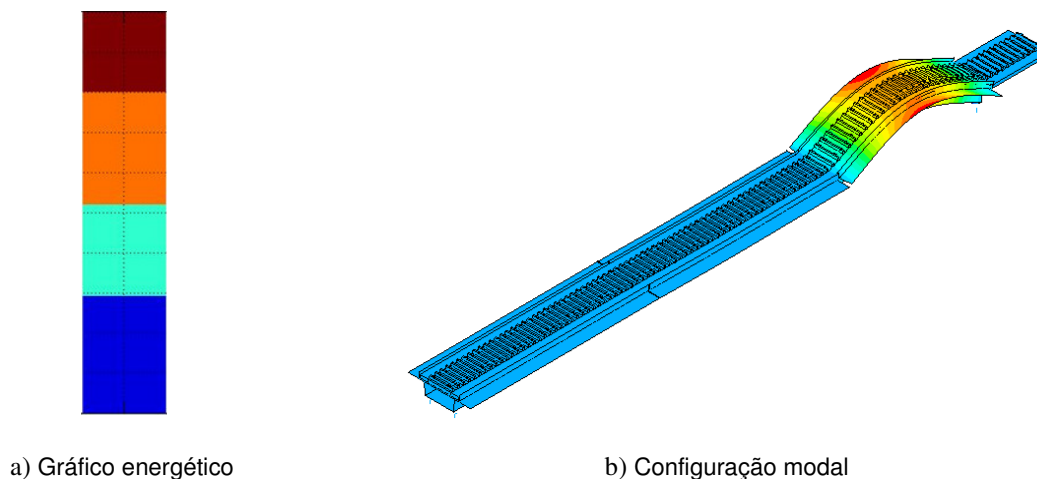


Figura 5.8 – Representação do quinto modo numérico

Como seria de esperar observa-se, na figura, uma componente energética importante na viga pré-fabricada, na laje interior e nas consolas no que à direcção vertical diz respeito, sendo a representação do vector numérico compatível com a importância das referidas energias.

Os modos numéricos de ordem 1, 4, 6, 7, 9 e 10 exibem parcelas relevantes de energia associada a movimentos na direcção transversal ao viaduto, aspecto típico de um modo de torção.

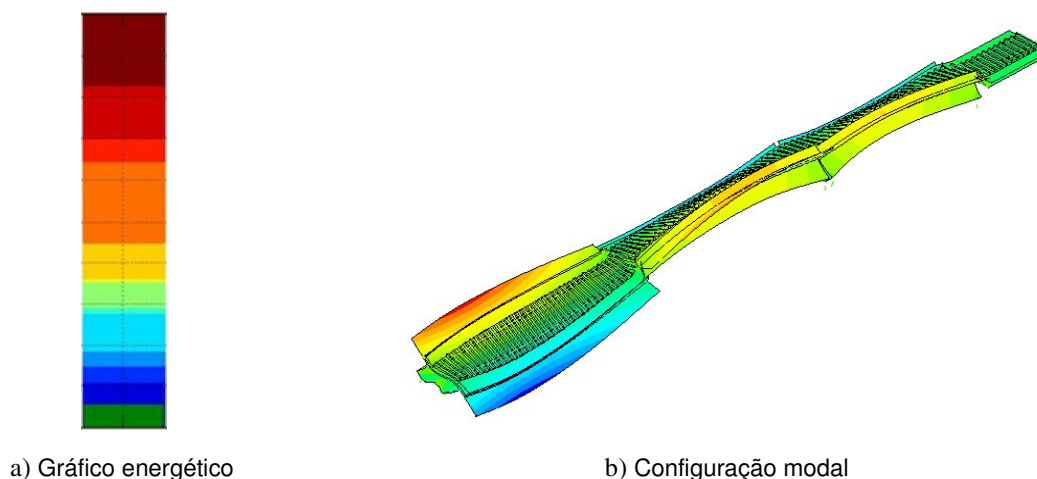


Figura 5.9 – Representação do nono modo numérico

A análise da Figura 5.9, onde é representado o nono modo numérico, permite estabelecer diferenças com a configuração modal e respectiva energia relativa de deformação apresentada na Figura 5.8, nomeadamente a identificação de parcelas importantes de energia referentes à direcção transversal. Este facto comprova que é possível pela leitura do gráfico de energia relativa a distinção de duas formas modais.

A direcção das deformações modais registadas legitima a selecção dos graus de liberdade efectuada na definição dos *clusters*.

5.3.3.2. Modos locais

Os modos locais são bastante sensíveis a pequenas variações de algumas propriedades da estrutura, revestindo-se, portanto, o processo de identificação modal de especial sensibilidade, apresentando sistematicamente os erros tipificados na secção 5.2.2.

A correcção das imprecisões referidas poderia ser feita com recurso a uma informação experimental mais rigorosa, nomeadamente a obtenção de resultados no primeiro e terceiro tramos. Esta situação possibilitaria o despiste dos erros de emparelhamento, uma vez que os coeficientes MAC passariam a exhibir valores mais baixos para os modos de vibração dos tramos mencionados.

Na impossibilidade de possuir uma informação experimental adequada, as imprecisões do critério de garantia modal podem ser atenuadas com recurso a um critério energético bem definido e consistente com as características dinâmicas em estudo. Em termos práticos o processo consiste em distinguir a energia de deformação modal dos diferentes tramos, ponderando devidamente os coeficientes MAC pela energia relativa dos *clusters* associados ao tramo em análise. Como consequência, verifica-se uma redução das possibilidades de emparelhamento de um dado modo numérico característico de um tramo adjacente ao estudado, e de forma contrária constata-se um aumento da probabilidade de correspondência para um modo de vibração do tramo em análise.

Pelos motivos mencionados o critério energético de garantia modal assume uma particular importância no estudo dos modos locais.

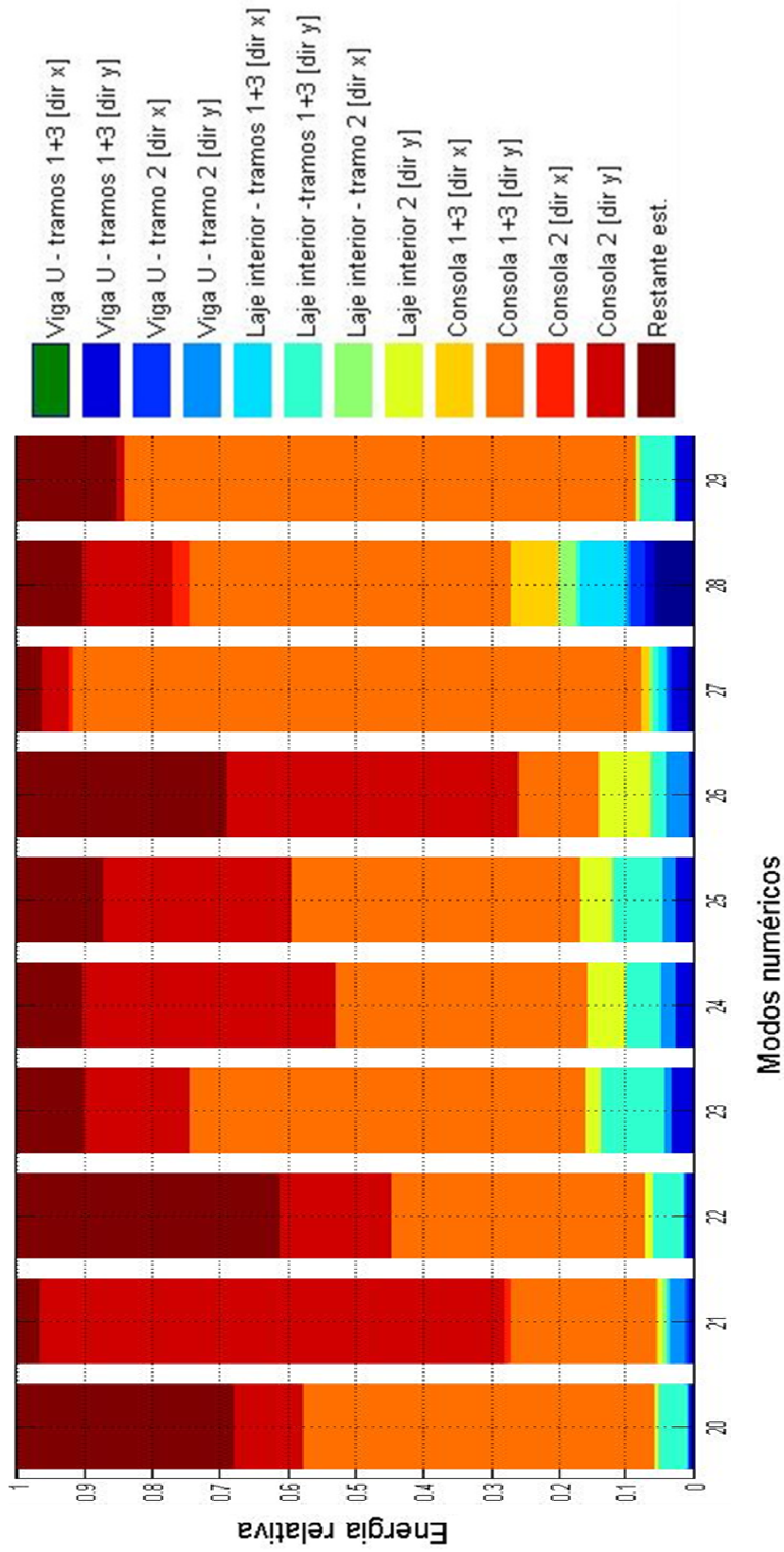


Figura 5.10 – Energia relativa de deformação modal dos modos numéricos locais

A Figura 5.10 representa o gráfico de energias relativas de deformação de dez modos numéricos locais que dizem respeito às possibilidades de emparelhamento do primeiro modo experimental. A apresentação de apenas dez modos numéricos é meramente por questões de facilidade de interpretação uma vez que um maior número de modos não tornaria a informação perceptível.

O gráfico das energias relativas de deformação dos modos locais permite detectar diferenças significativas em relação ao exposto para os fenómenos globais, apresentando os modos locais parcelas de energia mais relevantes associadas ao movimento vertical da laje do tabuleiro. Conhecendo os resultados experimentais, é sabido que se pretende identificar modos de vibração do segundo tramo em estudo que podem ser distinguidos pela observação do gráfico referido, já que a energia relativa associada aos *clusters* do tramo em causa é significativa (Figura 5.11).

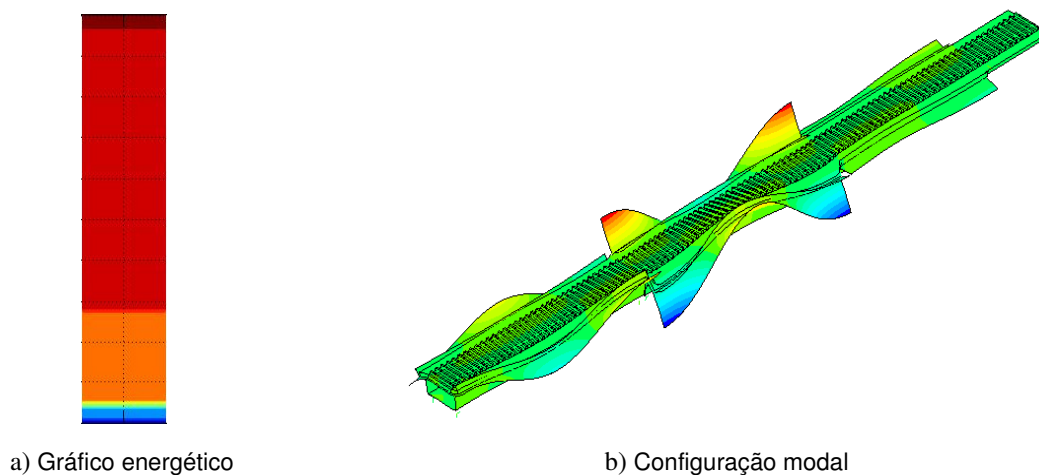


Figura 5.11 – Representação do vigésimo primeiro modo numérico

Como afirmado anteriormente, a análise da figura permite concluir que o modo em questão apresenta fenómenos locais de vibração ao nível das consolas na direcção vertical, concordando as energias relativas calculadas com a respectiva configuração modal.

O estudo da informação obtida pela aplicação do critério energético valida não só os graus de liberdade escolhidos (tal como verificado para os modos globais) mas também a distinção dos *clusters* do segundo tramo face à restante estrutura.

5.3.4. DEFINIÇÃO DA PONDERAÇÃO DAS ENERGIAS

A energia relativa de deformação modal que deve ponderar o valor dos coeficientes MAC, de acordo com a equação (3.9), deve ser determinada através de um estudo realizado especificamente para cada modo de vibração.

O primeiro modo local registado experimentalmente apresenta uma configuração em que são registadas deformações modais importantes nas consolas e, por compatibilização, alguma deformação da laje interior, sendo por isso as parcelas de energia mais relevantes as obtidas para os *cluster* 8 e 12. No que diz respeito ao segundo e terceiro modos locais, as formas modais apresentam deformações mais importantes na laje interior do tabuleiro, logo o valor de energia com maior relevância é obtido para o *cluster* 8 (Quadro 5.3).

Quadro 5.3 - Energias associadas a cada modo de vibração local

Modo vibração	Descrição	Energia relativa de deformação modal
1L	Modo de consola	<i>cluster 8 + cluster 12</i>
2L	Modo de laje interior	<i>cluster 8</i>
3L		

A aplicação do critério energético permite obter uma nova matriz de valores que relacionam os coeficientes MAC, para cada modo numérico, com a respectiva energia dos *clusters* considerados, sendo dado como exemplo, na Figura 5.12, os resultados obtidos para o primeiro modo experimental.

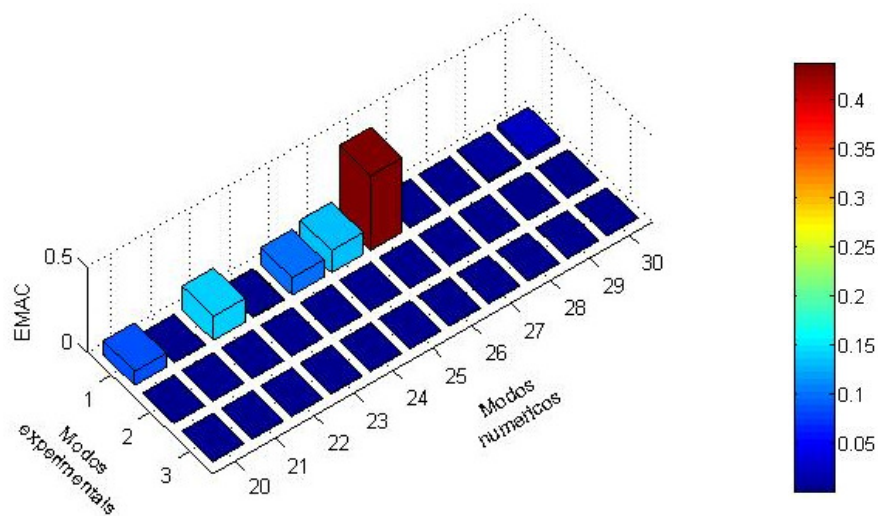


Figura 5.12 – Matriz de coeficientes EMAC para os modos locais

A matriz de coeficientes EMAC demonstra que as diversas possibilidades de correspondência para o modo experimental em causa, que surgiam pela aplicação única do critério de garantia modal, foram reduzidas melhorando a eficiência do processo de emparelhamento dos modos e consequentemente a otimização.

Centrado atenções na variação de propriedades referida na secção 5.2.2 é possível verificar que o modo numérico relacionado com o experimental sofre uma alteração (Figura 5.13).

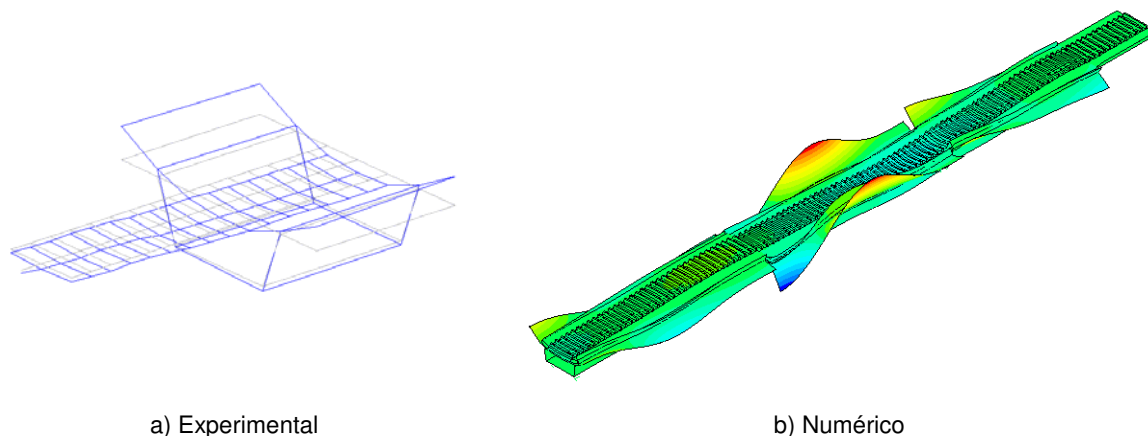


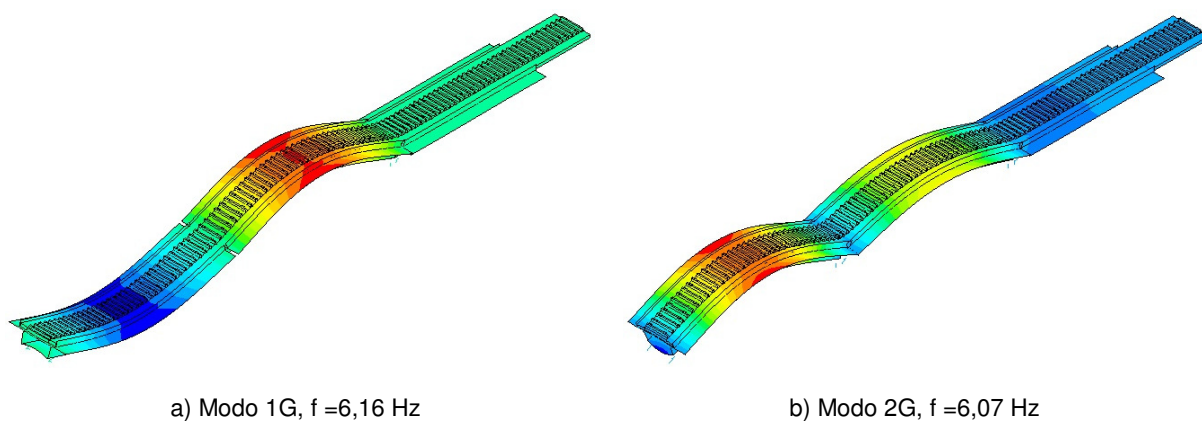
Figura 5.13 – Modos de vibração correspondentes considerando o critério energético de garantia modal

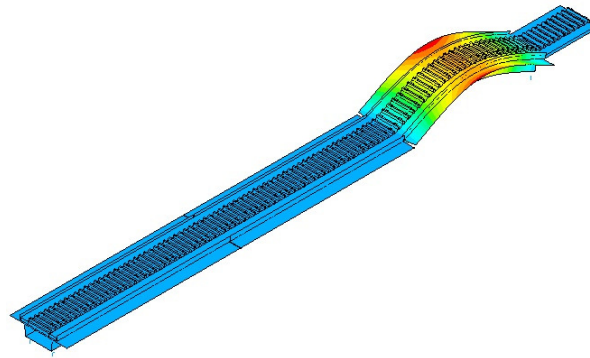
Facilmente se percebe que o modo numérico identificado é um modo de vibração local das consolas do segundo tramo do lado norte, ou seja do tramo em que existe informação experimental e para o qual é possível o processo de identificação modal.

No caso da optimização do modelo numérico do viaduto de Alverca a utilização do critério energético de garantia modal assume uma importância considerável para que sejam atingidos os objectivos pretendidos.

5.3.5. RESULTADOS DA IDENTIFICAÇÃO MODAL

A definição dos critérios que asseguram o emparelhamento dos modos permite, para a estrutura caracterizada de acordo com as propriedades médias iniciais, conhecer as formas modais numéricas correspondentes aos resultados experimentais (Figura 5.14 e Figura 5.15).

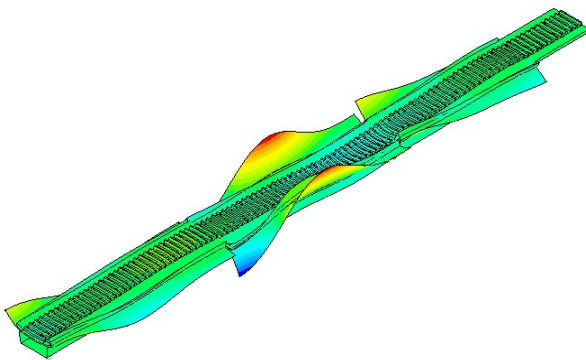




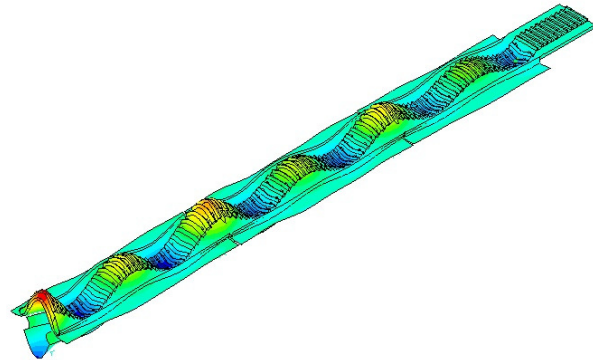
c) Modo 3G, $f = 9,13$ Hz

Figura 5.14 – Modos de vibração globais numéricos correspondentes aos experimentais

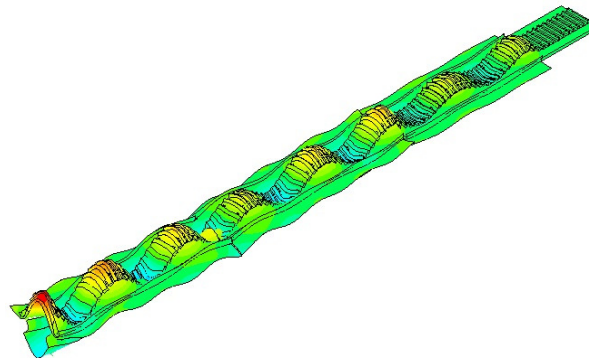
A análise da Figura 5.14 permite verificar que o modo numérico correspondente ao segundo modo experimental apresenta uma frequência mais baixa que aquele que emparelha com o primeiro experimental, ao contrário do que seria de esperar mas corroborando a matriz de coeficientes MAC apresentada na Figura 5.1. Esta incorrecção pode ser explicada por uma falha na atribuição de alguma propriedade à estrutura, facto que será abordado na secção 5.4.1.7.



a) Modo 1L, $f = 27,54$ Hz



b) Modo 2L, $f = 48,22$ Hz



c) Modo 3L, $f = 55,97$ Hz

Figura 5.15 – Modos de vibração locais numéricos correspondentes aos experimentais

Como seria de esperar os valores encontrados para as frequências, quer para modos globais quer para modos locais, estão bastante afastados dos resultados experimentais, sinal inequívoco da necessidade de proceder a uma optimização do modelo numérico para que este se aproxime da realidade. No entanto, a existência de coeficientes MAC elevados comprova que o modelo numérico mesmo caracterizado com as propriedades médias iniciais reflecte de forma aceitável as características dinâmicas da estrutura. Estas informações obtidas da aplicação do critério de garantia modal e do complementar critério energético validam, em termos gerais, as considerações realizadas na construção do modelo numérico.

5.4. PROCESSO DE OPTIMIZAÇÃO

A evolução das exigências quanto à pormenorização e grau de detalhe dos estudos a desenvolver sobre estruturas ferroviária, conduz a que se utilizem, com uma frequência crescente, um conjunto de ferramentas com o intuito de proporcionar as condições adequadas para levar a cabo as análises pretendidas. Dentro deste conjunto de meios, assume-se com especial importância a optimização estrutural e todos os processos que lhe estão associadas.

5.4.1. PARAMETRIZAÇÃO DO PROBLEMA

As pontes e viadutos ferroviários, bem como outras obras do ramo da Engenharia Civil, são estruturas com um grau de complexidade considerável. Os parâmetros que definem o seu comportamento podem ser vários e passíveis de serem estabelecidos com base em incertezas e imprecisões. A determinação dos modelos de comportamento dos materiais e a variabilidade das propriedades geométrica são duas das causas que levam ao surgimento das referidas ambiguidades na caracterização de uma estrutura.

Na fase de projecto são adoptadas propriedades médias, consideração que não se compadece com os objectivos de modelar o comportamento dinâmico, já que podem existir desvios importantes em relação ao valores reais. Com o desenvolvimento do presente trabalho foi encontrada, inclusive, motivação para alterar significativamente algumas das características assumida na fase de modelação dada a dúvida considerável que lhes esta associada.

O estabelecimento de intervalos de variação para as diversas propriedades fez uso de relações estatísticas assumindo uma distribuição normal, considerando um quantilho inferior de 5% e um quantilho superior de 95%, exceptuando os casos em que a literatura da especialidade já refere intervalos específicos de variabilidade ou distribuições probabilísticas particulares.

5.4.1.1. Geometria dos elementos de betão

A incerteza ligada à geometria dos elementos de betão depende sobretudo do tipo de obra a realizar e respectivos métodos construtivos. As normas em vigor definem, para ter em conta estas incertezas, distribuições probabilísticas e tolerâncias geométricas associadas. No caso concreto do viaduto de Alverca apenas faz sentido considerar uma variabilidade das propriedades geométricas da espessura da laje do tabuleiro betonada *in situ*, já que a natureza pré-fabricada da viga tipo U leva a que esta seja sujeita a um elevado controlo de qualidade em fase de fabrico.

Vários estudos anteriores foram realizados sobre esta matéria encontrando-se na bibliografia conclusões para o tema em questão. No entanto uma análise aos registos bibliográficos sobre este assunto permite concluir que não existe unanimidade entre os autores em relação às tolerâncias a considerar.

O facto de vários estudos definirem intervalos de variação distintos para as propriedades geométricas exige especial prudência na estimativa da variabilidade deste parâmetro. Entre os estudos referidos, o realizado pelo *Joint Committee on Structural Safety* (JCSS, 2001), enuncia conclusões que parecem razoáveis para esta temática, deste modo para elementos em que a dimensão em relação à qual existe incerteza tem até 1m, a variabilidade geométrica pode ser considerada adoptando uma distribuição normal com média e desvio padrão apresentados nas expressões seguintes:

$$\begin{aligned} \text{i. } & Y = X - X_{\text{nom}} \\ \text{ii. } & 0 \leq \sigma_Y = 0,003 \cdot X_{\text{nom}} \leq 3 \text{ [mm]} \\ \text{iii. } & \sigma_Y = 4 + 0,006 \cdot X_{\text{nom}} \leq 10 \text{ [mm]} \end{aligned} \quad (5.1)$$

Assim, aplicando o definido à laje do tabuleiro da estrutura em estudo, são determinados os valores apresentados no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 - Desvios possíveis na geometria da laje betonada *in situ*

	X_{nom} [mm]	σ_Y [mm]	Limite inferior [mm]	Limite superior [mm]	Amplitude [mm]
Laje interior	273	5,638	263,75	282,25	9,25
Consolas	238	5,428	229,10	246,90	8,90

A consideração de estudos de outros autores em relação ao tema permite definir, em média, uma variação admissível de 10 a 15mm para a espessura da laje. Assim, no caso em análise adoptou-se uma variação (CV_{bet}) de 4%, tendo esta conclusão como base o definido pelo JCSS (2001) mas considerando igualmente outros estudos ou regulamentos que abordam a questão, nomeadamente MC90, Rhixhy, e Mirza e Macgregor (Henriques, 1998 e Wiśniewski, 2007).

5.4.1.2. Massa volúmica do betão

A densidade do betão (ρ_{bet}) é uma propriedade que pode apresentar variações importantes tendo implicações relevantes na massa da estrutura. Esta temática é abordada na norma espanhola IAPF (2010) que estabelece um valor médio para a massa volúmica do material e define um coeficiente de variação de 5%. Por seu turno o JCSS (2001) estudou a variabilidade da densidade de diversos materiais, definindo para o betão um coeficiente de variação de 4%.

A consideração dos estudos referidos conduz, para a estrutura em estudo, à definição de uma variação de 5% em relação ao valor médio da massa volúmica do betão simples.

Quadro 5.5 - Desvios possíveis na massa volúmica do betão

	X_{nom} [kg/m ³]	σ_Y [kg/m ³]	Limite inferior [kg/m ³]	Limite superior [kg/m ³]
Massa volúmica	2446,50	122,33	2310,08	2712,16

Na determinação do intervalo de variação deste parâmetro foi necessário considerar a armadura existente na secção, tendo sido adoptada uma armadura média equivalente à existente ao longo do desenvolvimento do viaduto.

5.4.1.3. Módulo de elasticidade do betão

O betão é um material que assume um comportamento difícil de modelar estando as suas características sujeitas a uma variabilidade considerável. O módulo de elasticidade é fortemente dependente da resistência à compressão do material, estando por isso estes dois parâmetros interligados.

Mirza e MacGregor (1979) realizaram um estudo sobre a variabilidade do módulo de elasticidade do betão, definindo coeficientes de variação com base em diversos estudos empíricos. Segundo os referidos autores o módulo de elasticidade inicial pode apresentar um coeficiente de variação de 8% enquanto que o secante pode variar cerca de 12%, assim o intervalo de variabilidade para esta propriedade pode ser definido por valores entre 8% e 12%. Contudo, uma vez que o módulo de elasticidade secante é, segundo os autores em causa, obtido para uma tensão correspondente a 30% da resistência média à compressão e considerando que esse nível é próximo do estado de serviço, é admissível que o coeficiente de variação tenda para os 12% definidos.

O valor médio considerado para o betão da laje do tabuleiro foi determinado na secção 4.2.1.1, sendo igual a 35.40GPa ($E_{c30/37}$). Considerando os aspectos referidos obtém-se um intervalo de variação que se encontra definido no Quadro 5.6.

Quadro 5.6 - Variação associada ao módulo de elasticidade da laje do tabuleiro

	X_{nom} [GPa]	σ_Y [GPa]	Limite inferior [mm]	Limite superior [mm]	Amplitude [mm]
C30/37	35,40	4,25	28,43	42,37	6,97

Em virtude da laje do tabuleiro ser betonada em obra, processo que está sujeito a erros relevantes, foi considerada a hipótese de cada tramo da estrutura apresentar um módulo de elasticidade diferente (E_{c30} (1), E_{c30} (2), E_{c30} (3)), sendo as propriedades em causa caracterizadas de igual forma e de acordo com o intervalo definido.

Para o betão da viga pré-fabricada foi definido um módulo de elasticidade médio de 38,60GPa de acordo com o definido na secção 4.2.1.1. Contudo, os materiais obtidos num ambiente controlado têm, em regra, uma qualidade superior que conduz, não raras as vezes, a que os materiais oriundos de pré-fabricação apresentem um módulo de elasticidade superior ao preconizado em fase de projecto. De forma a atender a esta possibilidade foi considerada a hipótese do betão pertencer a uma classe superior (C55/67), apresentando como módulo de elasticidade médio (E_{c55}) um valor de 40,94GPa.

Ao abrigo da definição de um coeficiente de variação de 12%, obtém-se um intervalo para o parâmetro em causa que é expresso no Quadro 5.7.

Quadro 5.7 - Variação associada ao modulo de elasticidade da viga pré-fabricada

	X_{nom} [Gpa]	σ_Y [GPa]	Limite inferior [GPa]	Limite superior [GPa]	Amplitude [GPa]
C55/67	40,94	4,91	32,84	49,00	8,05

Atendendo ao elevado controlo de qualidade dos elementos pré-fabricados, pode-se considerar as vigas tipo U de todos os tramos com características semelhantes.

5.4.1.4. Geometria do balastro

As observações *in situ* permitiram determinar que a altura do balastro é pouco variável ao longo do desenvolvimento do viaduto, assumindo-se assim um coeficiente de variação (CV_{bal}) de 5% em relação a essa dimensão. Apesar da pouca variabilidade registada foi detectada na estrutura uma inconformidade na camada inferior do balastro face ao definido em fase de projecto, nomeadamente a altura de 0,313m considerada anteriormente é na verdade igual a 0,25m, facto que foi levado em conta na optimização do problema.

5.4.1.5. Massa volúmica do balastro

Relativamente ao valor da massa volúmica do balastro (ρ_{bal}) devem ser tidas em conta as condições em que o agregado se encontra, resultando este facto numa limitação dos valores a definir para o parâmetro. Assim, para o valor mínimo admissível considera-se a massa volúmica seca igual 1650Kg/m^3 , já para o valor máximo considera-se a massa volúmica saturada que equivale a 2100kg/m^3 (Fortunato, 2005).

5.4.1.6. Módulo de elasticidade do balastro

O módulo de elasticidade do balastro (E_{bal}) apresenta uma variabilidade entre 120MPa e 200MPa. A bibliografia estudada para definir a incerteza associada a este parâmetro fornece um conjunto de valores algo disperso. Face a este facto, foi adoptado o intervalo referido que apresenta um valor inferior baseado na ficha UIC 719-R (2008) e uma fronteira superior fundamentada no estudo realizado por Knothe e Wu (1998).

5.4.1.7. Rigidez dos aparelhos de apoio

As características dos apoios são, regra geral, complexas de modelar devido à dificuldade em definir de forma rigorosa as condições de fronteira. No estudo da presente estrutura foi adoptada, como referido anteriormente, a metodologia proposta por Manterola (2006) que possibilita a modelação do comportamento dinâmico dos aparelhos de apoio considerando a sua geometria e as características do material. O procedimento permite definir a rigidez vertical (K_v) e horizontal (K_h) sendo possível estabelecer uma relação entre estas grandezas (Figura 5.16).

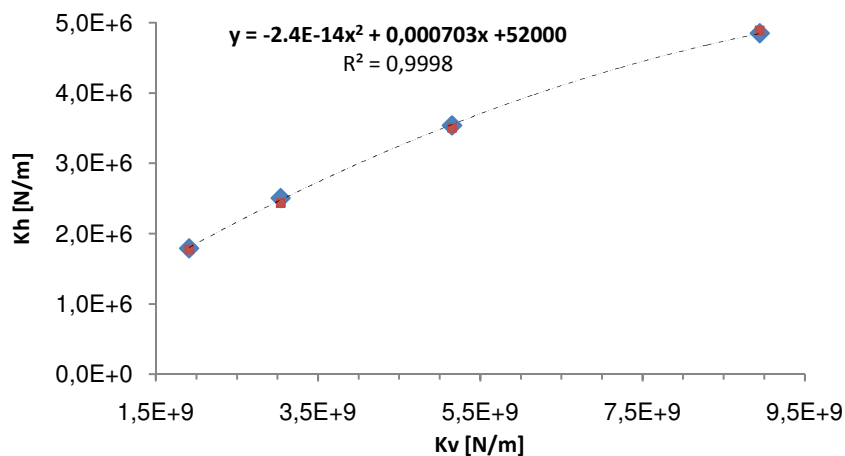


Figura 5.16 – Relação entre a rigidez do apoio na direcção vertical e horizontal

Tendo como base a metodologia referida, numa primeira fase foi considerada apenas a rigidez vertical do apoio como variável no processo de optimização, através da qual era levada em conta a rigidez horizontal fazendo uso da relação entre ambas. Contudo com o decurso das análises realizadas verificou-se que o modelo numérico apresentava uma rigidez menor do que a evidenciada nos resultados experimentais, juntando-se a este facto a correspondência dos modos experimentais globais com os numéricos de ordem trocada, ou seja, o 1º experimental correspondia ao 3º numérico e 2º experimental ao 2º numérico (Figura 5.1). Face à dificuldade do modelo numérico em traduzir adequadamente estes dois aspectos do comportamento da estrutura, foi realizada uma análise paramétrica sobre todas as propriedades materiais e geométricas que influenciam as propriedades dinâmicas, concluindo-se que apenas uma rigidez horizontal dos apoios superior à esperada poderia justificar o afastamento do modelo em relação aos valores experimentais.

Um ensaio de vibração ambiental, como o que permitiu adquirir os parâmetros modais, provoca pequenas deformações na estrutura por estar associado, por definição, a solicitações de baixa intensidade. Perante este cenário é admissível que o comportamento dos elementos de apoio não se ajuste à metodologia considerada como primeira aproximação. O facto de se verificarem baixas deformações pode originar uma não linearidade de contacto no aparelho de apoio que conduza a uma força de atrito maior do que o esperado para um comportamento dinâmico, ou seja, na prática existe uma maior restrição ao movimento horizontal e portanto uma rigidez mais elevada nesta direcção. Este facto permite que a estrutura ganhe rigidez devido ao surgimento de um binário com a via-férrea (Figura 5.17).

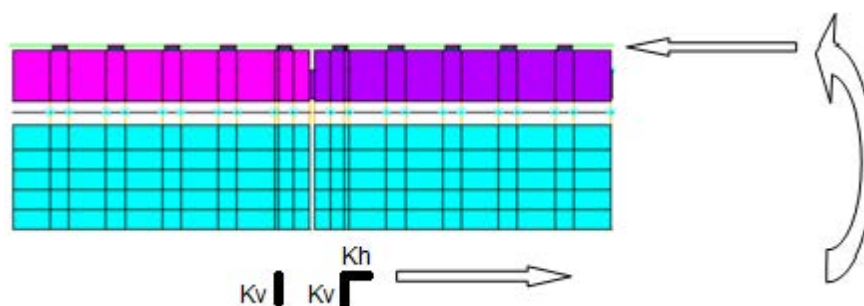


Figura 5.17 – Binário entre a via-férrea e a restrição horizontal do apoio

Dada a incerteza quanto à rigidez adicional a considerar, não foi fixado um intervalo de variação restritivo para este parâmetro, determinando-se uma rigidez mínima de $3,6 \times 10^6$ N/m e um limite máximo 100 vezes superior (Quadro 5.8).

Quadro 5.8 - Intervalo de variação da rigidez horizontal dos apoios

	Limite inferior [N/m]	Limite superior [N/m]
Kh	$3,60 \times 10^6$	$3,60 \times 10^8$

Em relação ao limite máximo a considerar para a variação deste parâmetro foi avaliada a possibilidade, a certo ponto, a restrição ao movimento ser condicionada pela rigidez do pilar. Contudo, este revela uma rigidez elevada, pelo que não condiciona qualquer movimento nesta direcção.

Tendo em atenção que a hipótese do funcionamento mais rígido na direcção horizontal se baseia na consideração de um comportamento não linear seria incorrecto considerar a mesma rigidez horizontal para todos os aparelhos de apoio. Deste modo foram previstas três variáveis distintas para caracterizar as condições de fronteira em cada vão (Kh (1), Kh (2), Kh (3)). Quanto à rigidez vertical foram admi-

tidos os valores definidos na metodologia proposta por Manterola (2006), já que as não linearidades assumidas na direcção horizontal não se verificam quando o aparelho de apoio de neoprene cintado funciona verticalmente (Quadro 5.9).

Quadro 5.9 - Intervalo de variação da rigidez vertical dos apoios

	X_{nom} [N/m]	Limite inferior [N/m]	Limite superior [N/m]	Amplitude [N/m]
Kv	$5,20 \times 10^9$	$1,90 \times 10^9$	$8,90 \times 10^9$	$7,00 \times 10^9$

Todas as considerações referidas nesta secção não impedem que sob acção de tráfego ferroviário, que tem uma intensidade considerável, a rigidez horizontal dos apoios seja compatível com um comportamento dinâmico destes elementos. Esta hipótese é desenvolvida na secção 5.5.

5.4.1.8. Parâmetros definidos

A parametrização do problema conduziu à definição de 13 propriedades materiais e geométricas cuja variação pode influenciar o comportamento dinâmico da estrutura.

Quadro 5.10 - Propriedades a envolver na optimização após a análise de sensibilidade

#	Parâmetro	Unidades	Valor inicial	Limite inferior	Limite superior
1	$1 \pm CV_{bet}$	-	1,00	0,96	1,04
2	ρ_{bet}	kg/m ³	2469,80	2310,08	2712,16
3	E_{c30} (1)	GPa	35,40	28,43	42,37
4	E_{c30} (2)	GPa	35,40	28,43	42,37
5	E_{c30} (3)	GPa	35,40	28,43	42,37
6	E_{c55}	GPa	40,94	32,89	49,00
7	$1 \pm CV_{bal}$	-	1,00	0,95	1,05
8	ρ_{bal}	kg/m ³	2039	1650	2100
9	E_{bal}	MPa	145	80	200
10	Kv	N/m	$5,2 \times 10^9$	$3,0 \times 10^9$	$8,9 \times 10^9$
11	Kh (1)	N/m	$3,6 \times 10^6$	$3,6 \times 10^9$	$3,6 \times 10^8$
12	Kh (2)	N/m	$3,6 \times 10^6$	$3,6 \times 10^9$	$3,6 \times 10^8$
13	Kh (3)	N/m	$3,6 \times 10^6$	$3,6 \times 10^9$	$3,6 \times 10^8$

5.4.2. DADOS EXPERIMENTAIS

A realização de campanhas experimentais devidamente planeadas para caracterizar as propriedades dinâmicas da estrutura permitiu obter diversos dados experimentais apresentados anteriormente na secção 4.4 (Quadro 5.11).

Quadro 5.11 - Frequências naturais dos modos de vibração experimentais

Modo de vibração	Frequência [Hz]
1G	6,76
2G	6,95
3G	9,65
1L	25,48
2L	53,18
3L	60,18

A cada frequência caracterizada experimentalmente surge associado um vector modal que dá origem a um coeficiente MAC quando correlacionado com um vector numérico. Deste modo o problema é definido por 12 respostas que caracterizam a dinâmica da estrutura.

5.4.3. FUNÇÃO OBJECTIVO

Optimizar uma estrutura de Engenharia Civil significa na maioria dos casos determinar a solução que torna mínimo o valor de uma função escalar que traduz as condições do problema. Num processo que envolve algoritmos evolucionários a função objectivo funciona como um meio de avaliar a aptidão de determinado indivíduo face aos resultados experimentais.

No caso do viaduto de Alverca após a parametrização do problema e o conhecimento dos resultados experimentais foi possível definir a seguinte função objectivo:

$$f(f_{num}^i, MAC_i) = \sum_{i=1}^n \left[abs \frac{(f_{num}^i - f_{exp}^i)}{f_{exp}^i} + (1 - MAC_i) \right] \quad (5.2)$$

Nesta expressão, f_{num}^i é o valor da frequência de vibração i do modelo numérico, f_{exp}^i a correspondente frequência experimental e MAC_i o coeficiente que resulta da relação entre o modo experimental e o correspondente modo numérico i .

5.4.4. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

A parametrização da estrutura permitiu definir quais as variáveis cujo valor está associado a alguma incerteza, contudo o facto de estes parâmetros serem em número elevado exige a realização de uma análise de sensibilidade de forma a determinar quais as propriedades mais relevantes para atingir a solução óptima do problema.

Os diversos parâmetros definidos vão formar, através da variação do seu valor, uma população de indivíduos cujo número a gerar não tem uma forma concreta de definição, devendo esta quantidade ser estabelecida com base na complexidade da estrutura e na experiência dos cálculos realizados. No caso do viaduto de Alverca foi feita uma análise considerando 800 indivíduos de modo a que o espaço de variabilidade das diversas propriedades fosse preenchido adequadamente.

Após a formação de uma população inicial recorrendo ao método do hipercubo latino é possível colocar em prática a análise de sensibilidade propriamente dita. Os resultados obtidos deste estudo são representativos do problema caso a parametrização seja a adequada, devendo a variação das proprie-

dades da estrutura permitir ao modelo numérico produzir resultados num intervalo que englobe cada parâmetro da resposta registada experimentalmente (Figura 5.18).

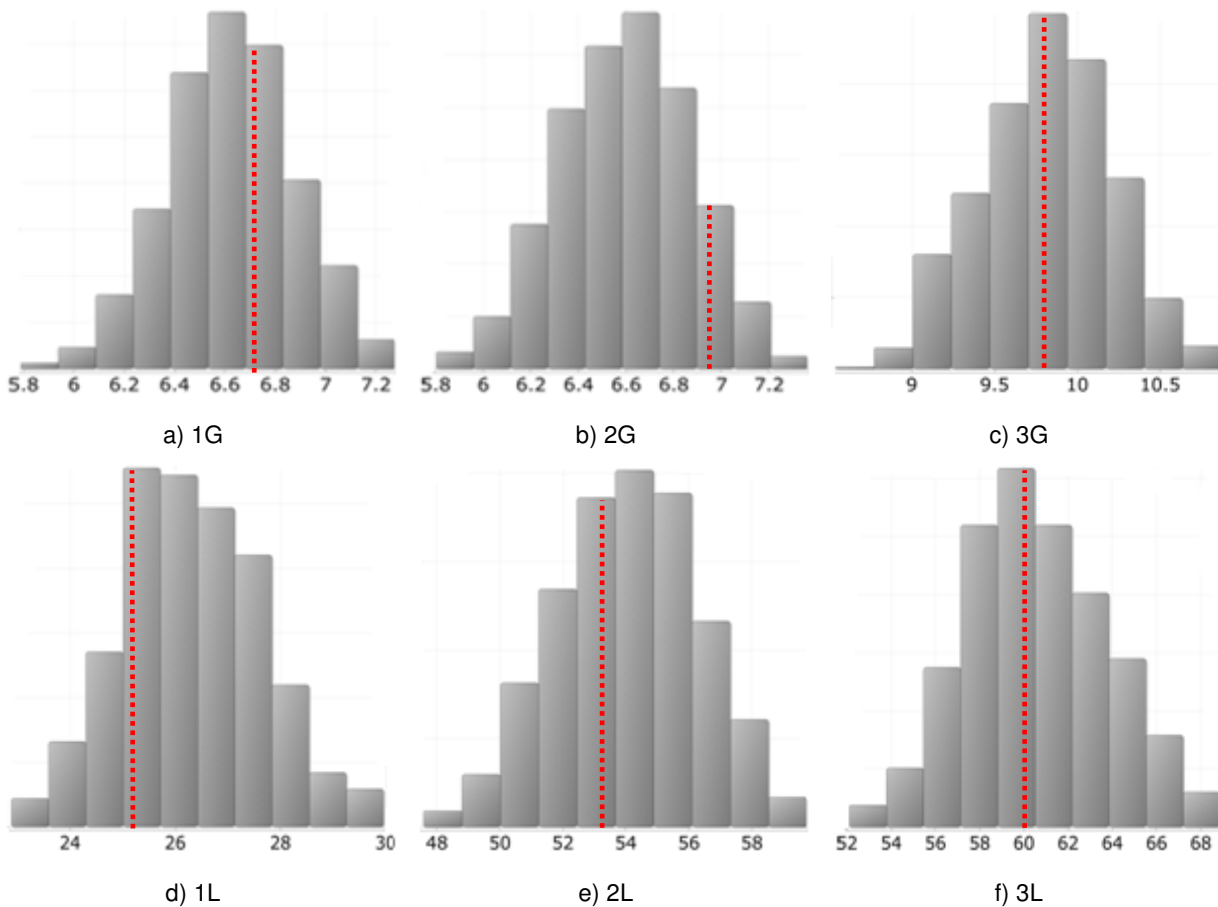
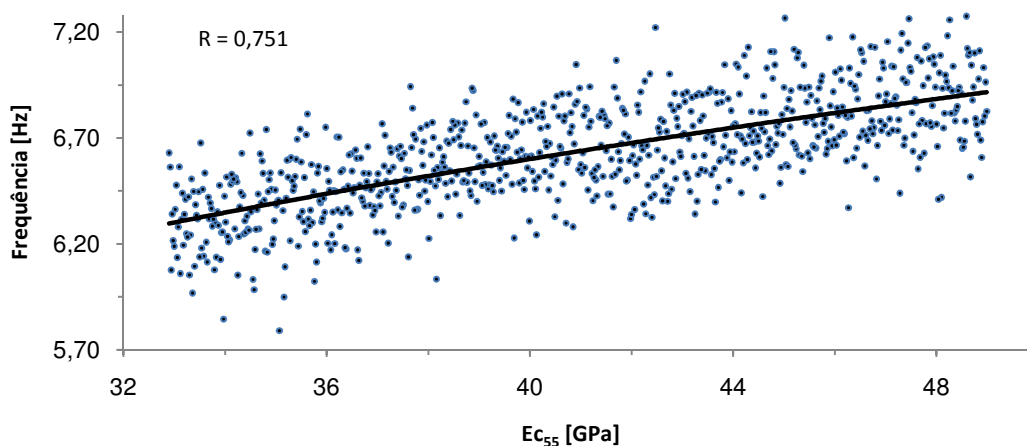


Figura 5.18 – Distribuição das frequências dos modos de vibração considerados na optimização

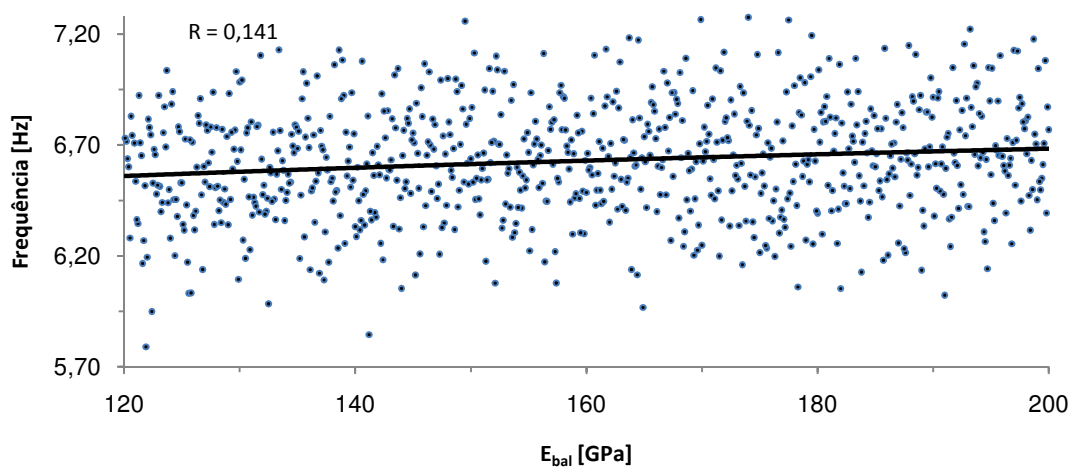
Na figura, no eixo das ordenadas são representados os valores da função de distribuição de probabilidade, no eixo das abcissas os valores das frequências numéricas para os diversos indivíduos, e a recta a tracejado representa o valor da frequência registada experimentalmente.

Caso a condição atrás mencionada não se verifique para alguma frequência experimental é impossível otimizar o comportamento da estrutura apropriadamente, uma vez que a resposta em causa não é em momento algum atingida na resposta do modelo numérico. A satisfação desta exigência, como observado na Figura 5.18, valida a parametrização do problema e permite realizar de forma correcta todos os processos associados a uma optimização, inclusive a análise de sensibilidade.

O programa OptiSLang coloca à disposição do utilizador um conjunto de ferramentas estatísticas que possibilitam aferir a relação entre as diversas propriedades e os parâmetros modais da estrutura. Um coeficiente de correlação alto indica que uma característica da estrutura influencia de forma importante uma determinada resposta.

Figura 5.19 – Dispersão da frequência do modo 1G em função da variação do E_{c55}

No caso representado na Figura 5.19 tendo em conta que a propriedade em causa diz respeito ao módulo de elasticidade da viga pré-fabricada é apresentado um coeficiente de correlação elevado relativamente à resposta abordada, ou seja, a variabilidade da propriedade do betão influencia de forma considerável a frequência de vibração do primeiro modo global. De forma antagónica um coeficiente de correlação baixo revela a insensibilidade de dada frequência experimental à variação de uma característica da estrutura.

Figura 5.20 – Dispersão da frequência do modo 1G em função da variação do E_{bal} .

A Figura 5.20 demonstra que a variação do módulo de elasticidade do balastro não afecta de forma decisiva a resposta em análise, uma vez que para um dado valor desta característica é apresentada uma dispersão apreciável dos resultados da frequência de vibração.

O cálculo de coeficientes de correlação permite conhecer a influência de cada propriedade material ou geometria da estrutura nos parâmetros modais, sendo possível identificar aquelas cuja importância é pouco significativa. Os resultados obtidos podem ser representados sob a forma de uma matriz que facilita a compreensão do problema (Figura 5.21).

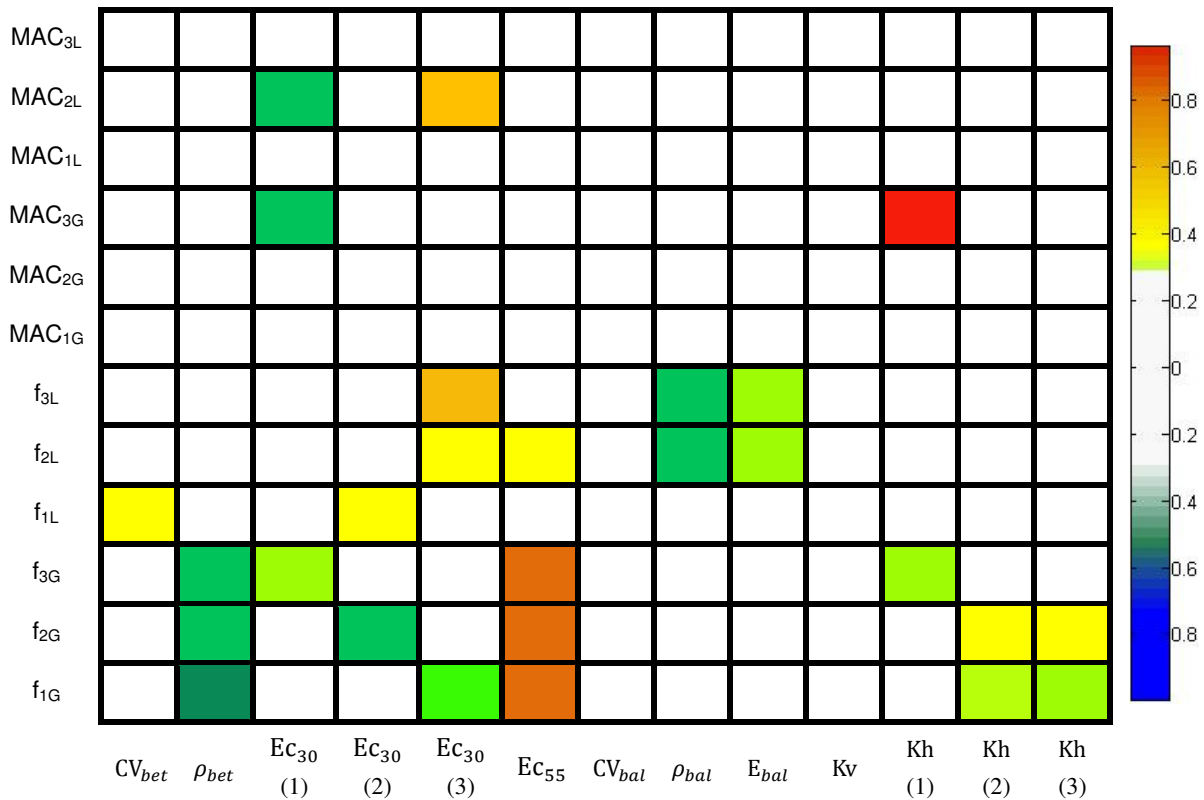


Figura 5.21 – Matriz dos coeficientes de correlação de Spearman

A observação da matriz de coeficientes de correlação permite constatar, num âmbito mais geral, a maior influência nos parâmetros modais por parte das propriedades que influenciam a rigidez do que as relacionadas com a massa da estrutura. Verifica-se igualmente uma disparidade entre as propriedades que influenciam os modos de vibração globais e as que determinam os fenómenos locais. Os primeiros são sobretudo influenciados pelas características da viga pré-fabricada, já nos modos locais as propriedades da laje do tabuleiro assumem um papel preponderante.

Além dos parâmetros referidos outros se mostram importantes na resposta dinâmica da estrutura, por outro lado, os coeficientes de correlação baixos para a variação da altura do balastro (CV_{bal}) e para a rigidez vertical do apoio (K_v) determinam a sua exclusão do processo de optimização. A análise de sensibilidade permite assim definir 11 parâmetros característicos da estrutura a envolver na optimização, um valor inferior às 12 respostas experimentais consideradas, facto que cria um problema de solução determinada com características adequadas para se atingir uma solução convergente pela aplicação do algoritmo genético.

5.4.5. OPTIMIZAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A conclusão da análise de sensibilidade conduz ao conhecimento das variáveis relevantes para os parâmetros modais da estrutura, reunindo-se as condições exigíveis para levar a cabo a optimização. A resolução do problema com vista a obtenção de uma solução óptima estável envolve a realização de várias análises procurando-se obter soluções idênticas, sinal inegável da robustez do algoritmo genético e da correcta definição de todos os aspectos relacionados com o comportamento dinâmico da estrutura. Para o caso da estrutura em estudo foram obtidas três soluções convergentes em que os diversos parâmetros da estrutura assumem valores semelhantes (Quadro 5.12).

Quadro 5.12 – Caracterização das soluções encontradas após a optimização

#	Parâmetro	Unidades	Valor inicial	Valor óptimo		
				Solução 1	Solução 2	Solução 3
1	$1 \pm CV_{bet}$	-	1,00	0,97	0,98	0,98
2	ρ_{bet}	kg/m ³	2469,80	2605,10	2590,40	2628,50
3	$E_{c_{30}}$ (1)	GPa	35,40	30,29	30,07	31,50
4	$E_{c_{30}}$ (2)	GPa	35,40	33,30	33,35	33,77
5	$E_{c_{30}}$ (3)	GPa	35,40	34,60	35,10	34,50
6	$E_{c_{55}}$	GPa	40,94	47,10	48,08	47,90
7	$1 \pm CV_{bal}$	-	1,00	-	-	-
8	ρ_{bal}	kg/m ³	2039	1964,50	1995,90	1960,50
9	E_{bal}	MPa	145	153,40	142,70	139,60
10	K_v	N/m	$5,2 \times 10^9$	-	-	-
11	K_h (1)	N/m	$3,6 \times 10^6$	$1,989 \times 10^8$	$1,877 \times 10^8$	$2,070 \times 10^8$
12	K_h (2)	N/m	$3,6 \times 10^6$	$2,311 \times 10^8$	$2,382 \times 10^8$	$2,330 \times 10^8$
13	K_h (3)	N/m	$3,6 \times 10^6$	$2,490 \times 10^8$	$2,521 \times 10^8$	$2,550 \times 10^8$

O facto de as soluções não serem iguais deve-se ao carácter estocástico do algoritmo genético. Apesar das diferenças, as propriedades com maior influência na resposta dinâmica tendem a apresentar valores próximos nas diversas soluções, não se verificando necessariamente o mesmo para os parâmetros de menor importância. Assim a variabilidade referida deve ser controlada em consonância com a importância de cada propriedade estrutural, calculando-se com esse objectivo a variação percentual em relação à amplitude dos intervalos definidos na parametrização do problema.

Como afirmado anteriormente, os parâmetros referentes à rigidez assumem uma maior influência no comportamento da estrutura do que as propriedades relacionadas com a massa, devendo por isso verificar-se uma maior estabilidade dos diversos valores optimizados (Figura 5.22).

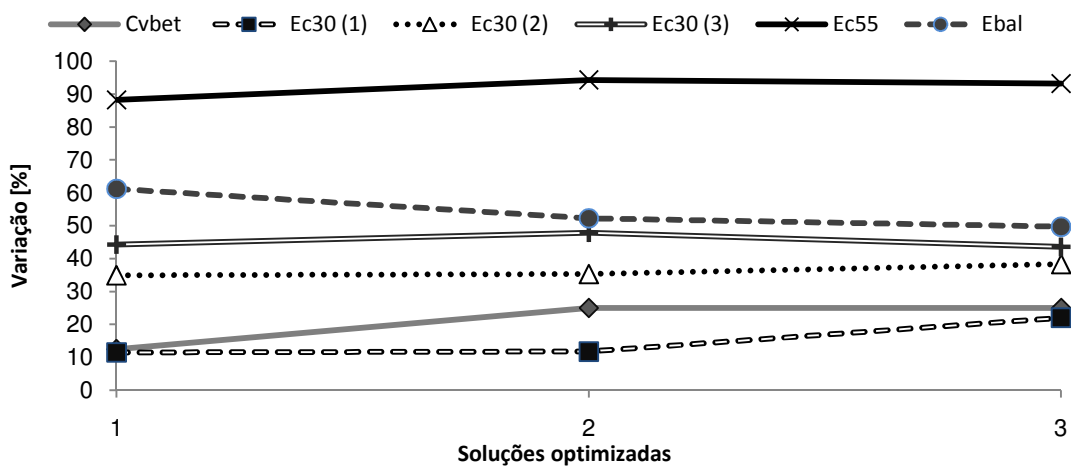


Figura 5.22 – Variação das propriedades que influenciam a rigidez da estrutura

A figura demonstra a estabilidade dos diversos parâmetros, contudo a incerteza associada à geometria dos elementos da laje do tabuleiro, os módulos de elasticidade do betão do primeiro tramo e do balastro destacam-se por apresentar variações superiores às restantes. Apesar deste facto, se for feita uma análise à matriz de coeficientes de correlação (Figura 5.21), conclui-se que estes são os parâmetros relacionados com a rigidez dos elementos estruturais que menor influência têm nas propriedades dinâmicas, explicando-se deste modo a sua variabilidade mais pronunciada.

Embora as imprecisões associadas à geometria dos elementos de betão tenham implicações na massa da estrutura, uma variação deste parâmetro influencia de modo mais significativo a rigidez dos elementos estruturais. Assim, entre as variáveis assumidas na optimização apenas a densidade do balastro e do betão se consideram relacionadas de forma mais determinante com a massa da estrutura.

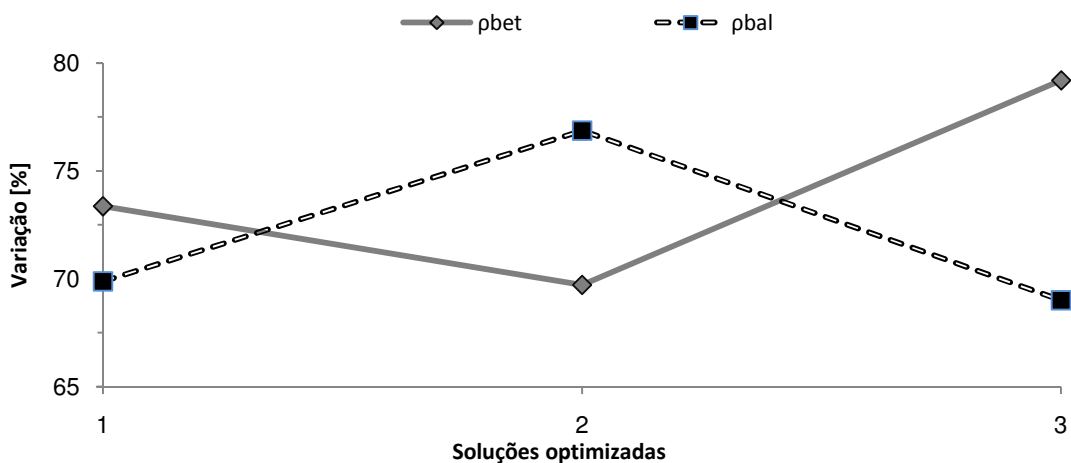


Figura 5.23 – Variação das propriedades que influenciam a massa da estrutura

Na análise à Figura 5.23 é possível observar que a variabilidade encontrada para os parâmetros em causa é razoável tendo em conta a sua importância. O facto de nunca apresentarem a mesma tendência de variação pode ser explicado por um efeito idêntico que ambos têm na estrutura.

Em virtude das especificidades apontadas anteriormente para o funcionamento dos aparelhos de apoio, a variação que está associada à sua rigidez horizontal é analisada isoladamente embora contribua para a rigidez da estrutura (Figura 5.24).

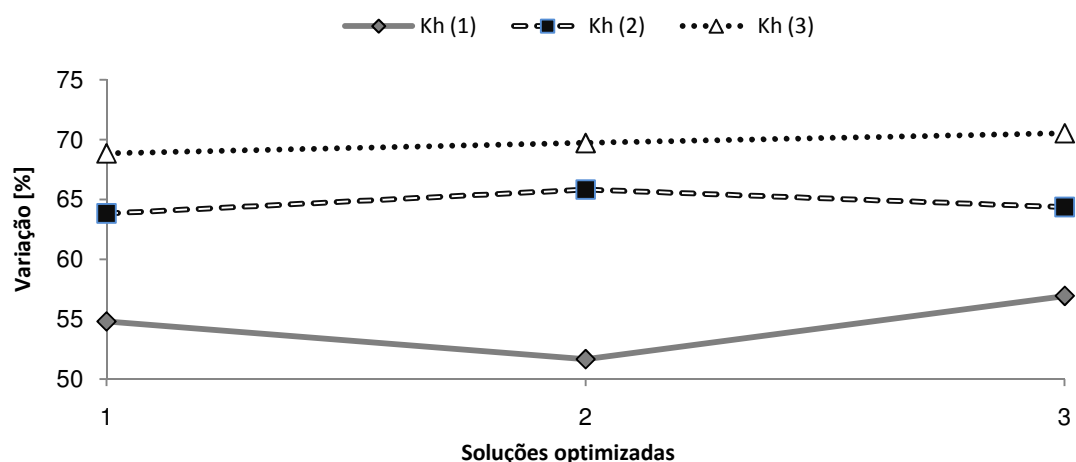


Figura 5.24 – Variação das propriedades que influenciam as condições de apoio da estrutura

Concordando com as restantes propriedades também estas apresentam uma baixa variação entre os três indivíduos que constituem os resultados ótimos para o problema.

A cada solução obtida surgem associadas um conjunto de respostas otimizadas que apresentam desvios em relação aos resultados experimentais (Quadro 5.13)

Quadro 5.13 – Diferenças de cada uma das soluções otimizadas em relação aos valores experimentais

Respostas	Experimental	Solução 1		Solução 2		Solução 3	
		Valores	Erro (%)	Valores	Erro (%)	Valores	Erro (%)
f_{1G} [Hz]	6,76	6,71	0,74	6,73	0,44	6,70	0,89
f_{2G} [Hz]	6,95	6,76	2,73	6,78	2,45	6,74	3,02
f_{3G} [Hz]	9,65	9,78	1,35	9,79	1,45	9,81	1,66
f_{1L} [Hz]	25,48	26,38	3,53	26,68	4,71	26,62	4,50
f_{2L} [Hz]	53,18	53,11	0,13	53,01	0,32	52,90	0,53
f_{3L} [Hz]	60,18	60,36	0,03	60,28	0,02	60,21	0,05
MAC_{1G}	-	0,980	2,00	0,980	2,00	0,978	2,20
MAC_{2G}	-	0,976	2,40	0,960	4,00	0,979	2,21
MAC_{3G}	-	0,963	3,70	0,963	3,70	0,863	3,70
MAC_{1L}	-	0,846	15,40	0,851	14,90	0,862	13,80
MAC_{2L}	-	0,887	11,30	0,888	11,20	0,886	11,40
MAC_{3L}	-	0,867	13,30	0,897	10,30	0,860	14,00

Todas as soluções poderiam constituir um resultado válido para o problema. No entanto como critério de escolha, seleccionou-se aquela cujo valor da função objectivo é mínima. Assim, as propriedades a adoptar para modelar adequadamente as propriedades dinâmicas da estrutura são as que constituem a solução 2.

5.4.6. RESULTADOS DA OPTIMIZAÇÃO

Finalizado o processo de optimização é possível avaliar de forma mais concreta a correspondência entre os resultados numéricos e experimentais.

As características dos modos globais permitem representar as formas modais de maneira a ser perceptível a proximidade entre os valores numéricos e experimentais (Figura 5.25).

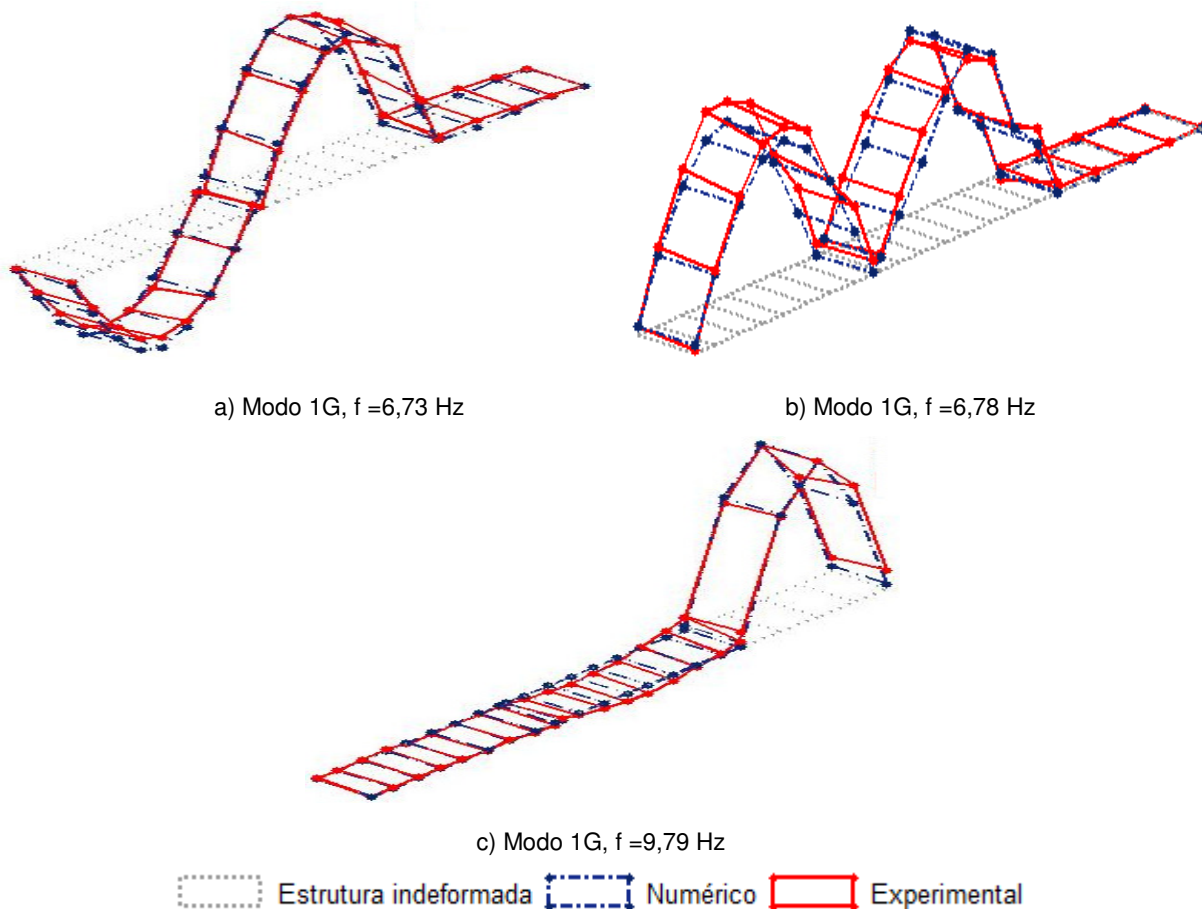


Figura 5.25 – Modos de vibração globais optimizados

A observação da figura permite destacar o correcto emparelhamento dos dois primeiros modos experimentais de configuração global, corrigindo-se um erro importante na resposta do modelo numérico, que foi abordado na secção 5.4.1.7, através de uma adequada parametrização do problema.

Ao contrário dos modos globais as configurações modais locais não permitem uma representação dos resultados experimentais e numéricos de forma simultânea de modo a ser perceptível a sua proximidade, contudo é feita exposição das formas modais obtidas a partir do programa de cálculo ANSYS (Figura 5.26).

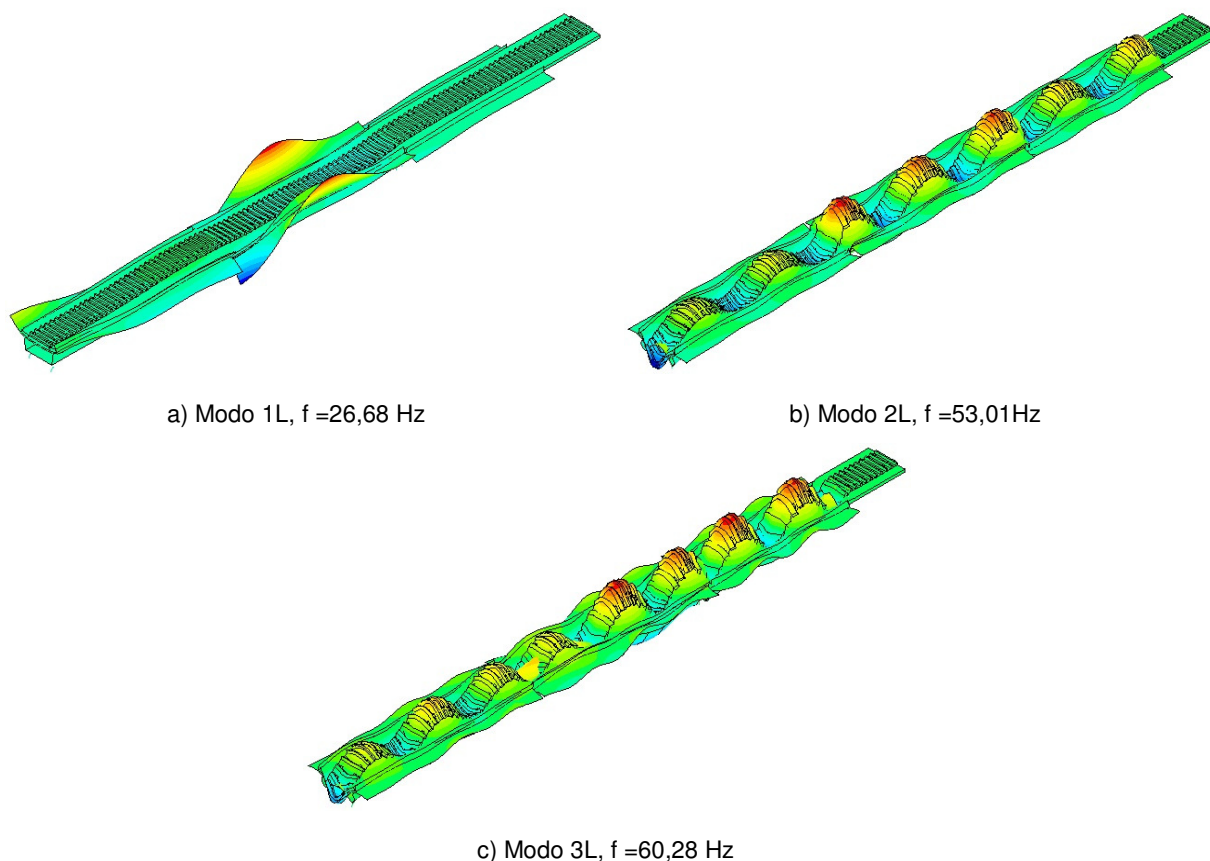


Figura 5.26 – Modos de vibração locais otimizados

Uma comparação entre os resultados obtidos para a estrutura caracterizada de acordo com as propriedades médias e os resultados otimizados, permite detectar importantes diferenças, encontrando-se estes últimos significativamente mais próximos dos valores experimentais quer ao nível das frequências dos modos identificados quer para as formas modais numéricas que correspondem às experimentais.

5.5. ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE APOIO

No processo de optimização foi assumida a existência de uma restrição ao movimento horizontal dos aparelhos de apoios, facto motivado pela solicitação de baixa intensidade no ensaio que permitiu obter as frequências de vibração. Numa situação em que a estrutura seja submetida a uma acção de magnitude superior, como o tráfego ferroviário, qualquer restrição que origine uma elevada rigidez horizontal dos apoios é eliminada. Deste modo é necessário avaliar as condições de apoio compatíveis com o comportamento da estrutura quando submetida a acções consideráveis, recorrendo para isso a uma série de análises dinâmicas e confrontações dos resultados com dados experimentais.

Como referido no capítulo 2, uma análise dinâmica pressupõe a definição de uma série de parâmetros como a frequência limite de análise, o incremento de tempo e o amortecimento estrutural que se basearam, nesta fase, nas recomendações realizadas para o viaduto de Alverca por Fernandes (2010). Assim, foi adoptada uma frequência limite de análise de 60Hz, um incremento de tempo igual a 0,5ms e um coeficiente de amortecimento regulamentar de 1,22%. Estes parâmetros podem ser comprovados numa fase posterior do presente trabalho (6.2), destacando-se o facto de o amortecimento ser abordado com

maior pormenor não implicar uma redefinição do presente estudo já que esta propriedade dinâmica não influencia de modo significativo a resposta em termos de deslocamentos fora da ressonância.

5.5.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS DOS APARELHOS DE APOIO

A rigidez vertical dos apoios apresenta uma baixa influência nas propriedades dinâmicas da estrutura, sendo por esta razão uma propriedade para a qual não foi realizada uma optimização recorrendo ao algoritmo genético. Nestas circunstâncias foi necessário proceder à determinação deste parâmetro através da confrontação directa com os resultados experimentais, obtidos para a circulação na estrutura do Alfa Pendular a uma velocidade de 185km/h (Figura 5.27).

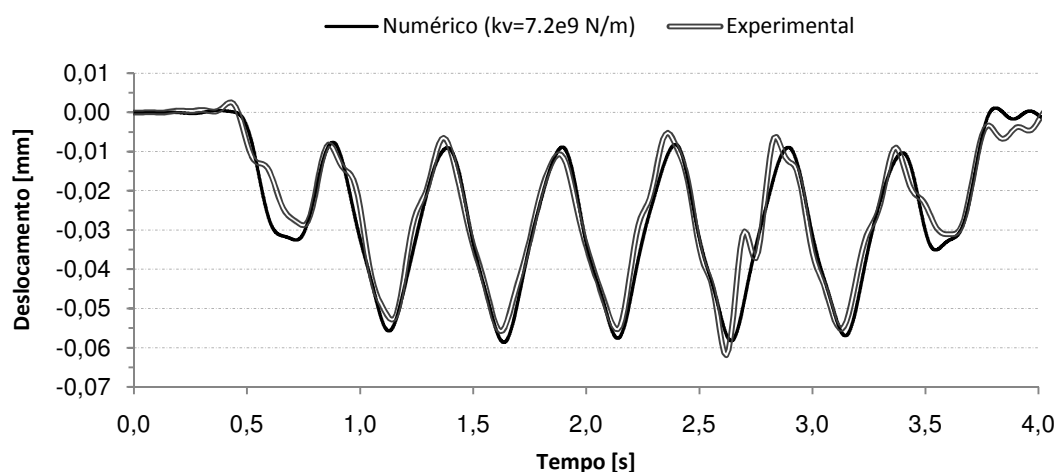


Figura 5.27 – Deslocamento vertical no apoio deslizante do tramo de 21,0m

A determinação do valor indicado para a rigidez vertical do apoio foi feita com base numa análise iterativa de tentativa e erro, dado não existir a possibilidade de recorrer a um processo mais eficaz, chegando-se a um valor final de 7.2×10^9 N/m. A figura apresenta o deslocamento vertical na zona do apoio, permitindo a sua observação concluir que existe uma coincidência assinalável entre os registos, quer ao nível da evolução com o tempo, quer em relação aos valores máximos obtidos.

5.5.2. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DOS APARELHOS DE APOIO

Na análise dinâmica sob tráfego ferroviário os aparelhos de apoio assumem um comportamento condizente com a metodologia proposta por Manterola (2006), já abordada no âmbito deste trabalho. Assim, tirando partido da relação entre a rigidez vertical e a rigidez horizontal foi possível calcular esta última (Quadro 5.14).

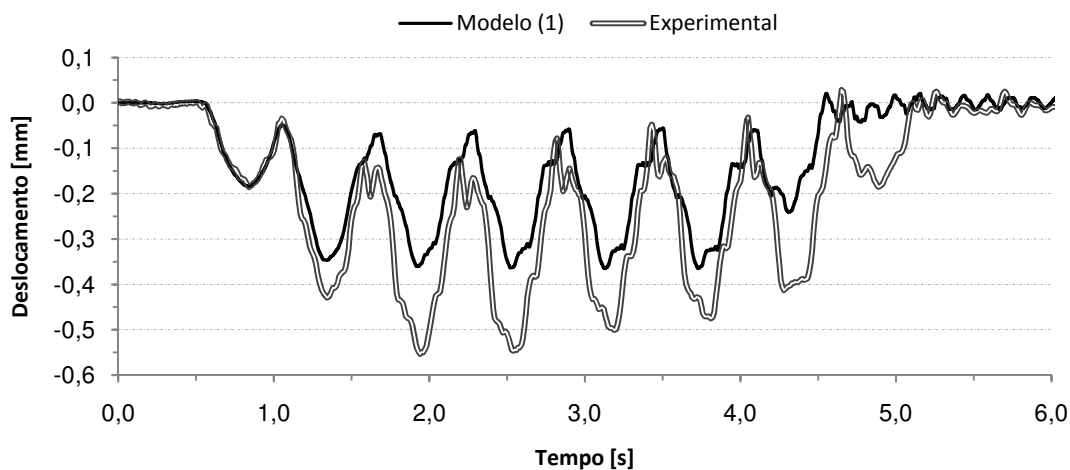
Quadro 5.14 – Características do apoio deslizante do tramo de 21,0m.

Rigidez	[N/m]
K_v (2)	$7,2 \times 10^9$
K_h (2)	$4,4 \times 10^6$

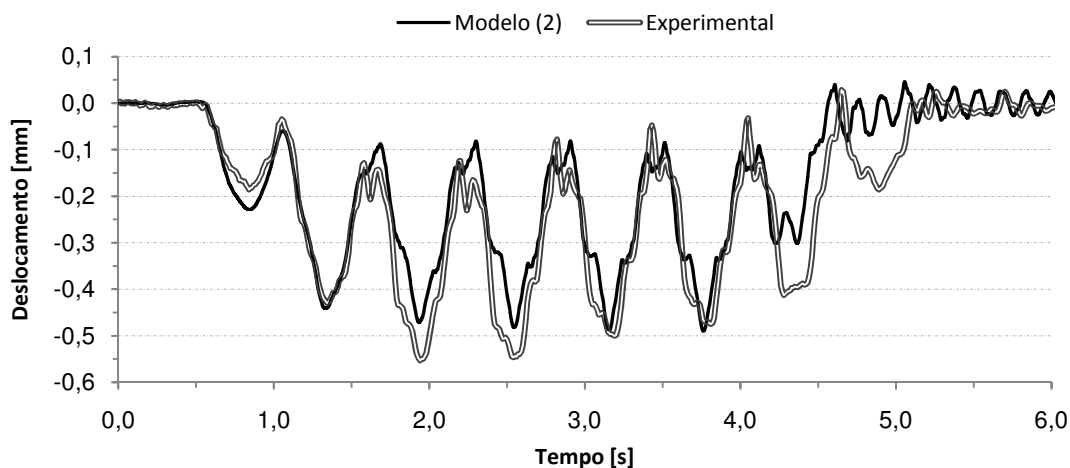
Em virtude da ausência de resultados experimentais para determinar a rigidez vertical ou horizontal dos restantes aparelhos de apoio, assumem-se as mesmas características para os apoios de todos os tramos modelados. A alteração do funcionamento horizontal dos apoios em relação ao assumido na optimização é uma hipótese que se deve justificar, sendo necessário comparar o deslocamento horizontal experimental, devido à circulação de um Alfa Pendular a 154km/h, com o comportamento do modelo optimizado (1) e de um outro (2) equivalente em todas as propriedades, excepto nas condições de apoio (Quadro 5.15 e Figura 5.28).

Quadro 5.15 – Rigidez vertical e horizontal dos diversos aparelhos de apoio

Rigidez	Modelo (1) [N/m]	Modelo (2) [N/m]
Kv (1)	$7,2 \times 10^9$	$7,2 \times 10^9$
Kh (2)	$2,382 \times 10^8$	$4,400 \times 10^6$



a) Modelo (1)



b) Modelo (2)

Figura 5.28 – Deslocamento horizontal no apoio deslizante do tramo de 21,0m

A figura apresenta as comparações dos registos de deslocamentos horizontais numéricos com os experimentais permitindo concluir, como seria de esperar, que existe uma maior exactidão do modelo em que não se considera a restrição ao movimento assumida na optimização. Centrando atenções no referido modelo, a sobreposição dos registos de deslocamentos permite detectar afinidades entre eles, a evolução com o tempo é idêntica e frequentemente os máximos são próximos, contudo verifica-se uma irregularidade no registo experimental não reflectida pelo modelo numérico na sua reposta.

Face às diferenças entre os resultados da análise do modelo numérico e os registos experimentais foram ponderadas algumas razões que potencialmente as justifiquem. A metodologia utilizada para determinar a rigidez horizontal do aparelho de apoio, embora permita obter bons resultados, é aproximada acarretando por si só imprecisões que podem ser causadoras das diferenças encontradas no que aos valores máximos diz respeito. As discrepâncias na evolução dos registos podem ser explicadas por se verificar uma proximidade entre as frequências de vibração fundamentais do tramo em análise e as frequências características dos bogies do comboio, podendo este facto originar uma perturbação da resposta que se manifesta nos apoios devido à sua maior sensibilidade, e que poderia ser atenuada se a análise dinâmica fosse realizada considerando interacção entre a estrutura e o comboio.

Facilmente se conclui, após o resultado da análise realizada, que o modelo (2) se ajusta melhor a uma situação em que a acção actuante na estrutura é intensa.

5.5.2.1. Comparação das respostas

De forma a avaliar o modo como as alterações das condições de apoio influenciam os parâmetros optimizados foi realizada a análise modal para o modelo (2) (Quadro 5.16).

Quadro 5.16 – Valores das características dinâmicas obtidas nos modelos (1) e (2)

		Modo 1G	Modo 2G	Modo 3G	Modo 1L	Modo 2L	Modo 3L
F _{req.} [Hz]	Modelo (1)	6,73	6,78	9,79	26,68	53,01	60,28
	Modelo (2)	6,52	6,49	9,57	26,52	53,01	60,27
MAC	Modelo (1)	0,960	0,980	0,963	0,851	0,888	0,899
	Modelo (2)	0,947	0,979	0,959	0,837	0,888	0,896

Os resultados apresentados, como seria de esperar, estão de acordo com a análise de sensibilidade, revelando-se a rigidez horizontal dos aparelhos de apoio, em regra, mais importante para as respostas que apresentam maiores coeficientes de correlação. A comparação realizada corrobora as hipóteses definidas na parametrização do problema, uma vez que a redução da rigidez horizontal dos apoios diminui o binário com a via-férrea, afectando sobretudo as frequências globais, tendo sido esse o motivo que levou à consideração de em funcionamento dos apoios com maior rigidez durante o ensaio de vibração ambiental.

Atendendo às análises realizadas, o estudo do comportamento dinâmico sob a acção de tráfego ferroviário deve ser realizado considerando as propriedades resultantes do processo de optimização com modificação das condições de apoio (Quadro 5.17).

Quadro 5.17 – Propriedades da estrutura a considerar nas análises dinâmicas por sobreposição modal

#	Parâmetro	Unidades	Valor inicial	Propriedades
1	$1 \pm CV_{bet}$	-	1,00	0,98
2	ρ_{bet}	kg/m ³	2469,80	2590,40
3	$E_{C_{30}}$ (1)	GPa	35,40	30,07
4	$E_{C_{30}}$ (2)	GPa	35,40	33,35
5	$E_{C_{30}}$ (3)	GPa	35,40	35,10
6	$E_{C_{55}}$	GPa	40,94	48,08
7	$1 \pm CV_{bal}$	-	1,00	1,00
8	ρ_{bal}	kg/m ³	2039	1995,90
9	E_{bal}	MPa	145	142,70
10	K_v	N/m	$5,2 \times 10^9$	$7,2 \times 10^9$
11	K_h (1)	N/m	$3,6 \times 10^9$	$4,4 \times 10^6$
12	K_h (2)	N/m	$3,6 \times 10^6$	$4,4 \times 10^6$
13	K_h (3)	N/m	$3,6 \times 10^6$	$4,4 \times 10^6$

Os desenvolvimentos expostos nos capítulos seguintes sustentam de forma ainda mais evidente as opções realizadas quanto ao comportamento dos aparelhos de apoio.

5.6. CONCLUSÕES

Neste capítulo foram desenvolvidos todas as etapas que servem de base à optimização do modelo numérico, desde o processo de identificação modal à aplicação do algoritmo genético.

A modelação considerando as propriedades médias iniciais, baseadas no projecto e na regulamentação actual, revelou um afastamento considerável em relação aos resultados experimentais. O desfasamento das propriedades de uma estrutura em relação ao definido em projecto não é um tema novo e advém de vários factores, incluindo um conjunto de incertezas adjacente à qualidade dos materiais e da execução da estrutura. De forma a quantificar os intervalos das imprecisões referidas foi realizada uma extensa pesquisa bibliográfica, concluindo-se que para algumas propriedades vários autores consideram coeficientes de variação distintos, o que dificulta a parametrização do problema. A caracterização dos vários parâmetros que podem ser definidos com imprecisão é fundamental para a qualidade das soluções da optimização. A observação dos resultados provenientes deste processo leva a concluir que, após a optimização, o afastamento entre as propriedades dinâmicas do modelo numérico e a realidade é reduzida de forma considerável. As divergências detectadas nas três soluções para o problema podem ter diversas origens, nomeadamente experimentais, de modelação e do próprio processo de optimização (Zabel e Brehm, 2008). A eliminação dos referidos erros é, geralmente, difícil.

A optimização realizada baseou-se apenas em parâmetros modais necessitando por isso de ser validada com recurso aos ensaios de vibração forçada realizados.

6

ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA

6.1. INTRODUÇÃO

No capítulo 2 apresentaram-se fundamentos teóricos relacionados com a análise dinâmica de estruturas para circulação de tráfego ferroviário convencional e de alta velocidade. Estes aspectos são desenvolvidos no presente capítulo onde se realiza o estudo do viaduto de Alverca. As análises apresentadas nesta fase dividem-se em duas secções distintas, uma em que os resultados da análise dinâmica do modelo numérico são comparados com os resultados experimentais obtidos devido à circulação do Alfa Pendular a uma velocidade convencional, pretendendo validar a optimização, e outra em que o estudo da resposta dinâmica do modelo é estendido ao tráfego de alta velocidade.

Os pressupostos da avaliação da resposta dinâmica em pontes e viadutos têm sido alvo de investigações relevantes, sendo actualmente colocado em causa o número de modos de vibração que devem contribuir para a resposta do modelo numérico. Uma análise considerando uma frequência limite superior tem influência nos resultados obtidos e acrescenta dificuldades na definição de algumas propriedades dinâmicas, nomeadamente dos coeficientes de amortecimento. As especificações das normas EN1990-A2 (2005) e EN1991-2 (2003) e as recomendações realizadas por Baeßler e Zacher (2008) sobre esta temática são abordadas através da análise do modelo numérico do viaduto de Alverca.

6.2. CARACTERÍSTICAS DA ANÁLISE DINÂMICA

A análise dinâmica, no presente trabalho, é realizada com recurso a uma metodologia numérica considerando cargas móveis. O procedimento de cálculo utilizado implica a definição de uma série de parâmetros que contribuem para a obtenção de resultados adequados para realizar o estudo pretendido.

6.2.1. PARÂMETROS A EXTRAIR DA ANÁLISE DINÂMICA

As grandezas a extrair da análise dinâmica são seleccionadas de modo a que se obtenham resultados importantes para caracterizar a resposta do modelo numérico:

- i. Deslocamento vertical 1/2 viga U, a 1/2 dos tramos de 16,5m e 21,0m;
- ii. Deslocamento vertical a 1/2 laje do tabuleiro, dos tramos de 16,5m e 21,0m;
- iii. Aceleração vertical a 1/2 laje do tabuleiro, a 1/2 dos tramos de 16,5m e 21,0m.

Estes dados, apresentados ao longo do presente capítulo, permitem estabelecer um paralelismo entre o modelo numérico e a estrutura real por comparação com os registos experimentais e realizar o estudo pretendido da resposta dinâmica do modelo numérico em diversas condições.

6.2.2. GAMA DE VELOCIDADES A ANALISAR

A norma EN1991-2 (2003) define um intervalo de velocidades a considerar na análise dinâmica entre os 40m/s (144km/h) e um valor 20% maior que a velocidade máxima considerada para a via ferroviária em exame. Caso o limite seja 350km/h, resulta uma velocidade máxima de análise de 420km/h. De acordo com o referido a análise dinâmica do viaduto de Alverca processa-se para um intervalo de velocidade entre os 140km/h e os 420km/h. Em relação às velocidades intermédias analisadas define-se um incremento de 5km/h, entre duas velocidades sucessivas.

6.2.3. NÚMERO DE MODOS DE VIBRAÇÃO A CONSIDERAR

O critério para definir a frequência limite de análise, com vista à determinação de acelerações nos elementos estruturais está actualmente em discussão, perspectivando-se uma alteração regulamentar a breve trecho. A norma EN1990-A2 (2005) define que devem ser considerados os modos de vibração até uma frequência máxima definida por:

- i. 30Hz;
- ii. 1,5 vezes a frequência do modo fundamental da estrutura;
- iii. Frequência do terceiro modo de vibração;

Atendendo aos resultados obtidos da análise modal, os limites referidos tomam os valores indicados no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 – Frequências limite especificadas na norma (EN1990-A2, 2005)

[Hz]	Vão de 16,5m	Vão de 21,0m
i	30	30
ii - (Freq. 1ºmodo)	$1,5 \times 9,57 = 14,36$	$1,5 \times 6,52 = 9,78$
iii - (Freq. 3ºmodo)	22,64	18,23

Da observação dos dados apresentados conclui-se que a frequência limite de análise a adoptar é 30Hz, uma vez que este valor se apresenta como o máximo entre os limites definidos. O critério apresentado foi desenvolvido com base no estudo de pontes simplesmente apoiadas, explicando-se assim os limites ii e iii que se adequam a estruturas onde apenas as primeiras frequências de vibração controlam a resposta dinâmica. O desenvolvimento de estruturas mais complexas torna a limitação quanto às frequências que determinam o comportamento estrutural mais difícil de realizar.

Como referido na secção 2.3.3.2, investigações recentes têm permitindo estabelecer recomendações complementares ao critério definido na legislação actual, que podem ser encaradas como uma redefinição das especificações regulamentares. Na nova proposta, a frequência limite deve ser o mínimo dos seguintes valores:

- i. 60Hz;
- ii. Frequência do terceiro modo de vibração que pode ser excitado pelo tráfego.

As alterações que têm sido sugeridas não se encontram completamente determinadas, não sendo clara a definição da condição ii. Deste modo, interessa realizar análises até uma frequência de 60Hz para perceber as singularidades da resposta dinâmica e avaliar até que ponto existem condições para adotar uma frequência limite de análise inferior.

Considerando os dois critérios, e com o objectivo de perceber quais as implicações que uma alteração regulamentar poderá ter, é necessário comparar as repostas dinâmicas do modelo numérico com frequências limite de 30Hz e 60Hz.

6.2.4. AMORTECIMENTO

A resposta dinâmica de um sistema estrutural está dependente, de forma considerável, de vários parâmetros relacionados com a massa, rigidez e amortecimento. Se as duas primeiras grandezas referidas foram consideradas na optimização, a última não foi alvo de qualquer tratamento. Este facto ganha especial importância devido à dependência que a resposta dinâmica apresenta do amortecimento estrutural em situações de ressonância.

A norma EN1991-2 (2003) define o amortecimento consoante a tipologia e o vão da estrutura, sugerindo para pontes em betão pré-esforçado o valor dado por:

$$\xi = \begin{cases} 1,0 + 0,07(20 - L); & L < 20 \text{ m} \\ 1,0; & L \geq 20 \text{ m} \end{cases} \quad (6.1)$$

Atendendo à dimensão dos vãos em estudo, 16,5m e 21,0m, opta-se por escolher o menor valor do amortecimento para que a análise seja feita salvaguardando a segurança. Desta forma, como para o vão de 21,0m o amortecimento da estrutura corresponde a 1%, foi este o valor adoptado. O estudo dos efeitos dinâmicos pode ser realizado, conforme referido na secção 2.4.1, com a utilização de cargas móveis ou considerando a modelação do comboio. A consideração de interacção introduz efeitos favoráveis na resposta dinâmica, uma vez que a massa e suspensões dos veículos ferroviários contribuem para o amortecimento estrutural. A exigência computacional da análise considerando interacção é importante, prevendo a regulamentação formas de considerar os efeitos favoráveis no valor do amortecimento estrutural através de métodos aproximados. Assim, a norma EN1991-2 (2003) sugere um acréscimo de amortecimento ($\Delta\xi$) para as análises sem interacção em função do vão (L), de acordo com a expressão (6.2) que dá origem à função representada na Figura 6.1:

$$\Delta\xi = \frac{0.0187L - 0.00064L^2}{1 - 0.0441L - 0.0044L^2 + 0.000255L^3} \quad (6.2)$$

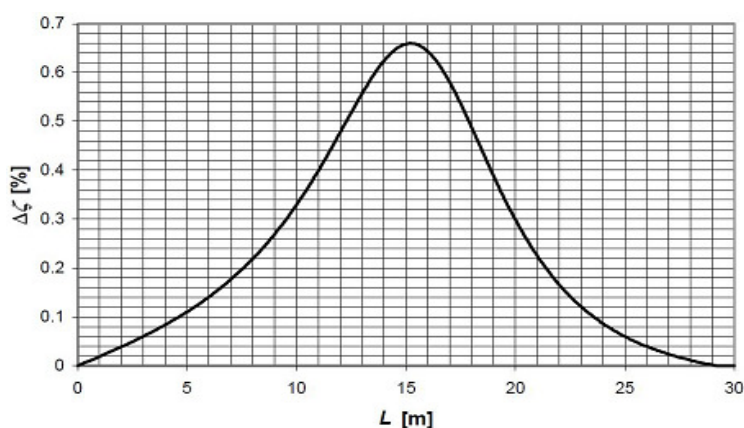


Figura 6.1 – Amortecimento adicional ($\Delta\xi$) em função do vão (L) (adaptado de EN1991-2 (2003))

Considerando o vão de 21,0m como referência, o valor adicional é igual a 0,22%. Assim, o coeficiente de amortecimento total, a considerar na análise dinâmica sem interação, é o resultado da soma do amortecimento estrutural com o amortecimento adicional:

$$\xi_{total} = \xi + \Delta\xi \Leftrightarrow 1 + 0,22 = 1,22\% \quad (6.3)$$

A metodologia apresentada para determinar o amortecimento adicional foi desenvolvida considerando apenas os modos globais da estrutura, não existindo a garantia da sua adequação aos modos locais. Contudo no presente trabalho, adopta-se o valor determinado para qualquer gama de frequências, em virtude de não ser possível na regulamentação actual abordar esta questão de outra forma.

Atendendo ao referido, os pressupostos regulamentares definem o valor do coeficiente de amortecimento como constante para qualquer gama de frequências, facto que se afasta da realidade e origina erros relevantes quando os modos de configuração local são importantes para a resposta dinâmica. Na realidade a cada modo de vibração está associado um coeficiente de amortecimento distinto, uma vez que dependendo da configuração modal se verifica uma maior ou menor dissipação de energia.

A variação dos coeficientes de amortecimento, para os diferentes modos de vibração, torna difícil a sua correcta definição, uma vez que experimentalmente não é viável a caracterização de todos os modos presentes na resposta do modelo numérico. Nas campanhas de ensaios realizadas no viaduto de Alverca foram determinados um conjunto de valores para cada modo identificado, que correspondem aos diversos *setups* de aquisição de dados (Figura 6.2).

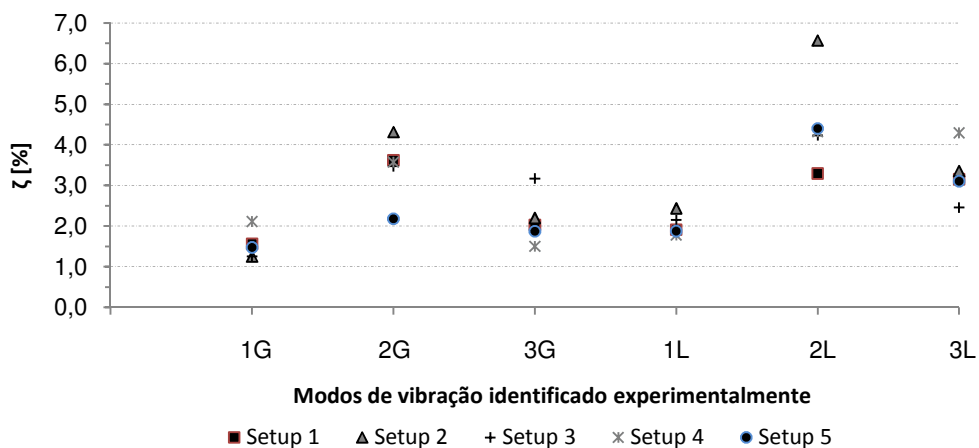


Figura 6.2 – Coeficientes de amortecimento registados em cada *setup* para os diversos modos

Além de uma variabilidade dos coeficientes de amortecimento entre diferentes modos de vibração ainda se verifica uma dispersão da informação experimental, assim a ausência de um número superior de resultados experimentais mais rigorosos coloca entraves à definição de uma lei de amortecimento capaz de aproximar o comportamento do modelo numérico da realidade.

Em virtude da insuficiência de dados experimentais, deve recorrer-se a processos alternativos para que a partir de um conjunto discreto de valores se possa definir o coeficiente de amortecimento a atribuir a cada modos de vibração. No presente caso, foram consideradas diversas hipóteses optando-se por estabelecer analogias entre formas modais, ou seja, a um modo de vibração para o qual não se conhece o coeficiente amortecimento é atribuído um valor, para esta propriedade dinâmica, de uma configuração modal semelhante caracterizada experimentalmente.

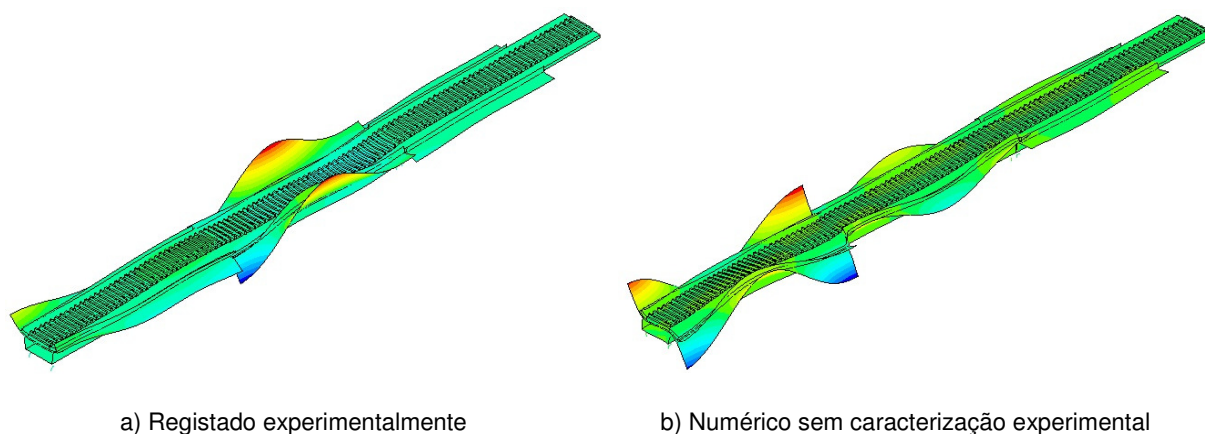


Figura 6.3 – Modos de vibração locais de consola

A Figura 6.3 apresenta um modo local a) registado experimentalmente e um outro b) sem a devida caracterização, apesar das formas modais serem distintas ambas são próprias de fenómenos de vibração de consola. De acordo com as condições definidas, é atribuído ao modo numérico b) um coeficiente de amortecimento idêntico ao de a). Seguindo o mesmo raciocínio para todos os modos numéricos é possível determinar uma lei de amortecimento que embora imprecisa permite estabelecer uma relação de proximidade com a realidade. A dispersão de resultados experimentais para os coeficientes de amortecimentos (Figura 6.2) permite a definição de várias leis plausíveis, contudo procurou-se para cada modo identificado experimentalmente adoptar o valor médio entre os vários dados registados (Figura 6.4).

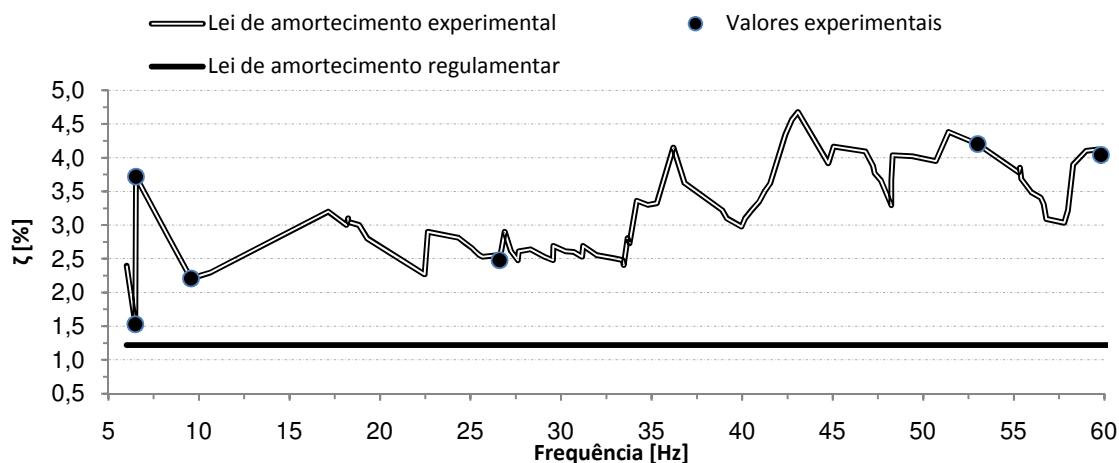


Figura 6.4 – Lei de amortecimento com base experimental e amortecimento regulamentar.

Na figura, adicionalmente, apresenta-se a lei de amortecimento definida regulamentarmente permitindo observar a diferença bastante considerável em relação aos valores baseados na informação experimental. Uma análise à lei de amortecimento estabelecida recorrendo a analogias entre a forma dos modos, permite concluir que existe uma irregularidade patente na sua evolução. Este facto deve-se a determinados modos de vibração numéricos reunirem características de dois ou mais modos registados experimentalmente, tendo nesses casos sido realizada uma ponderação entre os valores dos coeficientes de amortecimento.

6.2.5. INCREMENTO DE TEMPO

A fixação do incremento de tempo (Δt) a considerar na análise dinâmica do viaduto é efectuada com o objectivo de assegurar um rigor adequado nos resultados. Na secção 2.4.1.4, foram referidas três formas para definir este parâmetro, estando os seus valores representados no Quadro 6.2 em função da frequência de vibração limite considerada.

Quadro 6.2 – Incrementos de tempo recomendados.

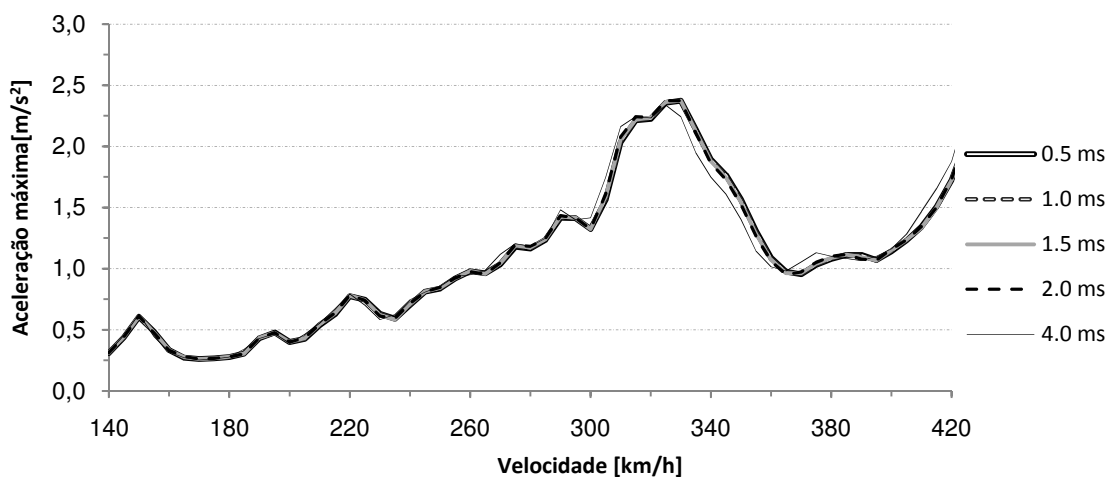
Frequência limite ($f_{lim.}$) [Hz]	30	60
Número de modos	33	86
(2.15) $\Delta t = \frac{1}{8f_{max}}$ [ms]	4,2	2,1
(2.16) $\Delta t = \frac{L}{4nv_{max}}$ [ms]	1,1	0,4
(2.17) $\Delta t = \frac{1}{20f_{max}}$ [ms]	1,7	0,8

 $V_{max} = 420$ km/h $V_{max} = 117$ m/s $L = 16,5$ m

Com o objectivo de avaliar de que forma o incremento de tempo afecta o rigor dos resultados obtidos, em particular das acelerações, foram realizadas análises no modelo numérico para a passagem dos comboios Talgo e TGV, possibilitando este estudo avaliar até que ponto as recomendações supracitadas se adequam ao caso em estudo.

6.2.5.1. Modos de vibração até 30 Hz

Para determinar o incremento de tempo a usar em análises com frequências até 30Hz, consideraram-se os valores de 0,5ms, 1,0ms, 1,5ms, 2,0ms e 4,0ms. Os resultados de acelerações na zona central da laje betonada *in situ*, a meio vão dos tramos de 16,5m e 21,0m devido à passagem do comboio Talgo, encontram-se nas Figura 6.5 e Figura 6.6, respectivamente. Os resultados relativos ao comboio TGV são apresentados no Anexo A2.1.1.

Figura 6.5 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 16,5m variando Δt - Talgo (30Hz)

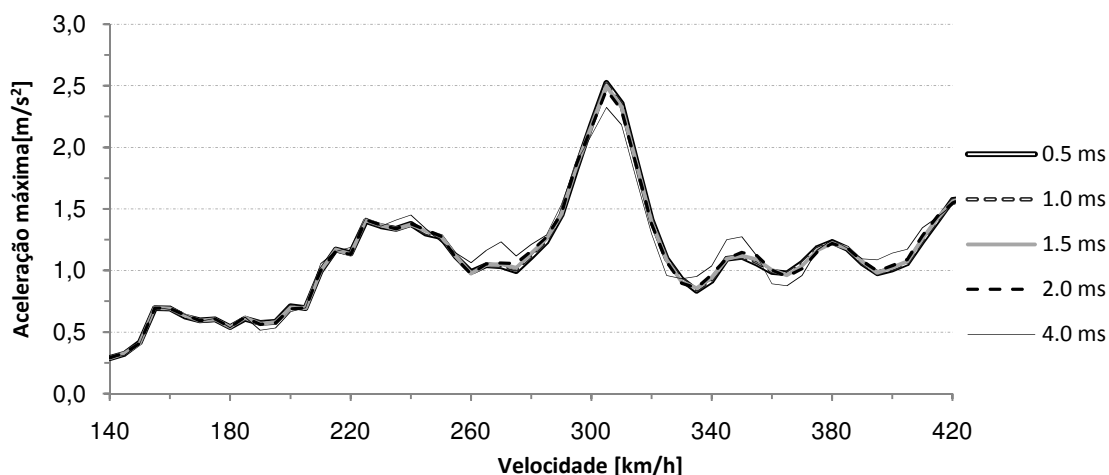


Figura 6.6 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 21,0m variando Δt - Talgo (30Hz)

Analisando as figuras apresentadas conclui-se que um incremento de tempo de 2,0ms é suficiente para obter resultados suficientemente rigorosos, não se verificando uma influência significativa da reduzida discretização no tempo. Deste modo, conclui-se que a equação (2.17) sugere um incremento de tempo mais adequado em comparação com as restantes, surgindo de forma antagónica a equação (2.15) que dita um valor para o parâmetro em causa que se afasta de uma solução rigorosa.

6.2.5.2. Modos de vibração até 60 Hz

De forma idêntica ao realizado para os modos de vibração até 30Hz, para a frequência limite de 60Hz também se realizaram análises dinâmicas considerando diferentes valores para o incremento de tempo, nomeadamente 0,5ms, 1,0ms, 1,5ms e 2,0ms. Os resultados de acelerações máximas na zona central da laje do tabuleiro, devido à acção do comboio Talgo, encontram-se nas Figura 6.7 e Figura 6.8 para os tramos de 16,5 m e 21,0m, respectivamente. Os resultados relativos ao comboio TGV são expostos no Anexo A2.1.2.

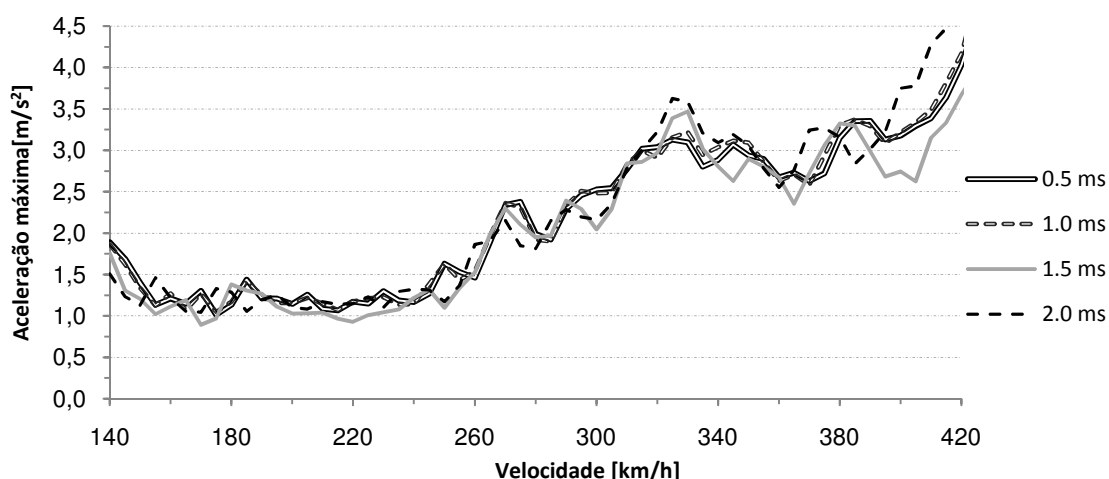


Figura 6.7 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 16,5m variando Δt - Talgo (60Hz)

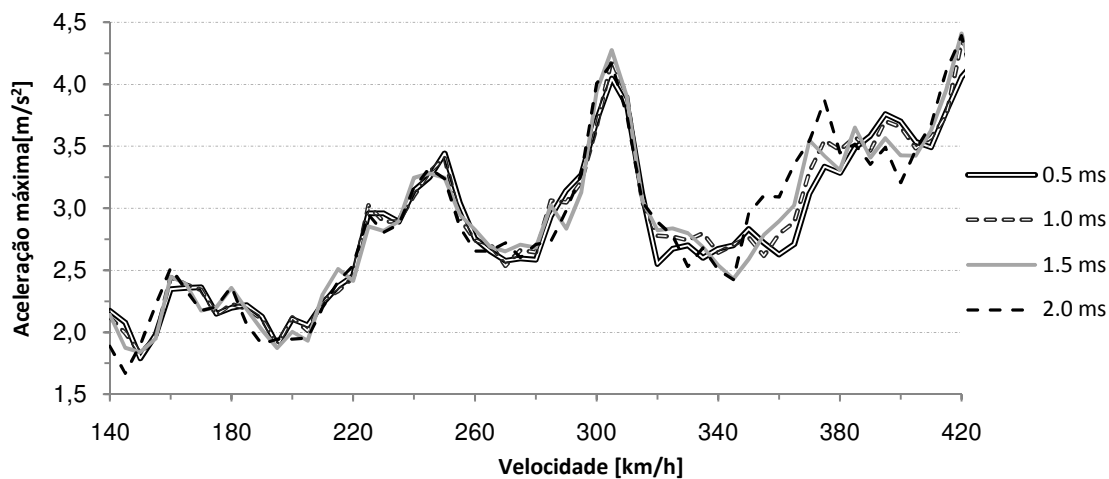


Figura 6.8 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 21,0m variando Δt - Talgo (60Hz)

O aumento do número de modos altera significativamente a exactidão dos resultados produzidos considerando os diversos incrementos de tempo. Um espaçamento de 2,0ms torna-se insuficiente para obter resultados rigorosos, sendo necessário utilizar um valor de 0,5ms que conduz a uma maior discretização no domínio do tempo. Estes resultados permitem concluir que a equação (2.16) fornece um valor adequado para esta gama de frequências, produzindo resultados com rigor, enquanto a equação (2.15) se afasta consideravelmente do pretendido. A equação (2.17) fornece também para este intervalo de frequências um valor próximo do ideal.

6.3. CIRCULAÇÃO A VELOCIDADE CONVENCIONAL

A optimização do modelo numérico incidiu sobre um conjunto de propriedades materiais e geométricas directamente relacionadas com a resposta dinâmica da estrutura, centrando-se todo o processo nos parâmetros modais obtidos experimentalmente. As campanhas experimentais permitiram obter, além de modos e frequências de vibração, um conjunto de respostas que constituem dados de referência com os quais devem ser confrontados os resultados numéricos de forma a avaliar o nível de aproximação da modelação da estrutura à realidade.

Os deslocamentos e acelerações verticais registados experimentalmente foram obtidos devido à passagem na estrutura de um Alfa Pendular a uma velocidade de 185km/h.

6.3.1. DESLOCAMENTOS A MEIO VÃO DOS TRAMOS DE 16,5M E 21,0M

A comparação entre os deslocamentos experimentais e numéricos, para velocidades em que não ocorreram fenómenos de ressonância relevantes, permite adquirir uma medida importante sobre a proximidade entre a rigidez modelada e a real (Figura 6.9 e Figura 6.10).

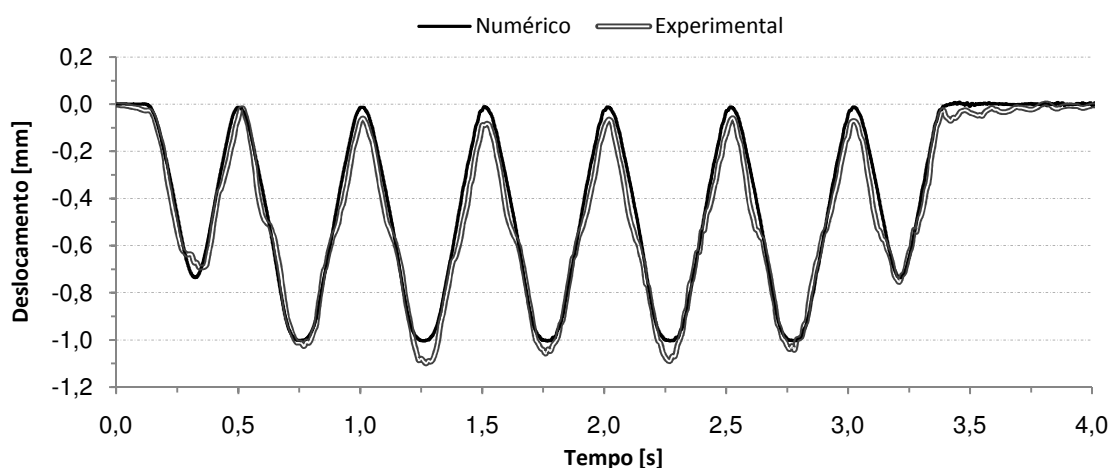


Figura 6.9 – Deslocamento vertical a meio vão do tramo de 16,5 m

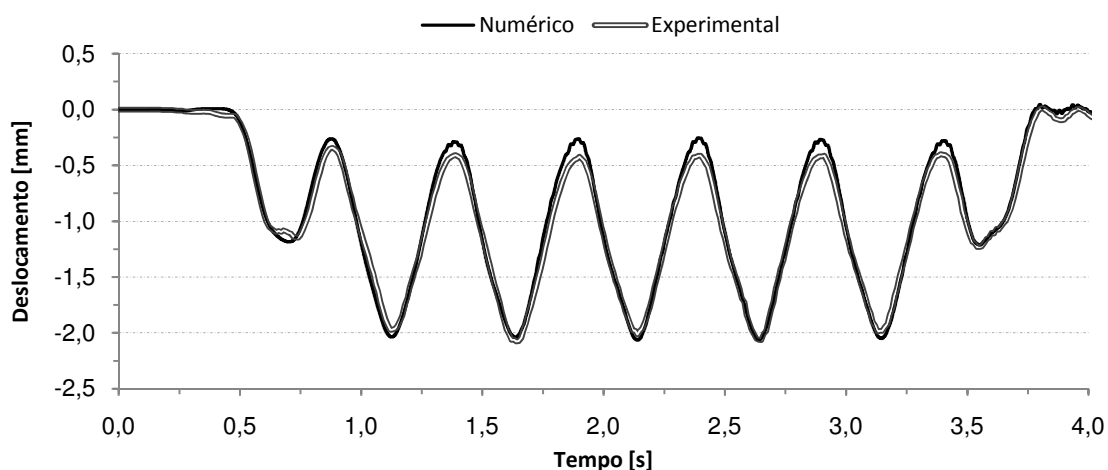


Figura 6.10 – Deslocamento vertical a meio vão do tramo de 21,0m

Para os dois tramos verifica-se que os deslocamentos verticais, na laje inferior da viga pré-fabricada, observados experimentalmente são próximos dos obtidos a partir da resposta do modelo numérico, quer na evolução ao longo do tempo, quer em termos de valores máximos.

A proximidade observada é um sinal inequívoco de que a resposta da estrutura em termos de deslocamentos, devidos à solicitação aplicada, é bem representada pelo modelo numérico.

6.3.2. ACELERAÇÕES A MEIO VÃO DO TRAMO DE 21,0M

As acelerações, obtidas numa análise dinâmica por sobreposição modal, são influenciadas pelo número de modos de vibração considerados, permitindo uma frequência limite de análise superior reproduzir mais fielmente a resposta dinâmica da estrutura. Contudo, o rigor dos resultados encontra-se dependente da atribuição correcta dos coeficientes de amortecimento para cada modo de vibração (Fernandes, 2010). Assim, além da proximidade entre resultados numéricos e experimentais interessa comparar a influência do número de modos e da lei de amortecimento na resposta do modelo numérico para a velocidade em causa.

Com o objectivo de determinar a contribuição de cada modo para o valor máximo de aceleração obtida, foram realizadas análises dinâmicas considerando diversos números de modos e os respectivos coeficientes de amortecimento definidos com base em resultados experimentais (Figura 6.11).

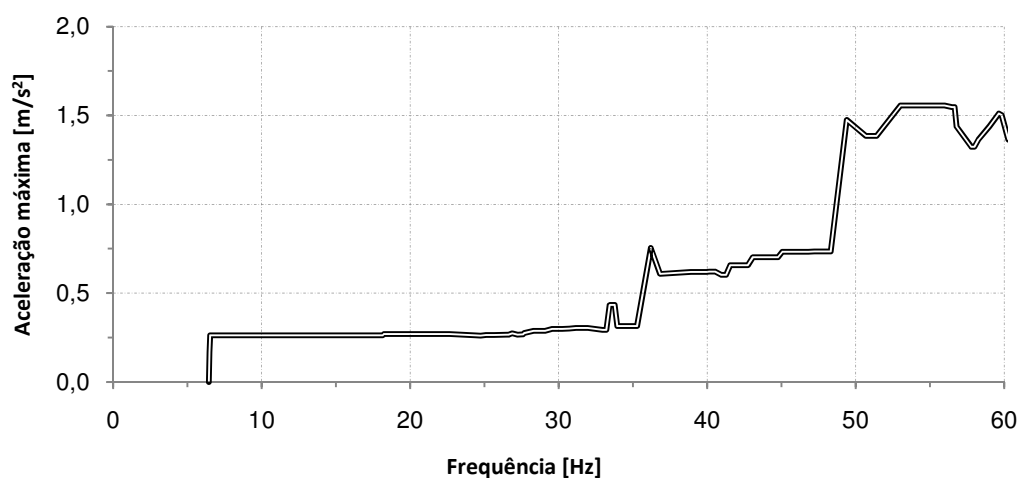


Figura 6.11 – Evolução das acelerações máximas em função da frequência limite adoptada na análise dinâmica do tramo de 21,0m

Na figura, se for seleccionado um valor de uma frequência correspondente a um modo de ordem n , poderá ser obtida a aceleração máxima de uma análise dinâmica que considera todos os modos de vibração até ao escolhido, ou seja, o gráfico representa a evolução da aceleração máxima em função do número de modos considerado numa análise dinâmica.

Uma observação dos resultados apresentados permite verificar que os modos 1G e 2G, característicos do tramo em questão, influenciam de modo importante o resultado em termos de acelerações para uma gama de frequências até aos 30Hz. Para o intervalo entre 30Hz e 60Hz existe um incremento da resposta bastante significativo, sendo esta a gama de frequências em que surgem na estrutura fenómenos locais, sobretudo na laje betonada *in situ*.

6.3.2.1. Análise dos resultados até 30Hz

Considerando a lei de amortecimento definida é possível realizar uma comparação da resposta numérica com a experimental em termos de acelerações até uma frequência de 30Hz (33 modos), valor sugerido na EN1990-A2 (2005) (Figura 6.12).

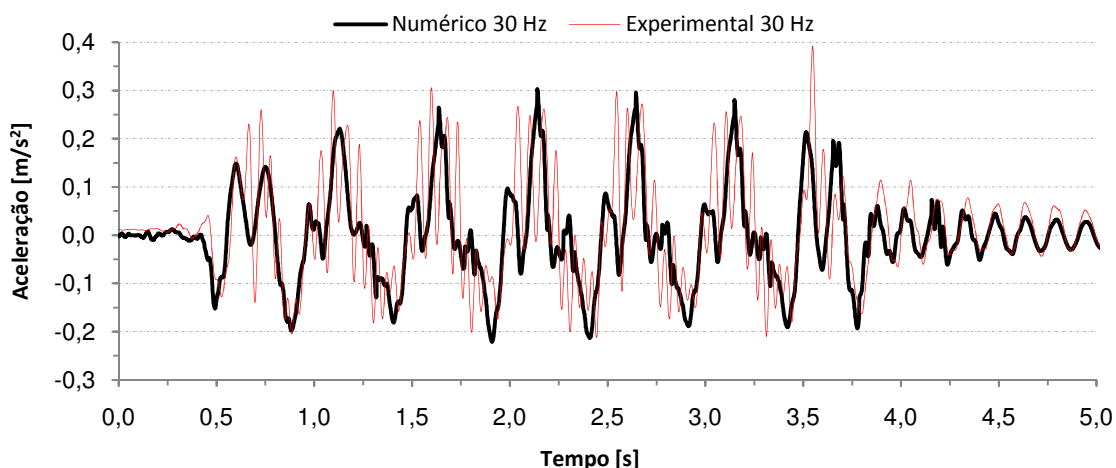


Figura 6.12 – Aceleração vertical a meio vão do tramo de 21,0m (30Hz)

A comparação entre os resultados experimental e numérico, permite observar uma concordância importante entre os registos, quer na evolução ao longo do tempo quer ao nível dos valores de pico. Os resultados numéricos apresentam uma forma mais contínua que os experimentais, facto que pode ser explicado, pela não consideração dos perfis de irregularidades dos rodados do comboio. Uma observação mais cuidada para o tempo compreendido entre os 4s e 5s, correspondente ao regime de vibração livre, permite verificar uma aproximação do decaimento da aceleração entre os diversos períodos de vibração, sinal de que o amortecimento adoptado para a análise numérica não é muito diferente do existente na estrutura real.

6.3.2.2. Análise dos resultados até 60 Hz

Como referido anteriormente, a análise dinâmica considerando como frequência limite os 60Hz (86 modos) tem sido uma hipótese levantada em investigações recentes. Tendo em conta a lei de amortecimentos experimental é possível confrontar os resultados numéricos e experimentais (Figura 6.13).

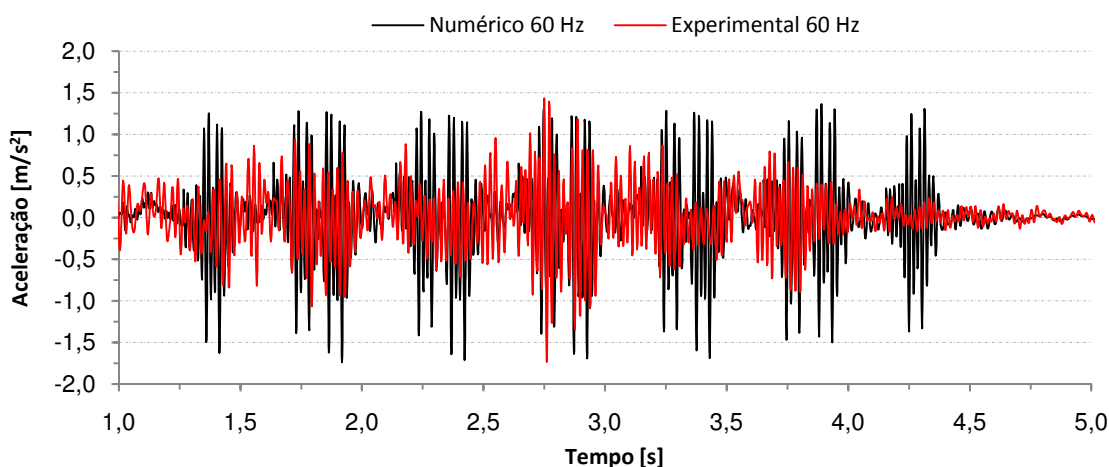


Figura 6.13 – Aceleração vertical a meio vão do tramo de 21,0m (60Hz)

A comparação entre resultados permite detectar conformidades pontuais nos registos de acelerações, a que acresce uma semelhança em termos dos valores máximos. Contudo, o resultado numérico não pode constituir uma aproximação adequada à resposta experimental, devendo deste modo ser feita uma análise da razão das diferenças encontradas. Tendo em consideração a qualidade dos resultados obtidos para uma gama de frequências até aos 30Hz importa analisar, com particular pormenor, a contribuição dos modos de vibração com uma frequência entre os 30Hz e os 60Hz de forma a descortinar eventuais particularidades da resposta (Figura 6.14).

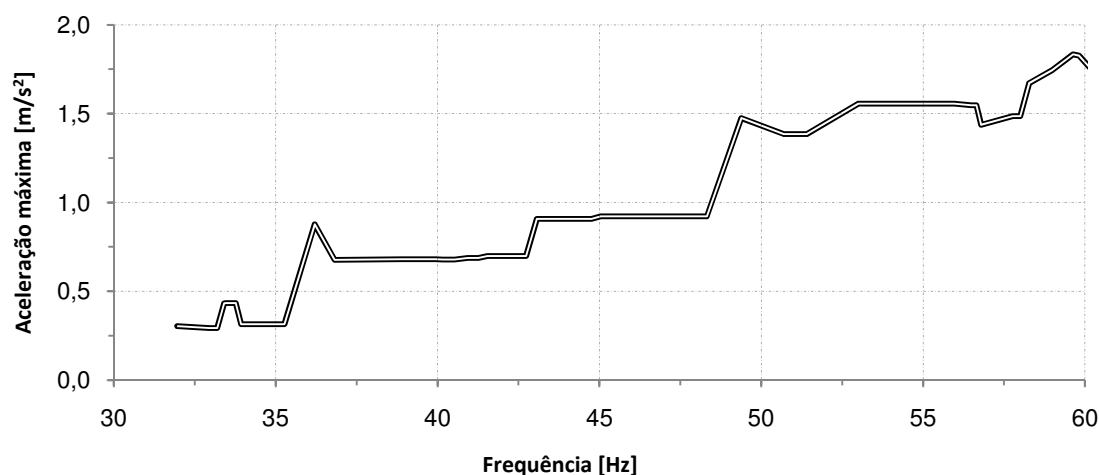


Figura 6.14 – Evolução das acelerações máximas em função da frequência limite adoptada na análise dinâmica do tramo de 21,0m (30Hz-60Hz)

A Figura 6.14 tem um significado semelhante ao da Figura 6.11, permitindo concluir quais os modos mais influentes para a aceleração máximas obtida. As configurações modais que se revelam fundamentais são típicas de fenómenos locais da laje do tabuleiro, destacando-se entre elas duas com especial relevância (Figura 6.15).

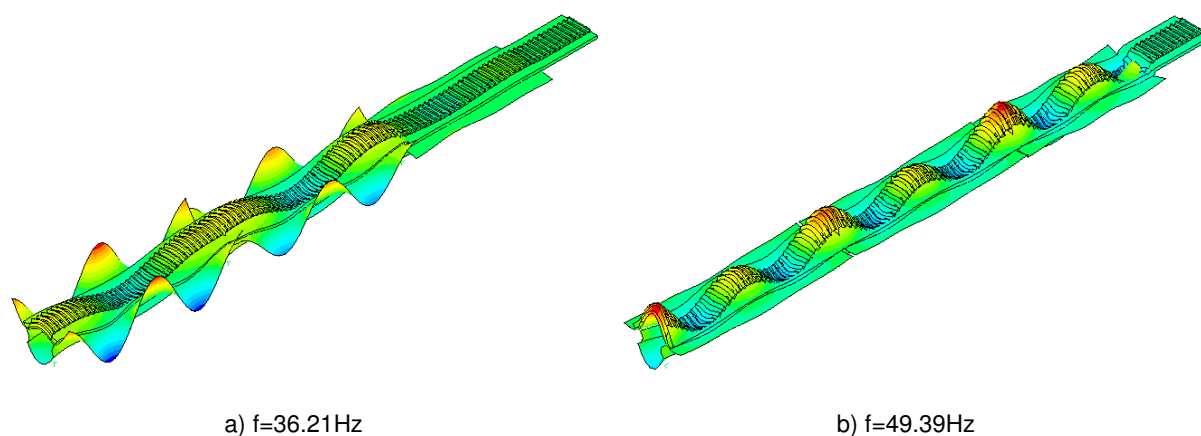


Figura 6.15 – Modos locais da laje interior do tabuleiro

Os modos de vibração apresentados revelam movimentos importantes na zona central da laje do tabuleiro a meio vão do tramo de 21,0m, razão pela qual contribuem de forma tão expressiva para a resposta dinâmica em termos de acelerações. O facto de estes dois modos não terem sido detectados experi-

mentalmente impede a sua caracterização no que ao amortecimento diz respeito. Com o objectivo de compreender a influência do amortecimento atribuído a estas formas modais, realizou-se uma modificação pontual na lei de amortecimento que consistiu em reduzir o valor atribuído aos respectivos coeficientes (Figura 6.16).

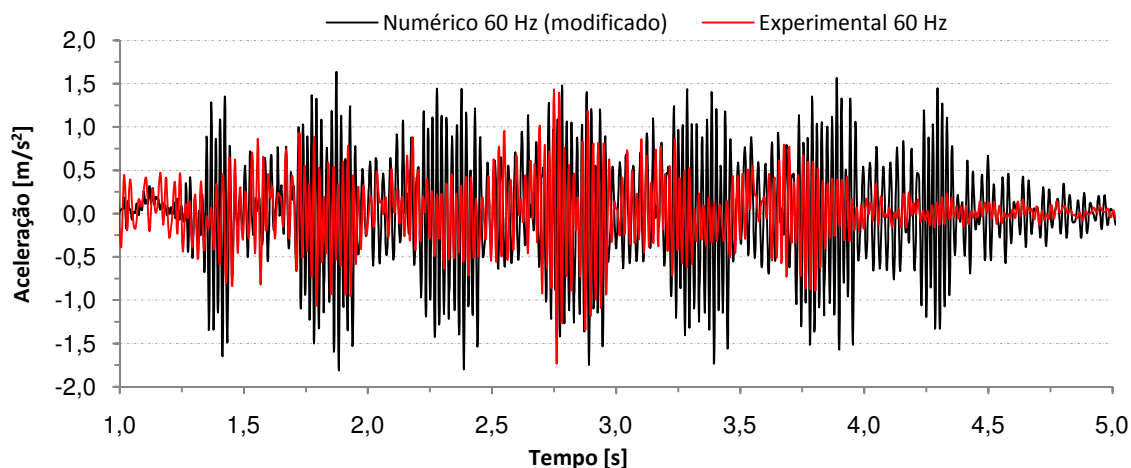


Figura 6.16 – Aceleração vertical a meio vão do tramo de 21,0m considerando alterações pontuais na lei de amortecimento

A comparação entre a Figura 6.13 e Figura 6.16 permite observar uma alteração dos resultados da análise numérica, quer em termos de valores de pico quer na evolução do registo de acelerações. A mudança realizada em apenas dois modos de vibração permitiu alterar significativamente os resultados, sendo então viável afirmar que modificações no coeficiente de amortecimento de outros modos podem, de igual forma, influenciar as acelerações obtidas e aproximar a resposta do modelo numérico da realidade, tarefa dificultada pela insuficiência de valores experimentais para o amortecimentos.

De forma a complementar a análise da influência da definição correcta de uma lei de amortecimento, para o intervalo de frequências em causa, comparou-se os resultados de uma análise numérica considerando o amortecimento definido na regulamentação com os dados experimentais (Figura 6.17).

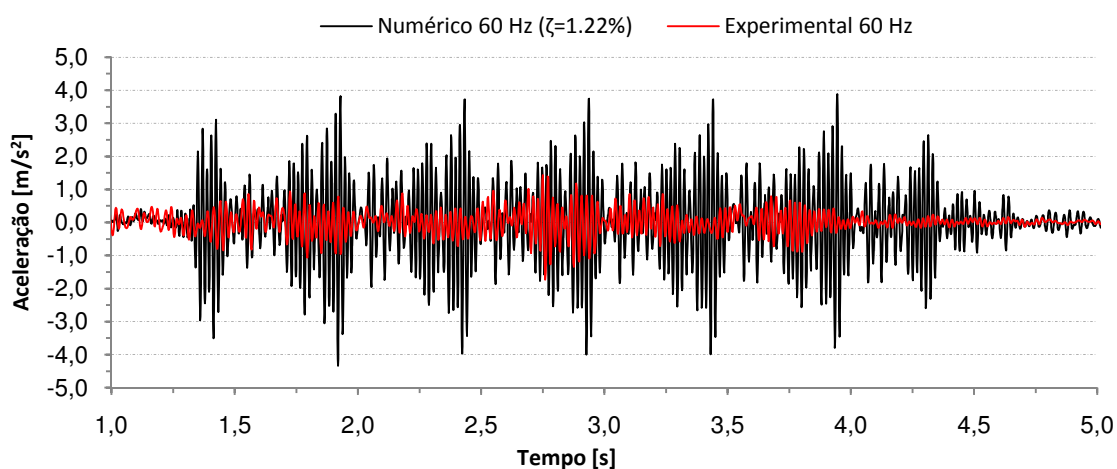


Figura 6.17 – Aceleração vertical a meio vão do tramo de 21,0m considerando a lei de amortecimento regulamentar

A consideração do amortecimento regulamentar conduz à obtenção de resultados completamente desfasados do registo experimental. A comparação entre as acelerações máximas permite concluir que os resultados numéricos são cerca de 3 vezes maiores que os experimentais. Como exemplo da importância das divergências encontradas apresenta-se a verificação da segurança da via nesta situação. Assim, considerando o valor máximo obtido numericamente igual a $4,34\text{m/s}^2$, a verificação da segurança da via balastrada não seria cumprida ao abrigo da norma EN1990-A2 (2005), pelo contrário a consideração do valor máximo experimental de $1,73\text{m/s}^2$ permite afirmar que o limite regulamentar seria satisfeito.

As diversas análises comparativas realizadas, permitiram verificar a importância do número de modos e respectivos coeficientes de amortecimento na resposta dinâmica do modelo numérico. Em relação ao amortecimento, torna-se evidente a necessidade de determinar resultados experimentais mais exactos e em maior número, por ventura com recurso a ensaios com níveis de vibração mais elevados que os registados no ensaio de vibração ambiental.

6.4. CIRCULAÇÃO A ALTA VELOCIDADE

A análise dinâmica de estruturas considerando o tráfego ferroviário de alta velocidade apresenta especificidades particulares que interessam abordar. Assim, com o objectivo de apurar a influência do número de modos e do amortecimento considerado na análise dinâmica num âmbito mais alargado do que o estudo efectuado para velocidades convencionais, realizaram-se diversas análises com base na circulação de determinados comboios de alta velocidade.

Os veículos escolhidos para levar a cabo o estudo pretendido são o Talgo e o TGV que constituem uma amostra do tráfego ferroviário, que engloba com bastante abrangência as principais características dos comboios de alta velocidade actualmente em circulação na rede europeia.

6.4.1. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE MODOS

Nesta secção apresenta-se uma análise comparativa entre a resposta dinâmica da estrutura considerando modos com frequências de vibração até 30Hz (33 modos) e 60Hz (86 modos), levando em conta a lei de amortecimentos definida com base na informação experimental. Após a realização das análises dinâmicas para a gama de velocidades definida, é possível avaliar a resposta estrutural dos tramos de 16,5m e 21,0m sob a solicitação de tráfego ferroviário de alta velocidade.

Estudos anteriores, como os realizados por Fernandes (2010) e Silva (2010), mostram que o número de modos considerado numa análise dinâmica tem uma influência significativamente diferente na envolvente de deslocamentos e nas acelerações máximas obtidas para as diversas velocidades. Deste modo considera-se uma divisão da presente análise em duas fases distintas, uma em que se realiza a comparação entre as envolventes de deslocamentos obtidas e outra em que se efectua a confrontação das respostas em termos de acelerações.

6.4.1.1. Deslocamentos máximos

Numa primeira fase realiza-se a análise dos deslocamentos máximos calculados na zona central da laje do tabuleiro a meio vão do tramo de 16,5m devido à acção do Talgo e do TGV, sendo as respostas obtidas para as diversas velocidades e apresentadas na Figura 6.18.

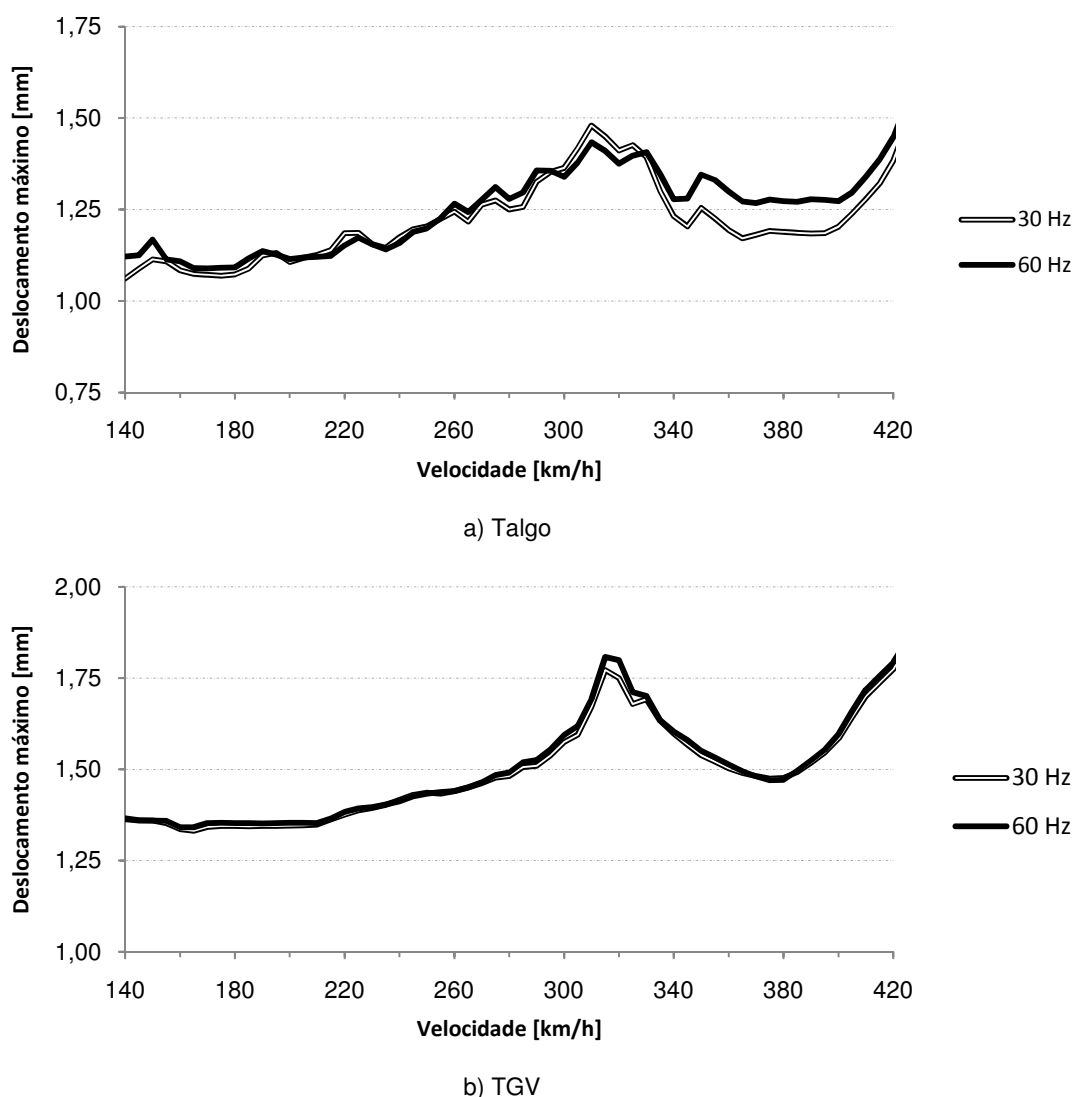
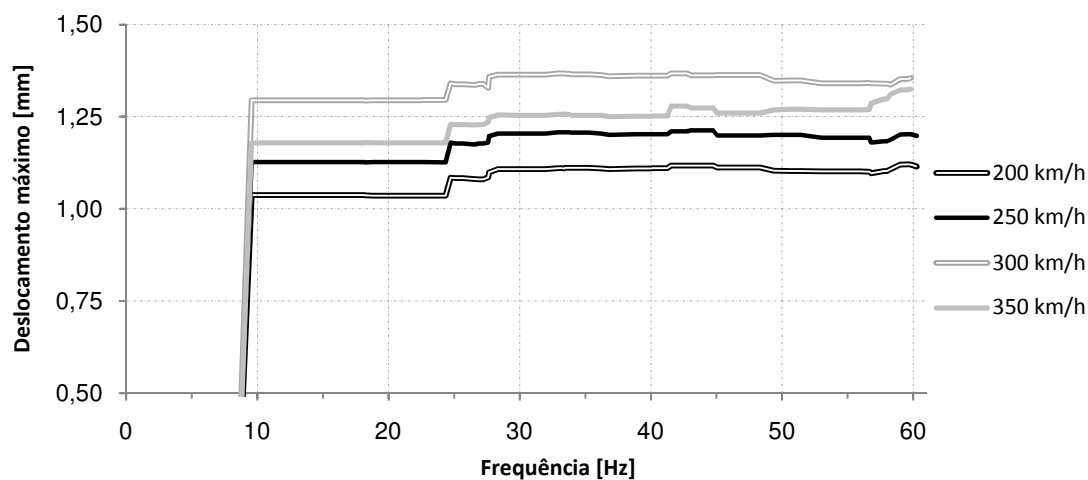


Figura 6.18 – Deslocamentos máximos a meio vão do tramo de 16,5m (f_{lim} de 30Hz e 60Hz)

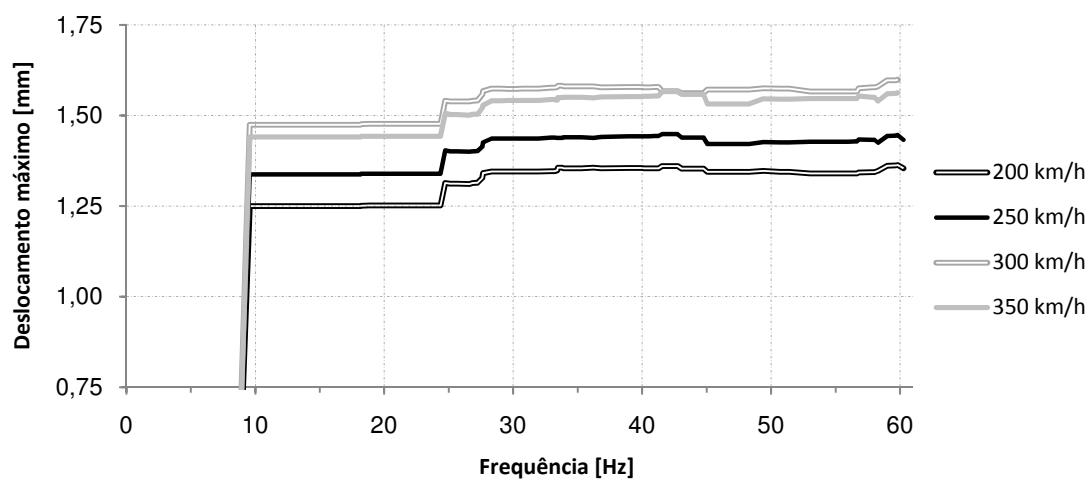
A resposta dinâmica da estrutura em termos de deslocamentos máximos sob a acção do Talgo permite detectar diferenças entre as análises realizadas, com particular importância para velocidades mais elevadas, sendo a máxima discrepância de 8.8%. Em relação à excitação provocada pelo TGV existe uma coincidência entre os resultados para as diversas velocidades considerando um diferente número de modos na análise dinâmica.

Os limites em relação à frequência a considerar, impostos pela regulamentação e por investigações recentes para verificar o comportamento dinâmico de uma estrutura foram determinadas para analisar as acelerações máximas actuantes, não sendo necessariamente válidos quando se pretende determinar a envolvente de deslocamentos. O cálculo destas grandezas deve ser feito considerando um número de modos suficientemente elevado para se obter uma resposta estável, o que visivelmente não se verifica neste caso para a acção do comboio Talgo. Este facto implica que as condições a impor à análise dinâmica sejam estudadas com maior pormenor relativamente ao número de modos a considerar, apesar dos resultados obtidos para o TGV indicarem uma estabilidade dos resultados.

A influência da frequência limite de análise pode ser avaliada na Figura 6.19 onde é apresentada a evolução da resposta dinâmica em termos de deslocamento máximos, para diversas velocidades meramente representativas, em função do número de modos considerado.



a) Talgo



b) TGV

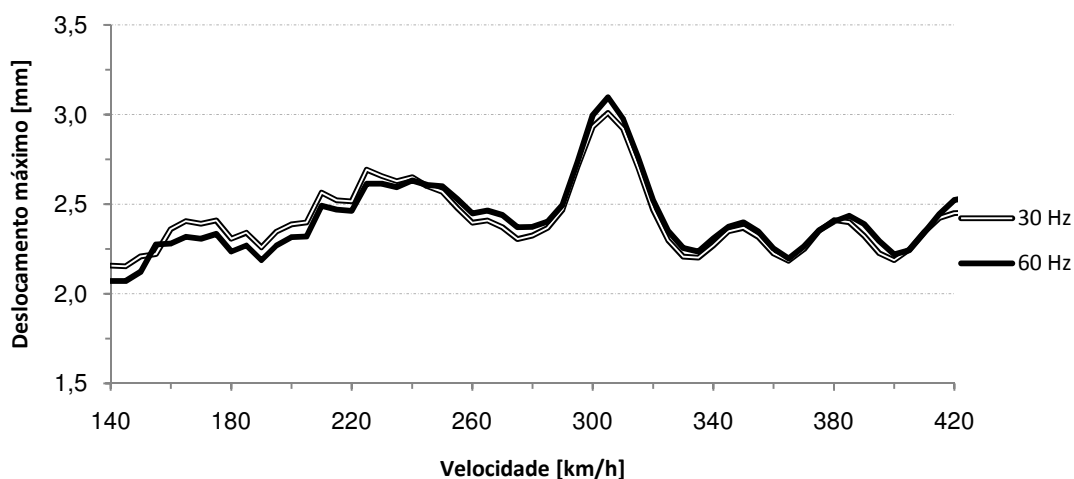
Figura 6.19 – Evolução dos deslocamentos máximos em função da frequência limite adoptada na análise dinâmica do tramo de 16,5m

A evolução do valor do deslocamento máximo obtido em função do número de modos permite verificar que a contribuição mais importante para a resposta dinâmica é dada pelo modo 3G, que corresponde à frequência fundamental de vibração do tramo em questão. Apesar da influência decisiva do referido modo global, para a acção do comboio Talgo a uma velocidade de circulação de 350km/h é possível verificar contribuições dos modos com frequências entre 30Hz e 60Hz que não devem ser desprezadas e que motivam as discrepâncias detectadas na Figura 6.18.a).

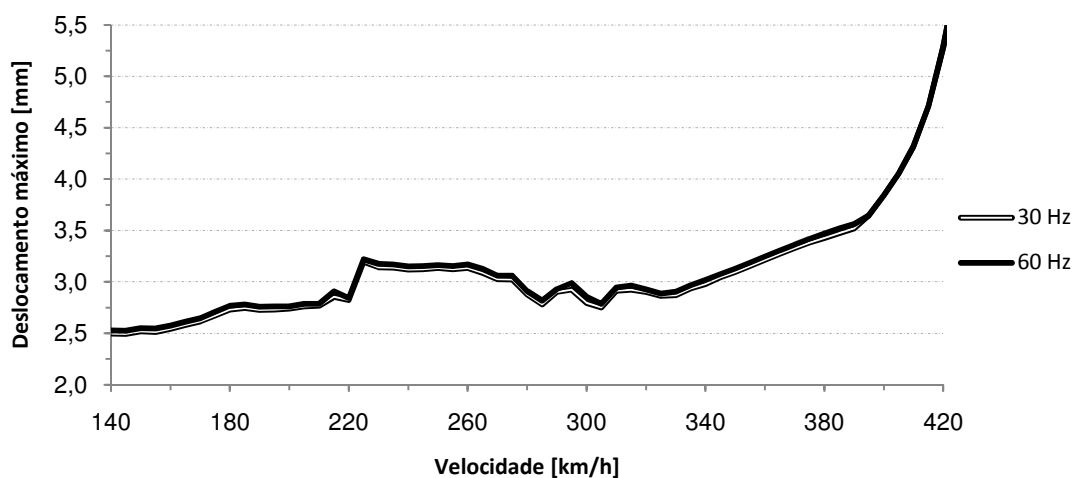
As divergências encontradas nas análises dinâmicas para o comboio Talgo entre a consideração de um número de modos até 30Hz e até 60Hz são particularmente relevantes se for feita uma análise de fenómenos locais da laje do tabuleiro, nomeadamente aos esforços a que é submetido o elemento estrutural. O estudo do comportamento deste tramo não se pode, portanto, restringir-se a 33 modos de

vibração para todos os comboios, apesar de aparentemente para o TGV esse ser um número adequado. Da análise realizada é possível concluir que a influência do número de modos para analisar os deslocamentos máximos na estrutura pode ser importante em função da solicitação aplicada.

De forma idêntica à análise comparativa realizada para o tramo de 16,5m, é possível estudar a influência da frequência limite considerada na obtenção dos deslocamentos máximos, provocados pela circulação de tráfego ferroviário, no tramo de 21,0m. Os resultados extraídos da análise dinâmica devidos à acção dos comboios considerados, são apresentados na Figura 6.20.



a) Talgo



b) TGV

Figura 6.20 – Deslocamentos máximos a meio vão do tramo de 21,0m (f_{lim} de 30Hz e 60Hz)

As envolventes de deslocamentos máximos obtidas permitem concluir que existem diferenças residuais entre as respostas obtidas considerando frequências limite distintas. As discrepâncias encontradas são, à imagem do verificado para o tramo de 16,5m, superiores para a acção do comboio Talgo embora neste caso se limitem a valores máximos bastante inferiores na ordem dos 3,9%, cingindo-se a apenas 2,2% no caso da circulação sobre a estrutura do TGV.

As diferenças expostas podem ser consideradas irrelevantes sob o ponto de vista da avaliação do comportamento dinâmico da estrutura. A baixa importância dos modos de frequência mais elevada pode ser comprovada pela evolução da resposta dinâmica com o número de modos considerados, como demonstrado na Figura 6.21.

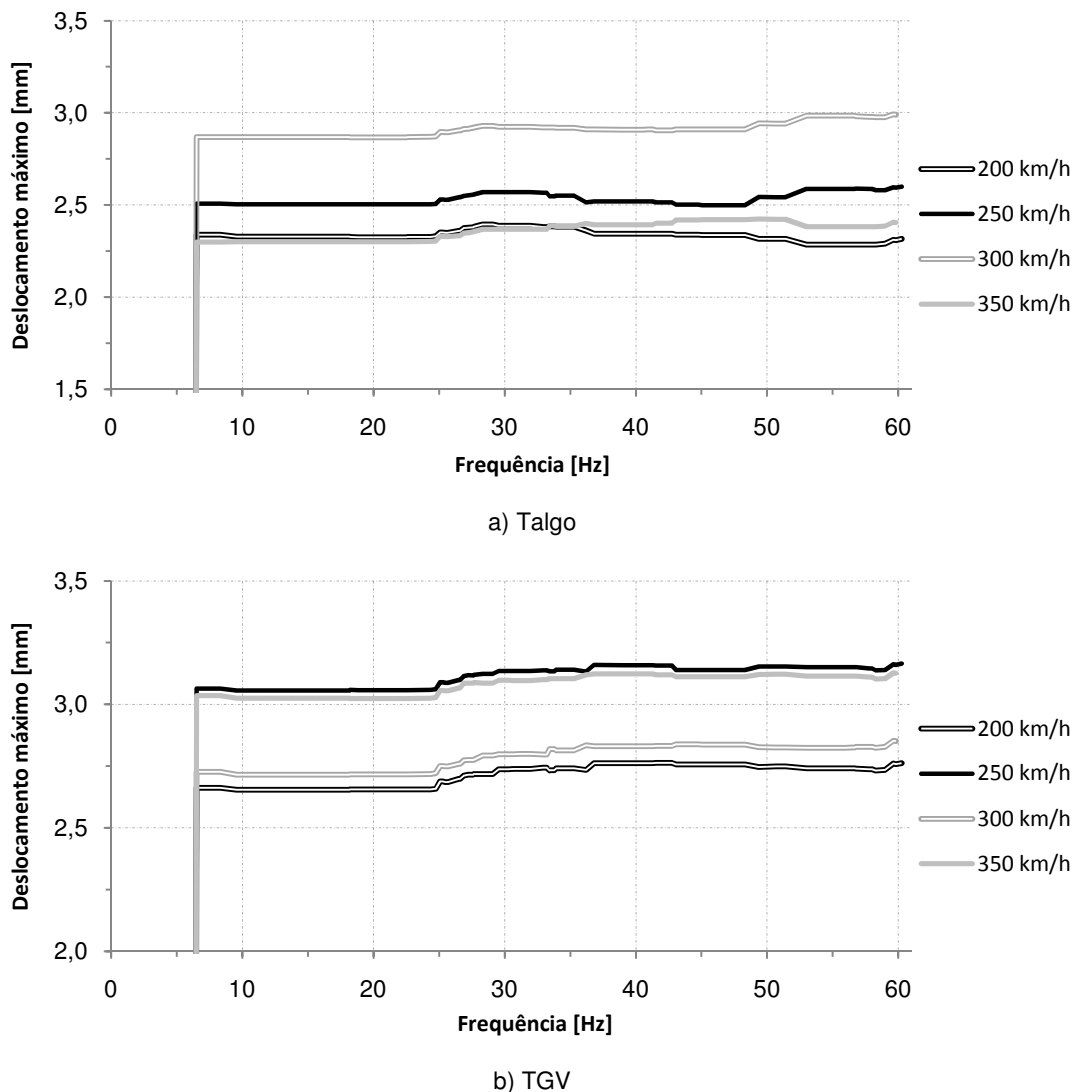


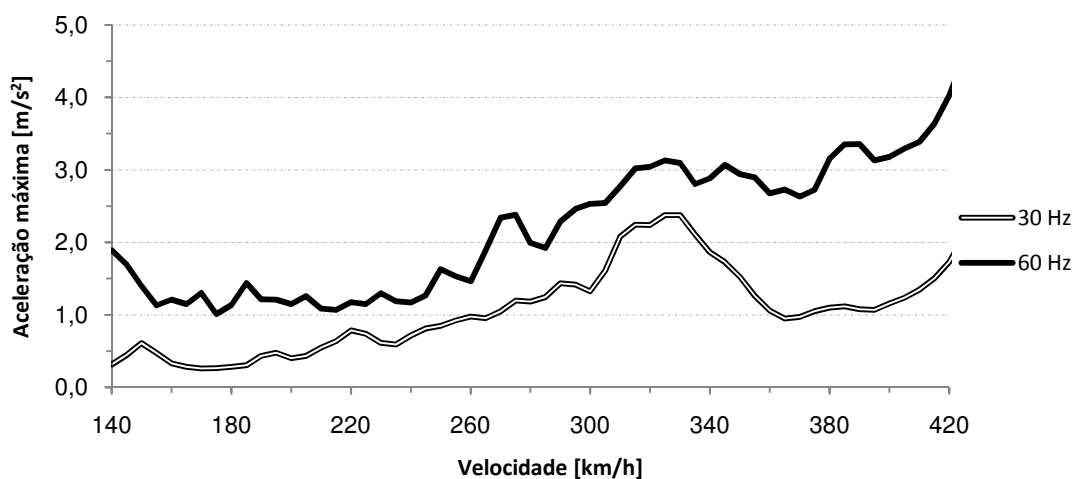
Figura 6.21 – Evolução dos deslocamentos máximos em função da frequência limite adoptada na análise dinâmica do tramo de 21,0m

A observação dos resultados apresentados permite verificar que a resposta em termos de deslocamentos máximos a meio vão do tramo de 21,0m é dominada pelas contribuições dos modos 1G e 2G, que se caracterizam por apresentarem movimentos relevantes no tramo em questão. O défice de influência dos modos de vibração entre 30Hz e 60Hz para a obtenção da resposta em termos de deslocamentos é evidente, quer para a acção do comboio Talgo, quer para a circulação sobre a estrutura do TGV. Deste modo, a consideração dos modos de vibração com uma frequência no intervalo dos valores referidos pode ser evitada, conseguindo-se uma poupança em termos de esforço computacional avultada, uma vez que um cálculo até 30Hz com um incremento de tempo de 2,0ms demora significativamente menos que uma análise até 60Hz com um incremento de tempo de 0,5ms.

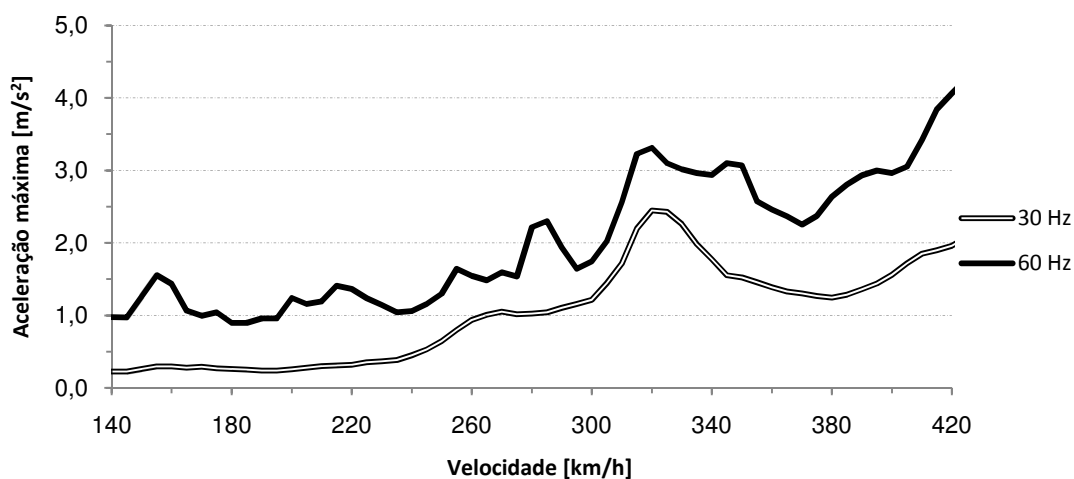
Atendendo às análises realizadas para a acção dos comboios considerados no viaduto de Alverca, pode-se afirmar que a importância dos modos de frequência mais elevadas para os deslocamentos máximos está dependente do tipo de solicitação e das características do próprio elemento estrutural, nomeadamente a dimensão do vão que influencia as configurações modais locais susceptíveis de serem excitadas pelas acções do tráfego. Contudo, é possível afirmar que, regra geral, a consideração de um número de modos até uma frequência limite de 30Hz satisfaz em termos de rigor as respostas pretendidas, devido ao facto de a contribuição mais significativa ser dada por modos de vibração globais, devendo os casos de excepção ser analisados convenientemente.

6.4.1.2. Acelerações máximas

As acelerações máximas provocadas na zona central da laje betonada *in situ* a meio vão do tramo de 16,5m pela circulação do tráfego de alta velocidade, nomeadamente pelo Talgo e pelo TGV, são apresentadas na Figura 6.22 para diversas velocidades.



a) Talgo



b) TGV

Figura 6.22 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 16,5m (f_{lim} de 30Hz e 60Hz)

As acelerações máximas que a estrutura atinge devido à circulação de ambos os comboios são substancialmente mais elevadas para a situação em que se considera um maior número de modos do que quando é imposta uma frequência limite mais baixa, ou seja, para cada velocidade analisada a aceleração calculada numa análise até aos 60Hz pode ser em média 2 a 3 vezes superior à situação em que a frequência limite é 30Hz.

A evolução da resposta em termos de acelerações máximas é apresentada na Figura 6.23 e permite uma avaliação sobre os modos que influenciam de forma mais significativa os resultados da análise dinâmica.

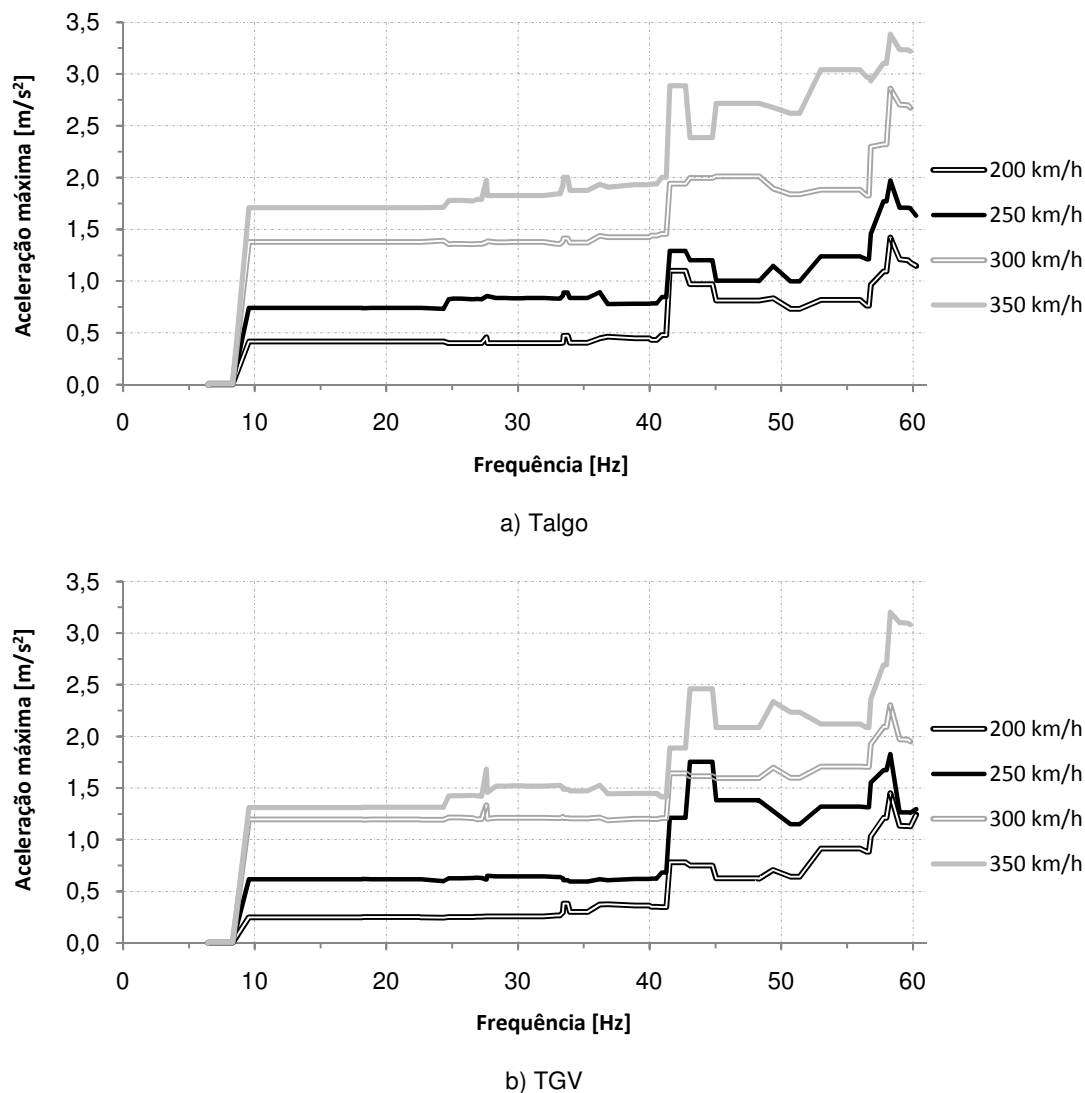
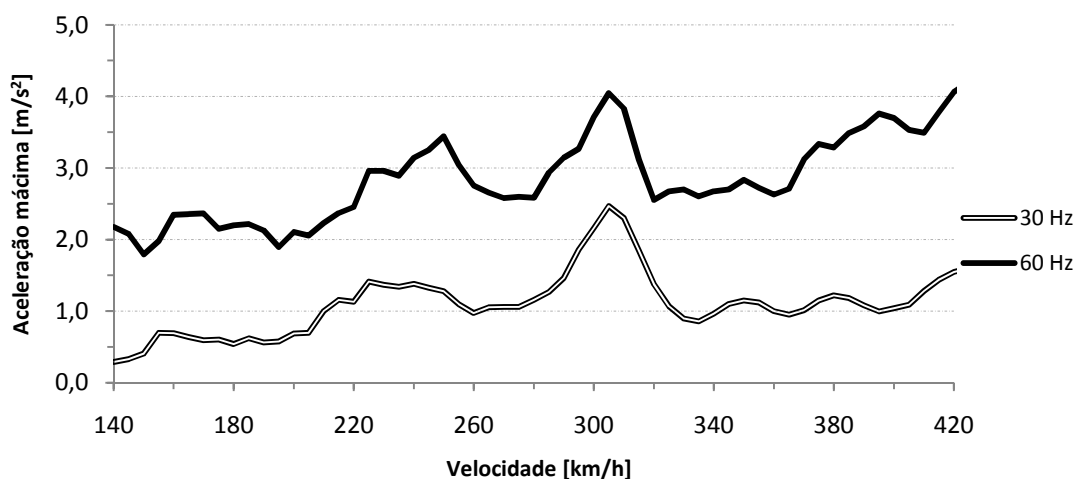


Figura 6.23 – Evolução das acelerações máximas em função da frequência limite adoptada na análise dinâmica do tramo de 16,5m

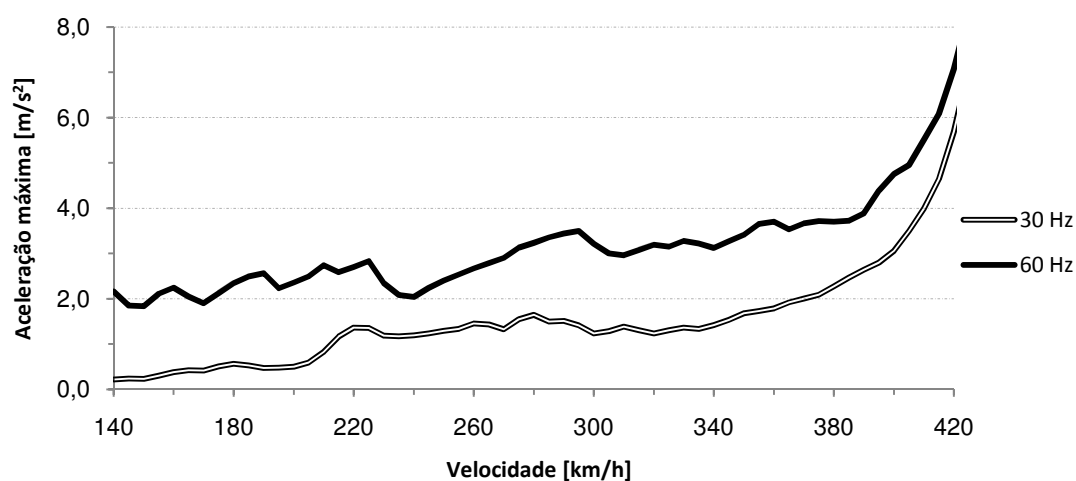
Da observação da figura, conclui-se que até aos 30Hz o modo que influencia a obtenção de acelerações máximas é o mesmo que condiciona a resposta em termos de deslocamentos máximos. No entanto para a gama de frequências entre os 30Hz e os 60Hz o cenário modifica-se, surgindo um conjunto de configurações modais com uma influência bastante considerável nos resultados obtidos para as diversas velocidades examinadas.

A importância dos modos de vibração com uma frequência entre os 30Hz e os 60Hz para a obtenção de acelerações máximas no tramo de 16,5m é evidente para os dois comboios estudados, não se deslumbrando qualquer hipótese viável para a consideração de uma frequência limite de análise inferior a 60Hz, ao contrário do que é referido nas recomendações realizada por Baeßler e Zacher (2008), complementares à norma EN1990-A2 (2005).

Para o tramo de 21,0m as acelerações máximas obtidas a meio vão, para a gama de velocidades em causa, devido à circulação dos veículos ferroviários são apresentadas na Figura 6.24.



a) Talgo

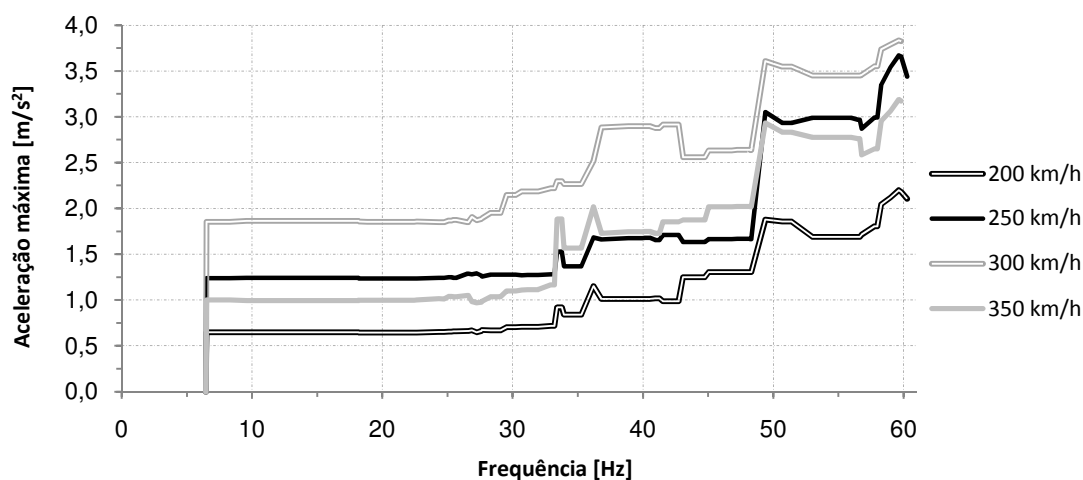


b) TGV

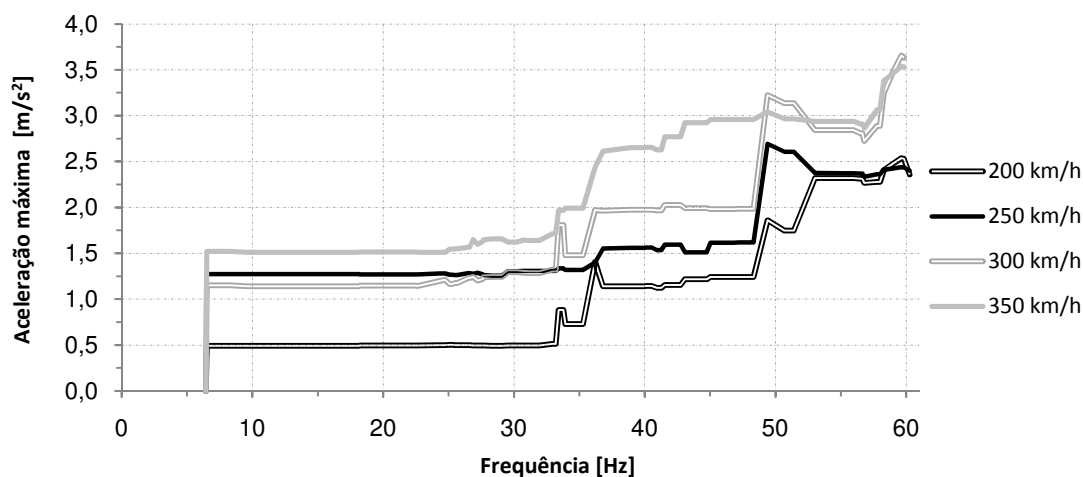
Figura 6.24 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 21,0m ($f_{lim.}$ de 30Hz e 60Hz)

A resposta dinâmica da estrutura em termos de acelerações máximas, tal como os resultados para o tramo de 16,5m, mostram que a consideração de uma frequência limite de análise superior tem implicações muito importantes nos resultados obtidos. A observação das envolventes apresentadas permite verificar que a aceleração máxima é geralmente 3 vezes inferior quando são considerados os modos de vibração com uma frequência até 30Hz.

Atendendo ao referido, pode-se concluir que os modos locais apresentam uma influência significativa no valor da aceleração máxima obtida de uma análise dinâmica (Figura 6.25).



a) Talgo



b) TGV

Figura 6.25 – Evolução das acelerações máximas em função da frequência limite adoptada na análise dinâmica do tramo de 21,0m

A observação da figura permite tirar conclusões para o tramo de 21,0m em tudo semelhantes às enunciadas para o tramo de 16,5m.

Considerando os resultados apresentados em termos de acelerações máximas, conclui-se que a resposta da estrutura é condicionada de forma considerável pelo número de modos de vibração que se consideram na análise dinâmica. Desta forma, os resultados obtidos para o comportamento dinâmico do modelo numérico considerando as directrizes da norma em vigor, podem diferir de forma importante das recomendações feitas por Baeßler e Zacher (2008).

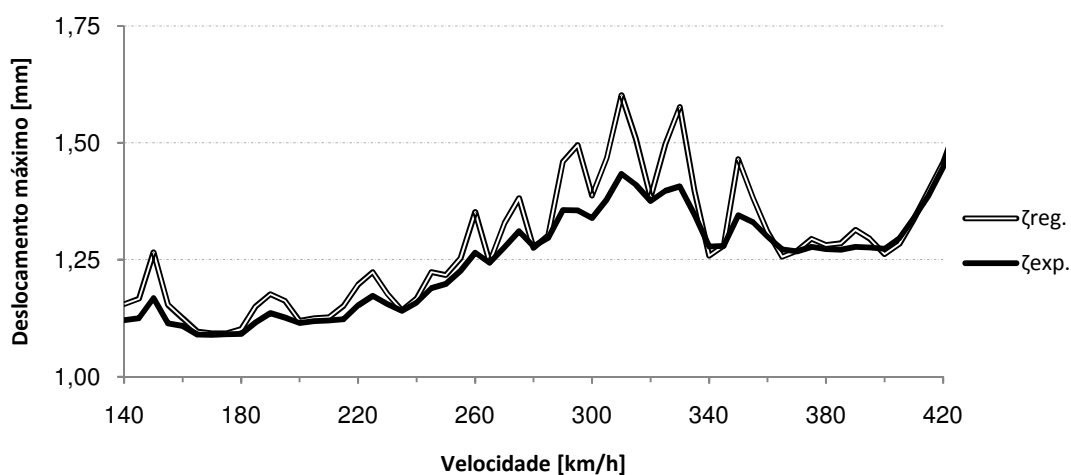
6.4.2. INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO

Nesta secção apresenta-se os resultados obtidos das análises dinâmicas do modelo numérico considerando modos de vibração até 60Hz, comparando-se os valores obtidos quando se considera a lei de amortecimento com base experimental ($\zeta_{exp.}$) e os que se obtêm da aplicação das especificações regulamentares ($\zeta_{reg.}$).

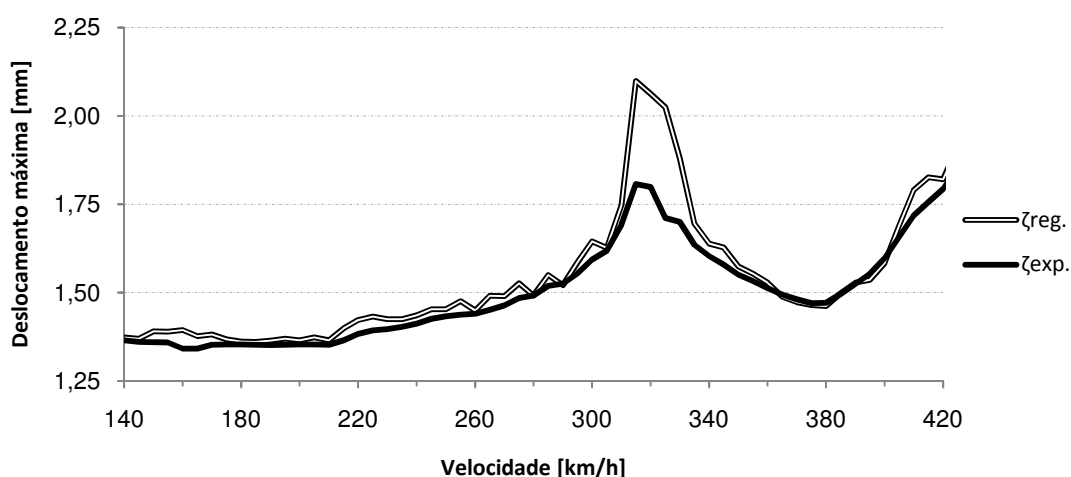
Adopta-se nesta secção a mesma estrutura eleita para analisar a influência nos resultados do número de modo de vibração, separando-se a análise comparativa em duas fases distintas, a confrontação dos deslocamentos máximo obtidos e a comparação das envolventes de acelerações.

6.4.2.1. Deslocamentos máximos

Realizadas as análises dinâmicas para a gama de velocidades dos 140km/h aos 420km/h, apresenta-se na Figura 6.26 os deslocamentos máximos no tramo de 16,5m devido à acção dos comboios Talgo e TGV.



a) Talgo

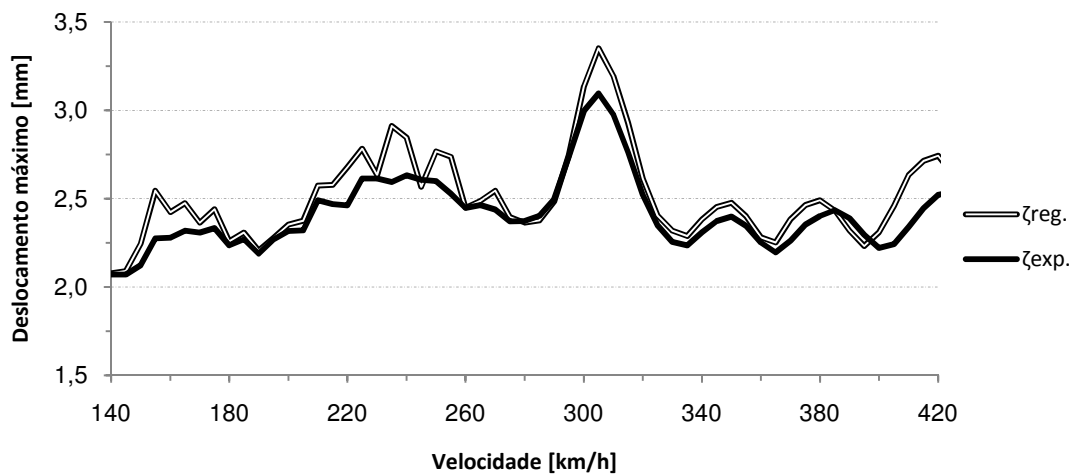


b) TGV

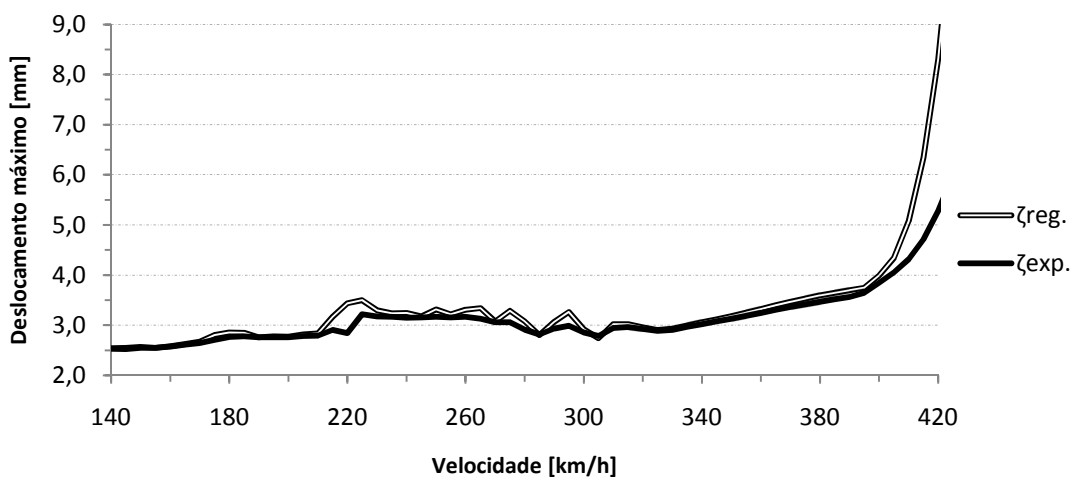
Figura 6.26 – Deslocamentos máximos a meio vão do tramo de 16,5m ($f_{lim.}$ de 60Hz)

A consideração do amortecimento regulamentar leva a que sejam obtidos deslocamentos máximos superiores, sobretudo em velocidades onde ocorrem fenómenos de ressonância, uma vez que nestas situações a amplificação dinâmica é controlada por esta propriedade. As diferenças encontradas entre os resultados em comparação rondam os 12% para a acção do Talgo e os 18% para a solicitação do TGV, ou seja, são verificadas discrepâncias bastante relevantes que devem ser devidamente consideradas. A relação entre os deslocamentos máximos confrontados modifica-se para velocidades em que não ocorram fenómenos de vibração excessiva, tendendo o valor dos coeficientes de amortecimento a perder importância. Assim, e considerando as envolventes apresentadas, pode concluir-se que a influência do amortecimento atribuído a cada modo de vibração é considerável.

De forma idêntica à análise comparativa realizada para o tramo de 16,5m, é possível estudar a influência dos coeficientes de amortecimento nos resultados obtidos para o tramo de 21,0m. As envolventes de deslocamentos obtidas sob a acção do tráfego ferroviário considerado são apresentadas na Figura 6.27.



a) Talgo



b) TGV

Figura 6.27 – Deslocamentos máximos a meio vão do tramo de 21,0m ($f_{im.}$ de 60Hz)

As repostas em termos de deslocamentos máximos obtidas para a acção do Talgo permitem verificar que devido aos permanentes efeitos ressonantes, para as diversas velocidades, existem diferenças apreciáveis na evolução do valor máximo da grandeza analisada. Situação algo distinta é verificada para as envolventes devido à circulação do TGV que apresentam uma proximidade considerável, verificando-se o surgimento de discrepâncias acentuadas apenas na proximidade da velocidade de ressonância, facto que permite confirmar as conclusões anteriormente enunciadas.

6.4.2.2. Acelerações máximas

No que diz respeito às acelerações máximas provocadas pelo Talgo e pelo TGV, a Figura 6.28 apresenta os resultados obtidos para o tramo de 16,5m a meio vão.

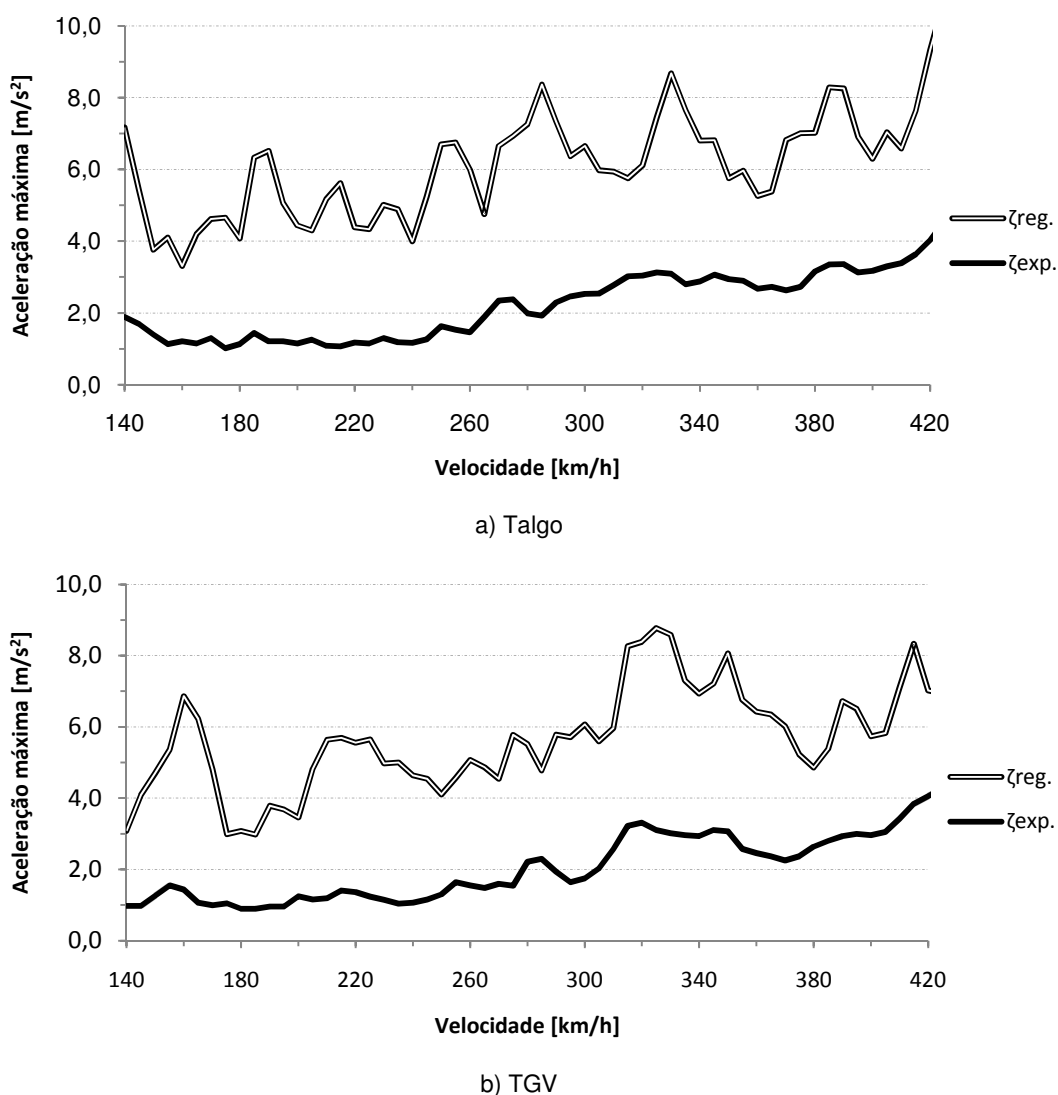


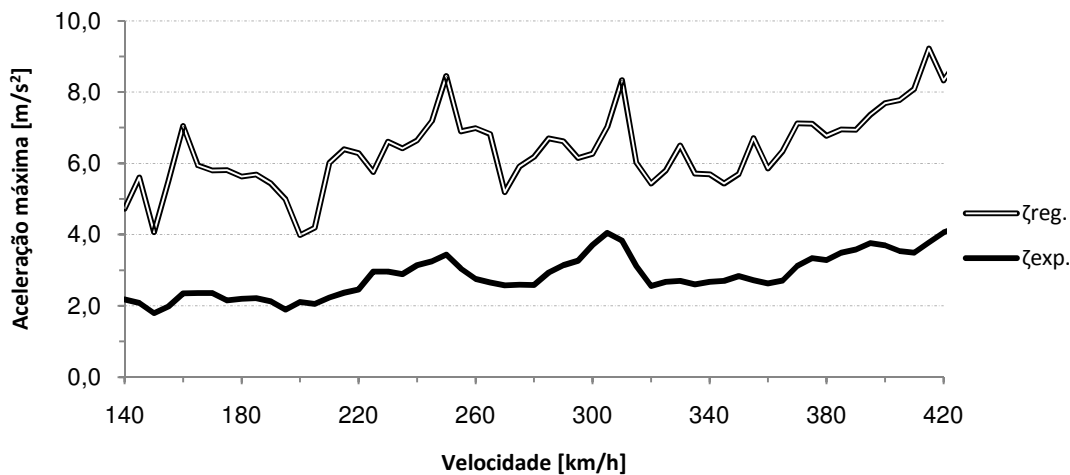
Figura 6.28 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 16,5m ($f_{lim.}$ de 60Hz)

As acelerações máximas obtidas considerando o amortecimento regulamentar são bastante superiores quando comparadas com a situação em que se considera a lei de amortecimento experimental. As dis-

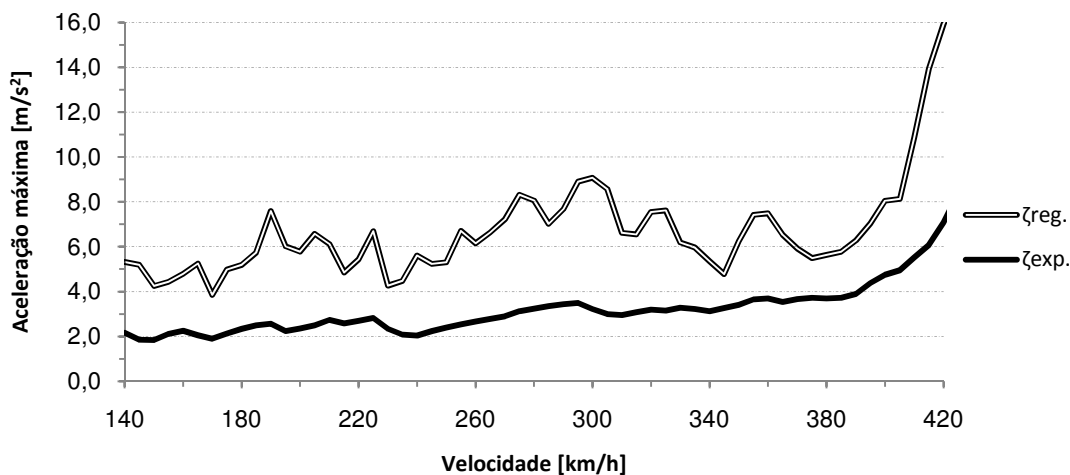
crepâncias registadas podem chegar a uma razão na ordem de 4 a 5, ou seja, valores cujas implicações na estrutura são completamente distintas.

As diferentes leis de amortecimento consideradas além de conduzirem às disparidades já referidas conduzem à obtenção de envolventes de acelerações máximas completamente diferentes quanto à sua forma. Este facto deve-se a vários modos de vibração não serem correctamente caracterizados pelas especificações regulamentares, o que leva a que a sua influência na resposta do modelo numérico seja muito diferente da situação em que lhes é atribuído um coeficiente de amortecimento com base experimental que tende a ser mais adequado à resposta real da estrutura.

Na Figura 6.29 apresenta-se a comparação entre as acelerações máximas obtidas, nas diversas velocidades, para o tramo de 21,0m devido á circulação dos veículos ferroviários estudados.



a) Talgo



b) TGV

Figura 6.29 – Acelerações máximas a meio vão do tramo de 21,0m ($f_{lim.}$ de 60Hz)

O estudo das respostas apresentadas permite tirar conclusões para o tramo em análise em tudo semelhantes às expressas para o tramo de 16,5m.

Atendendo aos resultados apresentados é evidente a influência bastante importante do amortecimento considerado na análise dinâmica para avaliar as acelerações máximas, facto que coloca várias questões em estruturas como a que se encontra em estudo devido à existência de bastantes modos locais cuja caracterização é difícil. Caso a recomendação para a alteração da frequência limite a considerar na avaliação da resposta dinâmica seja adoptada, tem de ser desenvolvida uma metodologia mais eficaz para determinar os coeficientes de amortecimento que devem ser atribuídos aos diversos modos de vibração, sob pena de serem determinados resultados completamente desfasados da realidade. O maior erro é obtido para os amortecimentos dos modos locais que não podem, de forma alguma, ser caracterizados segundo a norma EN1991-2 (2003), uma vez que as suas configurações modais se afastam das que foram consideradas para determinar as envolventes regulamentares.

6.5. CONCLUSÕES

Neste capítulo foram realizadas diversas análises dinâmicas que permitiram obter resultados suficientes para efectuar uma caracterização pormenorizada da resposta estrutural.

O recurso aos resultados do ensaio de vibração forçada possibilitou a realização de análises comparativas com as respostas do modelo numérico, permitindo concluir que este reflecte de forma bastante aproximada a resposta dinâmica da estrutura do viaduto de Alverca. A análise particular para a velocidade de circulação do Alfa Pendular permitiu introduzir a problemática da influência do número de modos e do amortecimento estrutural na definição da resposta dinâmica do modelo. O estudo crítico da importância dos parâmetros referidos estendeu-se à circulação sob a estrutura dos comboios Talgo e TGV, realizando-se várias comparações entre os resultados de diversas análises dinâmicas com características distintas. Em diferentes fases foi concluída a relevância na definição da resposta dinâmica do modelo numérico da variação da frequência limite de análise e da lei de amortecimento.

Os estudos que têm sido desenvolvidos por Baeßler e Zacher (2008) além de apontarem para um aumento da frequência limite de análise, abordam uma alteração das acelerações máximas permitidas no tabuleiro de uma ponte ou viaduto. A norma EN1990-A2 (2005) define como limite para vias balastradas uma aceleração de $3,5\text{m/s}^2$, valor determinado com base na aplicação de um factor de segurança de dois à aceleração limite, que se provou em diversas investigações, provocar a instabilidade da camada de balastro ($\approx 7,0\text{m/s}^2$). O factor de segurança referido tem como fundamento a possibilidade de, numa estrutura que suporta duas vias, dois veículos ferroviários provocarem fenómenos de ressonância simultaneamente, acontecimento que tem uma probabilidade bastante baixa de se verificar e mesmo que em determinado instante de tempo se verifique poderá apenas ser um fenómeno local que não implique por si só a insegurança da via (depende do numero de ciclos de vibração superior ao limite máximo). A pouca probabilidade para o surgimento dos acontecimentos descritos leva a que o factor de segurança de dois conduza, na maioria das vezes, a situações de um sobredimensionamento estrutural evidente. No caso particular do viaduto de Alverca, que serve de suporte a uma única via-férrea, a consideração do factor de segurança referido introduz um sobredimensionamento ainda mais significativo.

Atendendo aos aspectos referidos, conclui-se que a verificação de segurança da via definida na regulamentação deve ser revista e adaptada no sentido de responder à crescente complexidade estrutural e de procurar um dimensionamento óptimo, evitando situações de sobredimensionamento.

7

VERIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

7.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é feita a avaliação do comportamento estrutural do viaduto de Alverca de acordo com as normas EN1991-2 (2003) e EN1990-A2 (2005), considerando as recomendações resultantes das pesquisas de Baeßler e Zacher (2008). Ter em atenção as referidas investigações implica realizar análises dinâmicas considerando uma gama de frequências até 60Hz e uma lei de amortecimento baseada em informação experimental. As avaliações pretendidas dividem-se em duas partes fundamentais:

- i. Segurança estrutural;
- ii. Segurança da via.

Na primeira verificação é efectuada uma comparação entre uma análise estática com o modelo LM71 afectado do respectivo coeficiente (Φ) que pretende representar os efeitos dinâmicos, e uma análise dinâmica considerando a circulação dos comboios reais a alta velocidade. Adicionalmente, com os objectivos de estabelecer comparações de interesse, realiza-se o cálculo que seria requerido caso a análise dinâmica fosse dispensável, ou seja, uma análise estática considerando o tráfego em causa majorando os seus efeitos pelo factor de amplificação dinâmica ($1+\varphi'+\varphi''$).

No que à segurança da via diz respeito são verificados os limites de deformação e aceleração vertical no tabuleiro que suporta o balastro, no sentido de limitar a ocorrência de fenómenos de instabilidade.

7.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

O dimensionamento da estrutura de uma ponte ou viaduto ferroviário tem que ter conta os efeitos dinâmicos devido à circulação dos diversos comboios, desenvolvendo-se o processo de cálculo de acordo com o descrito na secção 2.3. No presente estudo pretende-se analisar os efeitos na estrutura do tráfego ferroviário, considerando uma via-férrea consistente com um perfil de irregularidades condizente com uma manutenção normal.

Os deslocamentos provocados na estrutura pelo modelo LM71(δ_{LM71}) têm que ser majorados pela aplicação de um factor de amplificação, que no caso de uma via de manutenção normal assume o valor de Φ_3 dado pela expressão (2.2). Os valores para o coeficiente em causa e os resultados da aplicação do modelo de cargas são apresentados no Quadro 7.1.

Quadro 7.1 – Deslocamento máximo devido à aplicação do LM71

	Tramo de 16,5m	Tramo de 21,0m
Φ_3	1,29	1,22
δ_{LM71} [mm]	3,28	6,40
$\Phi_3 \times \delta_{LM71}$ [mm]	4,23	7,83

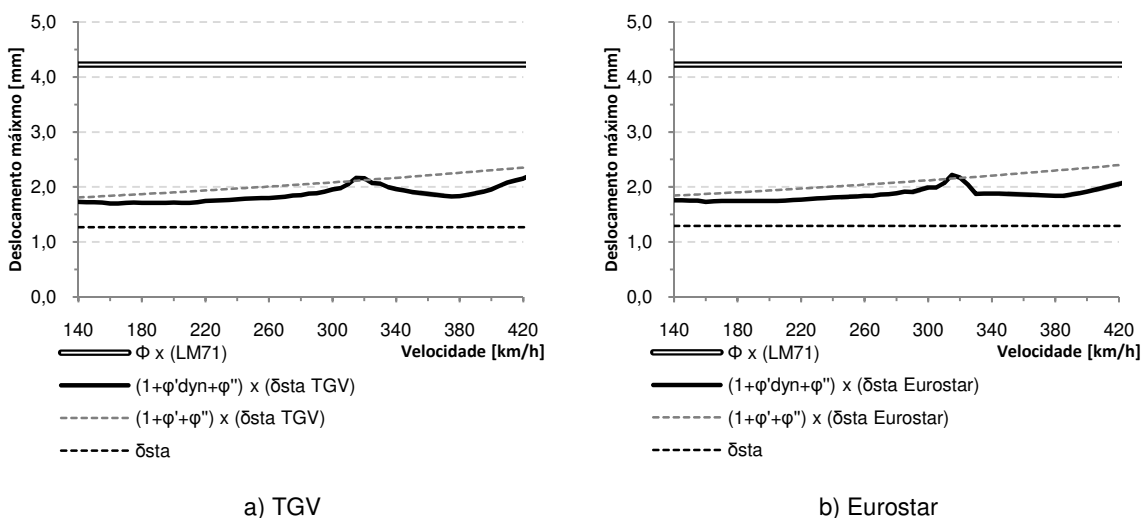
A análise dinâmica considerando a acção dos comboios reais representa a parcela $(1 + \varphi'_{dyn})$, determinada numa situação em que se admite uma via perfeita, que deve ser corrigida pela consideração das irregularidades (φ''), determinando-se para isso um coeficiente com recurso à equação (2.7), cujos valores se apresentam no Quadro 7.2.

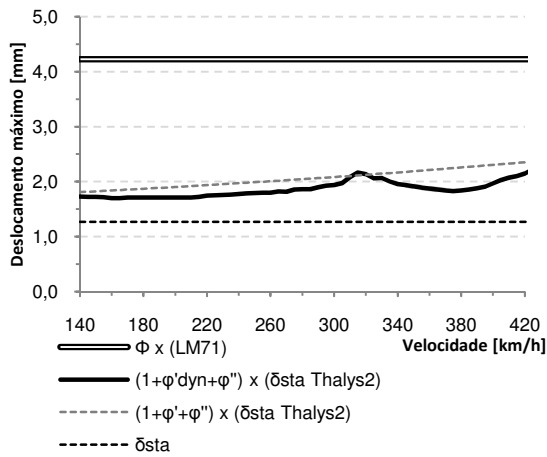
Quadro 7.2 – Coeficiente φ'' que considera as irregularidades da via

	Tramo de 16,5m	Tramo de 21,0m
α	1,00	1,00
L_ϕ [m]	16,5	21,0
n_0 [Hz]	9,57	6,49
φ''	0,283	0,123

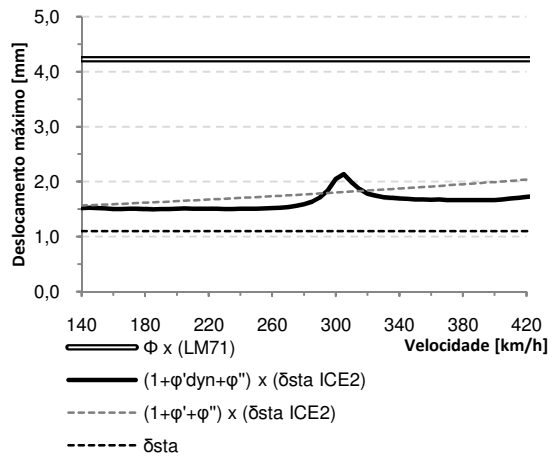
De acordo a norma EN1991-2 (2003) o estudo do viaduto de Alverca deve ser feito realizando uma análise dinâmica. No entanto com o objectivo de acrescentar valores de interesse à análise comparativa considera-se a situação de cálculo que seria aplicada caso a análise dinâmica fosse dispensável. Assim, realiza-se uma análise estática para a solicitação dos comboios reais cujos resultados são amplificados pelos factores, φ' determinado pela expressão (2.9) e φ'' cujo valor já foi apresentado.

Os resultados dos deslocamentos na zona central da laje betonada *in situ* a meio vão do tramo de 16,5m, para todas as análises referidas, são apresentados na Figura 4.4.

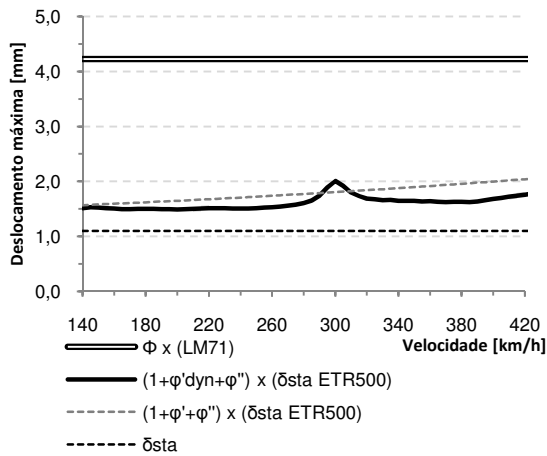




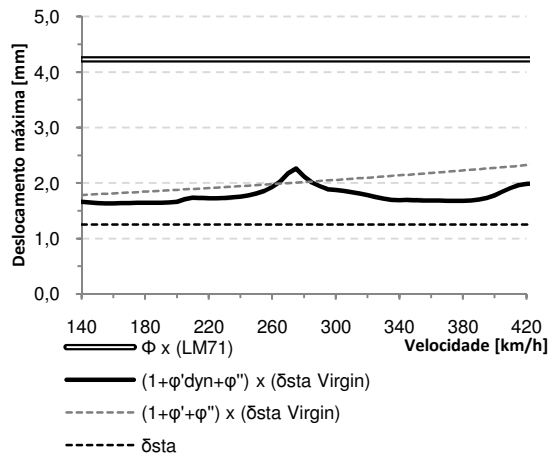
c) Thalys2



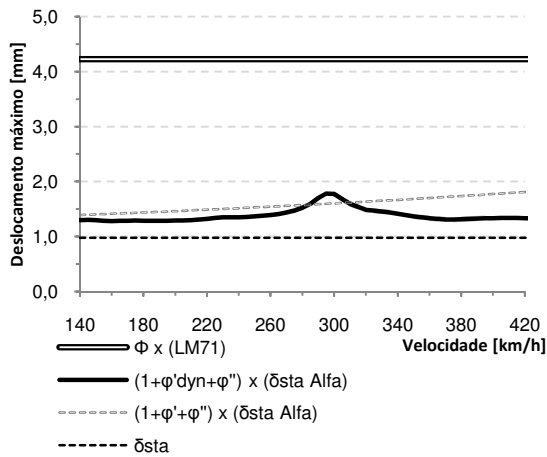
d) ICE2



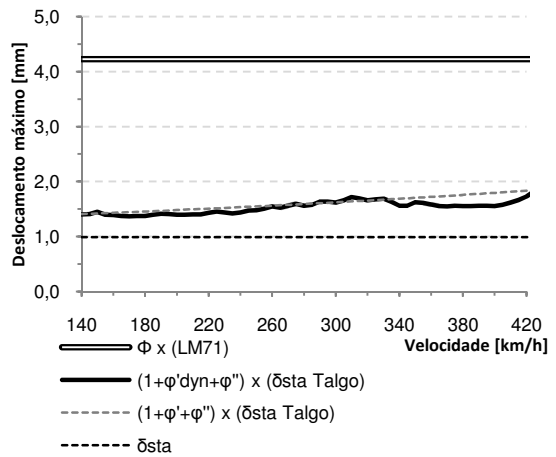
e) ETR500



f) Virgin



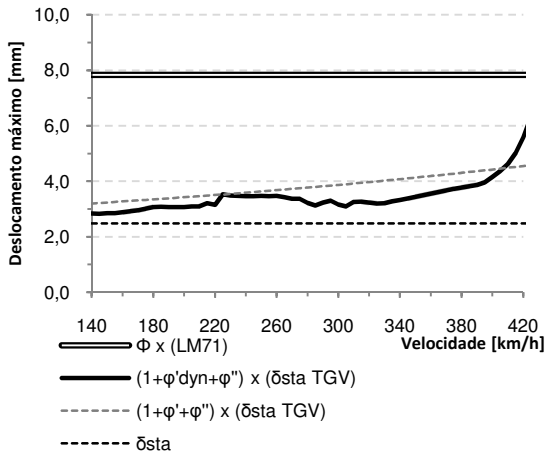
g) Alfa Pendular



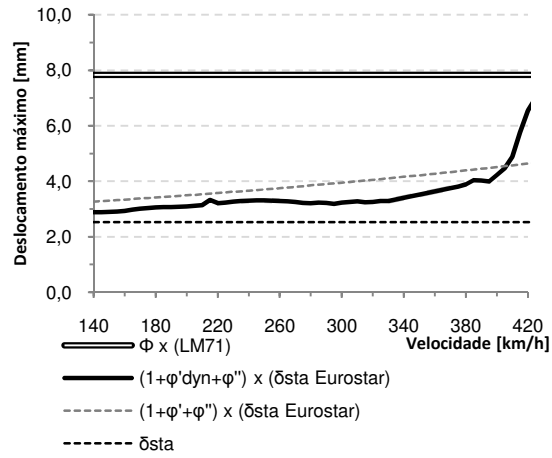
h) Talgo

Figura 7.1 – Comparação das análises realizadas para os comboios reais actuates no tramo de 16,5m ($f_{lim.}$ de 60Hz e $\zeta_{exp.}$)

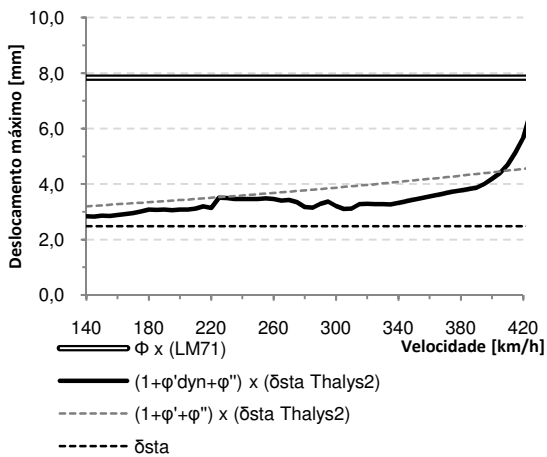
Na Figura 7.2 apresenta-se a comparação entre os deslocamentos na zona central da laje do tabuleiro obtidos nas análises realizadas, em função das diversas velocidades, para o tramo de 21,0m devido à circulação dos veículos ferroviários estudados.



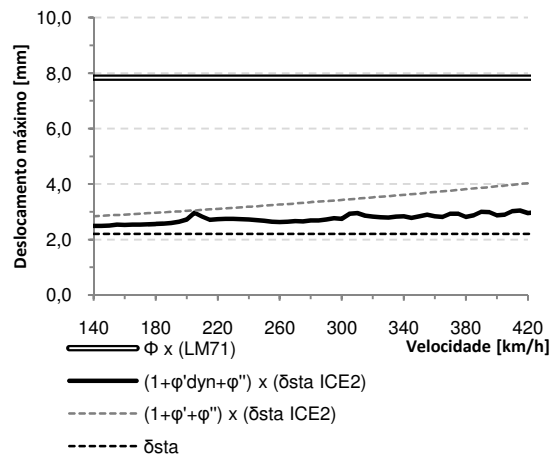
a) TGV



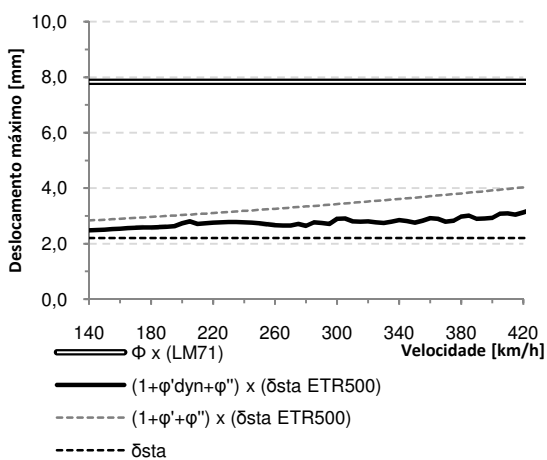
b) Eurostar



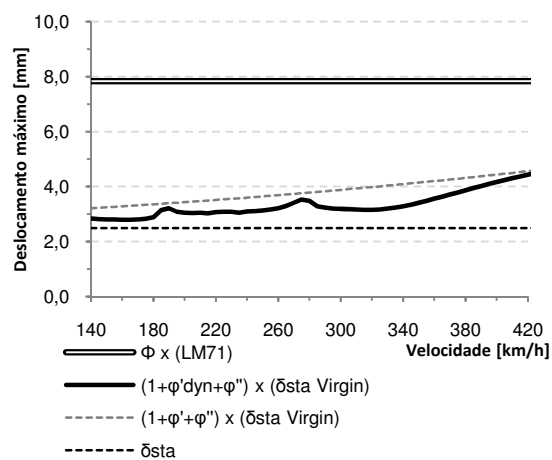
c) Thalys2



d) ICE2



e) ETR500



f) Virgin

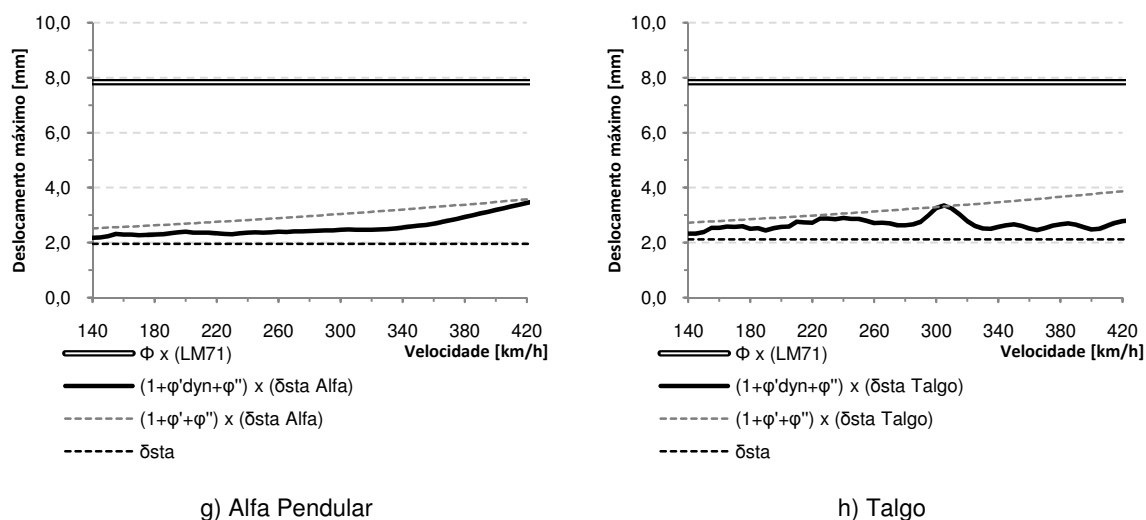


Figura 7.2 – Comparação das análises realizadas para os comboios reais actuaentes no tramo de 21,0m ($f_{lim.}$ de 60Hz e $\zeta_{exp.}$)

A análise dos resultados para os dois tramos em estudo permite retirar algumas conclusões significativas:

- i. Nos comboios articulados, os resultados obtidos pela análise dinâmica são superiores aos da resposta estática majorada pelo factor de amplificação dinâmica $(1+\varphi'+\varphi'')$ para velocidades elevadas, uma vez que começam a surgir fenómenos de ressonância. Para velocidades mais baixas verifica-se a adequabilidade do referido factor em situações onde não ocorrem fenómenos de vibração excessiva;
- ii. Para os comboios convencionais e regulares, a análise estática amplificada cobre satisfatoriamente os efeitos dinâmicos na gama de velocidades estudada;
- iii. Apesar de, para certos comboios, o factor de amplificação dinâmica aplicado sobre efeitos estáticos provocados pela acção do tráfego ferroviário produzir resultados superiores, é visível a sua incapacidade para reproduzir os fenómenos de ressonância;
- iv. A aplicação do modelo de cargas LM71 majorado pelo coeficiente Φ_3 , produz em todos os casos resultados bastante superiores aos das restantes análises.

7.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA VIA

A salvaguarda da segurança da via exige um conjunto de verificações regulamentares de acordo com a norma EN1990-A2 (2005), sendo abordadas no presente trabalho as seguintes:

- i. Deformação vertical máxima do tabuleiro;
- ii. Aceleração vertical máxima do tabuleiro.

7.3.1. DEFORMAÇÃO VERTICAL MÁXIMA DO TABULEIRO

A regulamentação determina que a deformação máxima provocada pelo carregamento do modelo LM71 (δ_{LM71}) não ultrapasse 1/600 do comprimento do vão (L). No Quadro 7.3 apresentam-se os resultados para a verificação em causa.

Quadro 7.3 – Verificação da deformação vertical da laje do tabuleiro

	Tramo de 16,5m	Tramo de 21,0m
L/600 [mm]	27,50	35,00
δ_{LM71} [mm]	3,28	6,40

A partir dos resultados apresentados é possível concluir que as especificações regulamentares são cumpridas com uma margem elevada de segurança.

7.3.2. ACELERAÇÃO VERTICAL MÁXIMA DO TABULEIRO

A norma EN1990-A2 (2005) preconiza uma aceleração limite de $3,5\text{m/s}^2$ para uma via balastrada sob a solicitação de comboios de alta velocidade. A Figura 7.3 apresenta as acelerações registadas na zona central da laje do tabuleiro a meio do tramo de 16,5m.

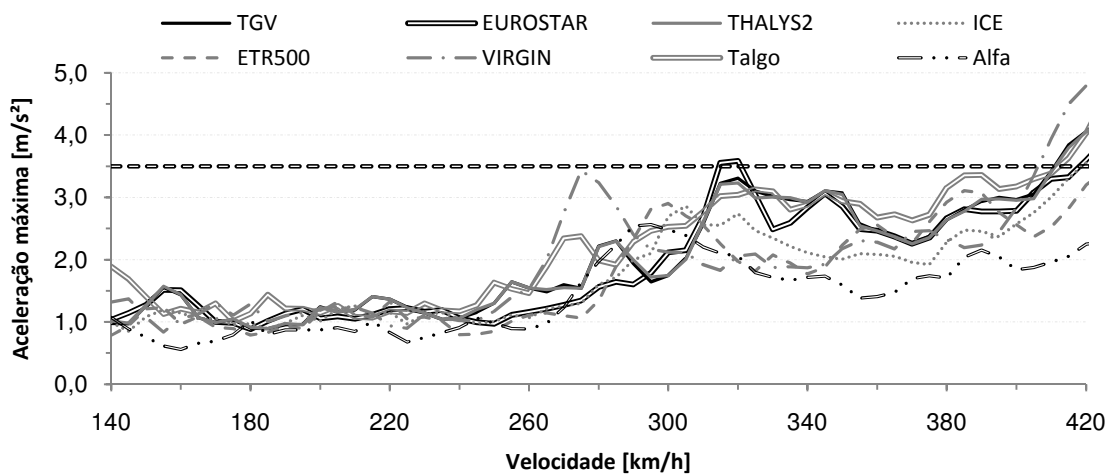


Figura 7.3 – Verificação das acelerações máximas a meio vão do tramo de 16,5m ($f_{lim.}$ de 60Hz e $\zeta_{exp.}$)

As acelerações máximas registadas ultrapassam no caso de alguns veículos ferroviários o limite regulamentar. No entanto para as velocidades até 400km/h apenas o Eurostar viola o limite estabelecido no regulamento. A partir desta velocidade diversos comboios ultrapassam o limite definido, devendo por isso as suas velocidades de circulação ser limitadas (Quadro 7.4).

Quadro 7.4 – Velocidades limite de circulação no tramo de 16,5m ($f_{lim.}$ de 60Hz e $\zeta_{exp.}$)

Comboio	TGV	Eurostar	Thalys2	ICE2	ETR500	Virgin	Alfa	Talgo
Velocidade limite [km/h]	410	310	410	415	-	405	-	410

O ETR500 e o Alfa Pendular, ambos comboios convencionais, têm a sua velocidade de circulação limitada devido à fronteira superior do intervalo de velocidades estudadas, não excedendo nunca a aceleração de $3,5\text{m/s}^2$.

De forma idêntica à análise realizada para o tramo de 16,5m, é possível avaliar as acelerações máximas no tramo de 21,0m devido à circulação dos diversos comboios, possibilitando a verificação dos limites regulamentares. Os resultados extraídos da análise dinâmica são apresentados na Figura 7.4.

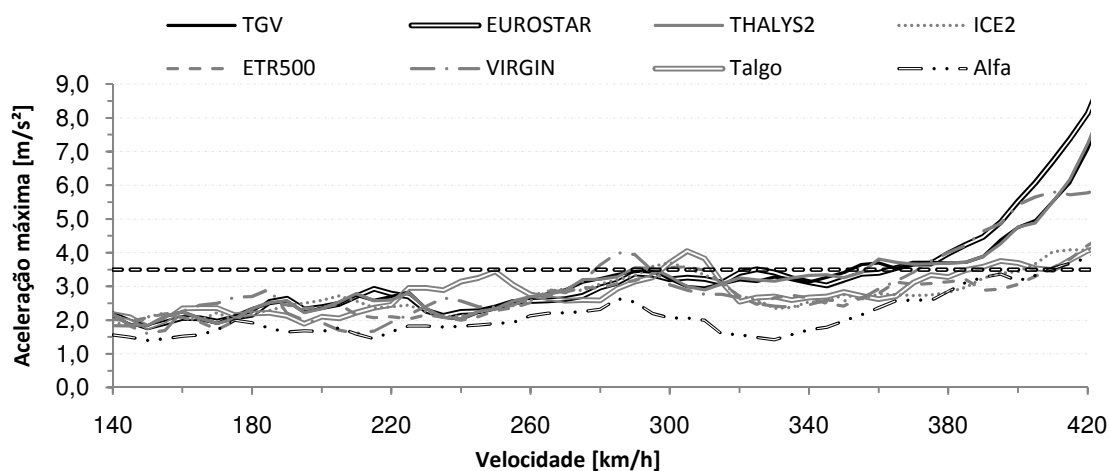


Figura 7.4 – Verificação das acelerações máximas a meio vão do tramo de 21,0m (f_{lim} .de 60Hz e ζ_{exp} .)

A circulação do tráfego ferroviário considerado impõe em diversos casos acelerações na estrutura superiores ao valor permitido, sobretudo para velocidades maiores que 260km/h. As velocidades limite são apresentadas no Quadro 7.5.

Quadro 7.5 – Velocidades limite de circulação no tramo de 21,0m (f_{lim} .de 60Hz e ζ_{exp} .)

Comboio	TGV	Eurostar	Thalys2	ICE2	ETR500	Virgin	Alfa	Talgo
Velocidade limite [km/h]	350	360	285	290	295	275	405	295

Considerando os resultados obtidos para os dois tramos, a velocidade limite a adoptar é a mínima para cada comboio entre as análises realizadas, apresentando-se os valores no Quadro 7.6.

Quadro 7.6 – Velocidades limite de circulação entre os tramos em estudo (f_{lim} .de 60Hz e ζ_{exp} .)

Comboio	Velocidade limite [km/h]		
	Tramo de 16,5m	Tramo de 21,0m	Estrutura
TGV	410	350	350
Eurostar	310	360	310
Thalys2	410	285	285
ICE2	415	290	290
ETR500	-	295	295
Virgin	405	275	275
Alfa	-	405	405
Talgo	410	295	295

Embora as condições de análise dinâmica adoptadas para realizar a verificação apresentada definam a inclusão de modos de vibração com frequência até 60Hz e uma lei de amortecimento com base em resultados experimentais, com o objectivo de reforçar as diferenças existentes, foi também realizada uma verificação adicional considerando uma frequência limite até 30Hz e o amortecimento regulamentar de 1,22% para todas as configurações modais. A evolução da aceleração máxima para as diversas velocidades em cada tramo é apresentada no Anexo A3, expondo o Quadro 7.7 as velocidades limite considerando os tramos estudados.

Quadro 7.7 – Velocidades limite de circulação entre os tramos em estudo (f_{lim} . de 30Hz e ζ_{reg} .)

Comboio	Velocidade limite [km/h]		
	Tramo de 16,5m	Tramo de 21,0m	Estrutura
TGV	315	395	315
Eurostar	310	380	310
Thalys2	-	395	395
ICE2	300	-	-
ETR500	-	-	-
Virgin	270	410	270
Alfa	-	-	-
Talgo	-	-	-

Os comboios ICE2, ETR500, Talgo e Alfa Pendular, têm a sua velocidade de circulação limitada devido à fronteira superior do intervalo de velocidades estudadas. Avaliando os resultados expostos é possível concluir, de forma bastante evidente, que as velocidades limite determinadas nas duas situações são completamente distintas, excepção feita à circulação do comboio Eurostar. Este facto reforça as conclusões enunciadas no capítulo 6 acerca da importância do número de modos e da correcta definição do coeficiente de amortecimento.

7.4. CONCLUSÕES

A análise da estrutura incidiu na verificação das imposições regulamentares acerca de dois aspectos:

- i. Segurança estrutural;
- ii. Segurança da via.

Relativamente à segurança estrutural verifica-se a importância de realizar a análise dinâmica, uma vez que a análise estática majorada pelo coeficiente de amplificação dinâmica ($1+\varphi'+\varphi''$) não reflecte as especificidades do comportamento estrutural em situações de vibração excessiva.

Os resultados obtidos pela aplicação do modelo LM71 majorado pelo respectivo coeficiente Φ_3 , revelam-se superiores aos das restantes análises, no entanto é de admitir que esta situação nem sempre se verifique. Nas principais velocidades de ressonância, que no caso da presente estrutura ocorrem para a maioria dos comboios fora da gama de velocidades analisada, o deslocamento máximo obtido através de $LM71 \times \Phi_3$ poderá ser ultrapassado pelos valores obtidos da análise dinâmica, como conclui para estudo de uma ponte ferroviária Almeida (2008). A baixa fiabilidade desta metodologia está relacionada com o facto de ter sido desenvolvida na década de 70 do século XX, altura em que a circulação

às velocidades actuais não se verificava e portanto os fenómenos dinâmicos detectados numa estrutura tinham uma importância bastante inferior.

Quanto à segurança da via, foram avaliados os aspectos referidos na norma EN1992-A2 (2005), nomeadamente a deformação e aceleração vertical máxima do tabuleiro. No que diz respeito à deformação vertical máxima verifica-se uma folga considerável, uma vez que os efeitos da solicitação do LM71 estão longe dos limites regulamentares. Em relação ao controlo da aceleração vertical máxima no tabuleiro, verificou-se que a circulação no tramo de 21,0m condiciona as condições do tráfego na estrutura, sendo determinadas velocidades limite mais baixas para os diversos veículos ferroviários. Adicionalmente foi realizada um segundo estudo considerando as directrizes da regulamentação actual (frequência limite de 30Hz e $\zeta_{reg.}$), reforçando a importância do número de modos e do amortecimento da estrutura no seu comportamento dinâmico.

8

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

8.1. CONCLUSÕES GERAIS

O principal objectivo deste trabalho consistiu na optimização e análise da resposta dinâmica do modelo numérico de um viaduto ferroviário, situado na freguesia de Alverca, concelho de Vila Franca de Xira. A estrutura caracteriza-se por apresentar uma extensão de 1091m, ao longo dos quais se sucedem 47 tramos simplesmente apoiados. O desenvolvimento do trabalho exigiu a execução de uma série de etapas que abrangem diferentes âmbitos e finalidades.

A primeira fase da dissertação consistiu na análise e estudo do modelo numérico desenvolvido num trabalho anterior com recurso à linguagem APDL (*ANSYS Parametric Design Language*). Este modelo, identificado como modelo A, revelou-se inapto para os objectivos pretendidos devido à densidade da malha de elementos finitos, que se traduzia num número de graus de liberdade cuja análise implicava um grande esforço computacional. A partir do referido modelo foi desenvolvido um outro modelo, o modelo B, optimizado e direccionado para a finalidade da presente dissertação. A redução da dimensão do modelo numérico revelou-se fundamental para responder de forma satisfatória em termos de tempo de análise e esforço computacional aos exigentes processos iterativos envolvidos no processo de optimização.

Os ensaios de vibração ambiental realizados sobre a estrutura permitiram obter dados acerca das propriedades dinâmicas que serviram de base a todo o processo de optimização. De modo a conseguir uma correcta correspondência entre resultados numéricos e experimentais, foram definidas as condições de aplicação dos critérios de garantia modal e do complementar critério energético. A aplicação destes métodos que possibilitam o emparelhamento dos modos de vibração não pode ser meramente baseada em conceitos teóricos generalizados para qualquer estrutura, devendo-se recorrer a análises pormenorizadas para um sistema estrutural específico. Um estudo rigoroso que conduza a uma correcta aplicação do critério energético possibilita uma limitação do número de emparelhamentos incorrectos que podem surgir entre modos experimentais e numéricos.

A metodologia de optimização e todos os processos anexos revelaram-se o aspecto fulcral do presente trabalho. O constante estudo da estrutura possibilitou um conhecimento das propriedades dos diferentes elementos estruturais, permitindo com recurso a uma extensa pesquisa bibliográfica uma caracterização da variabilidade das várias propriedades materiais e geométricas. Em relação a esta fase verificou-se uma incerteza bastante considerável das propriedades relacionadas com os modelos de comportamento dos materiais. Uma vez concluída a parametrização da estrutura, a informação resultante

associada a diversos resultados experimentais, permitiu determinar uma função objectivo que define o problema de optimização.

O conhecimento de um número considerável de propriedades materiais e geométricas associadas a uma incerteza, conduziu à necessidade de realizar uma análise de sensibilidade de forma a identificar quais os parâmetros mais importantes para a optimização e aqueles que poderiam ser excluídos do processo de procura de uma solução óptima. Considerando o número de resultados experimentais torna-se importante ter uma quantidade inferior de propriedades incertas, de modo a que o problema de optimização tenha características adequadas para em diversas resoluções originar resultados convergentes.

Entre os diversos métodos de optimização foi escolhido o algoritmo genético, devendo-se esta selecção a algumas das suas características fundamentais, destacando-se por:

- i. Permitir um grande número de variáveis;
- ii. Permitir parâmetros de um problema definido por uma função objectivo com superfícies complexas, reduzindo a incidências de mínimos locais;
- iii. Procurar a solução óptima simultaneamente em várias regiões do espaço de solução, pois trabalham com uma população e não com um único ponto;
- iv. Não ser necessário conhecimento matemático aprofundado do problema considerado.

A opção por uma metodologia de optimização constitui assim um importante factor para a qualidade dos resultados, que depende também de etapas como a parametrização do problema e a definição da função objectivo. Após a conclusão da optimização foram encontradas três soluções possíveis para a estrutura, entre as quais se escolheu a que conduz a um valor mínimo da função objectivo.

O processo de optimização desenvolveu-se com o objectivo de aproximar a resposta dinâmica do modelo numérico da realidade, facto que foi necessário validar com recurso a resultados experimentais obtidos no ensaio de vibração forçada. A maior dificuldade consistiu em encontrar uma lei de amortecimento adequada, a partir de resultados experimentais dispersos, de forma a aproximar a resposta em termos de acelerações do modelo numérico do registo experimental. Esta tarefa foi realizada com recurso a uma série de analogias entre configurações modais, determinando-se assim os coeficientes de amortecimento dos modos de vibração não caracterizados experimentalmente. A realização de uma análise dinâmica permitiu validar, quer a optimização, quer a definição dos coeficientes de amortecimento (Figura 8.1).

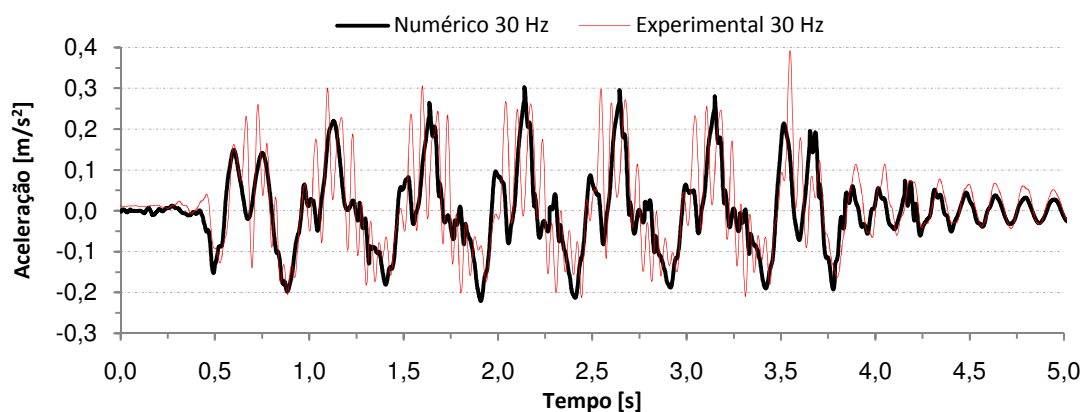


Figura 8.1 – Aceleração vertical a meio vão do tramo de 21,0m (30Hz)

No decorrer da comparação entre os valores experimentais e a resposta do modelo numérico foi verificada a influência que o número de modos e os respectivos coeficientes de amortecimento considerados numa análise dinâmica têm nos resultados finais. O estudo pormenorizado acerca dessa influência foi realizado para a circulação sobre a estrutura dos comboios Talgo e TGV. As comparações realizadas potenciaram a análise das directrizes da norma EN1990-A2 (2005) e das recomendações feitas por Baeßler e Zacher (2008).

Segundo os resultados obtidos, uma análise que considere os modos de vibração até aos 60Hz apenas pode ser realizada com recurso a coeficientes de amortecimento adequados, sob pena de serem determinados resultados completamente desfasados da realidade, com diferenças particularmente relevantes na resposta em termos de acelerações. Deste cenário afastam-se os amortecimentos definidos na actual regulamentação que não reflectem de modo adequado a realidade. A metodologia regulamentar para a determinação dos coeficientes de amortecimento, além de considerar envolventes inferiores de vários valores, foi baseada em configurações modais globais, não permitindo por isso obter valores aceitáveis de amortecimento para os modos locais. Além do referido, a proposta para considerar o amortecimento adicional, que surge devido à interacção entre estrutura-comboio, não se encontra validada para os modos de frequência mais elevada, tendo sido também ela desenvolvida apenas com base em modos de vibração de globais. Em suma a norma EN1991-2 (2003) aborda o valor a atribuir aos coeficientes de amortecimento de uma forma que pode ser originar erros bastante apreciáveis em tipologias estruturais como a estudada.

A constatação da influência do número de modos e do coeficiente de amortecimento permitiram avançar para conclusões mais gerais. A insuficiência dos regulamentos para determinar adequadamente os amortecimentos leva a que uma frequência limite de 60Hz não possa ser adoptada para o projecto de estruturas novas, dada a inexistência de resultados experimentais para determinar coeficientes de amortecimento viáveis. Por outro lado na reabilitação de estruturas a consideração de um maior número de modos é perfeitamente plausível e possibilita obter dados mais aproximados ao real comportamento da estrutura, apesar de igualmente se concluir que é necessário recorrer a métodos mais precisos para determinar os coeficientes de amortecimento por via experimental.

A optimização do modelo numérico e a correspondente validação possibilitou o controlo de vários limites regulamentares relativos ao comportamento da estrutura. A verificação da segurança estrutural levou a concluir que, para os comboios articulados, os resultados obtidos pela análise dinâmica foram superiores aos obtidos pela análise estática majorada pelo factor de amplificação dinâmica ($1+\varphi'+\varphi''$) para velocidades elevadas, ou seja, a partir das velocidades em que começam a surgir fenómenos de ressonância. Contudo para os comboios convencionais e regulares a análise estática amplificada produz resultados que cobrem a envolvente dos resultados da análise dinâmica. A dicotomia de resultados mostra que os efeitos estáticos amplificados não são adequados para o estudo de uma estrutura onde seja exigida uma análise dinâmica.

Quanto ao modelo de cargas LM71, majorado pelo respectivo coeficiente Φ_3 , produz resultados superiores aos restantes cálculos, revelando-se uma envolvente de valores consideravelmente maiores do que os produzidos na análise dinâmica. No entanto é de admitir que para as velocidades principais de ressonância que, no caso da presente estrutura, ocorrem para grande parte dos comboios fora da gama de velocidades analisada esta metodologia seja falível por ter sido desenvolvida sem contabilizar a circulação a alta velocidade.

No que à segurança da via diz respeito, foram avaliados os aspectos exigidos pela norma EN1990-A2 (2005) relativos à deformação e aceleração vertical máxima do tabuleiro. Relativamente à deformação sob a actuação do LM71, verificou-se que a estrutura cumpre os requisitos exigidos com uma margem

de segurança bastante considerável o que vai ao encontro do que é usual, uma vez que em situações correntes as exigências associadas ao nível de conforto conduzem a níveis de deformação mais reduzidos (Figueiredo *et al.*,2009). Do ponto de vista da aceleração vertical máxima do tabuleiro concluiu-se que o tráfego ferroviário é condicionado pela resposta dinâmica do tramo de 21,0m, resultando uma limitação das velocidades de circulação apresentadas no Quadro 8.1.

Quadro 8.1 – Velocidades limite de circulação entre os tramos em estudo (f_{lim} .de 30Hz e ζ_{reg} .)

Comboio	Velocidade limite [km/h]		
	Tramo de 16,5m	Tramo de 21,0m	Estrutura
TGV	410	350	350
Eurostar	310	360	310
Thalys2	410	285	285
ICE2	415	290	290
ETR500	-	295	295
Virgin	405	275	275
Alfa	-	405	405
Talgo	410	295	295

Complementando a discussão realizada numa fase anterior verificou-se que as velocidades limite obtidas seriam completamente diferentes caso fossem consideradas as directrizes da norma EN1990-A2 (2005) em relação ao número de modos e da norma EN1991-2 (2003) em relação à definição do coeficiente de amortecimento a atribuir, o que realça a importância das condições admitidas para a análise dinâmica.

O trabalho desenvolvido permitiu analisar com pormenor as especificidades do comportamento dinâmico da tipologia estrutural em causa permitindo concluir sobre quais os aspectos que mais influenciam a sua resposta sob a acção de tráfego ferroviário.

8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No contexto dos estudos realizados apresentam-se algumas sugestões com vista ao desenvolvimento de investigações futuras:

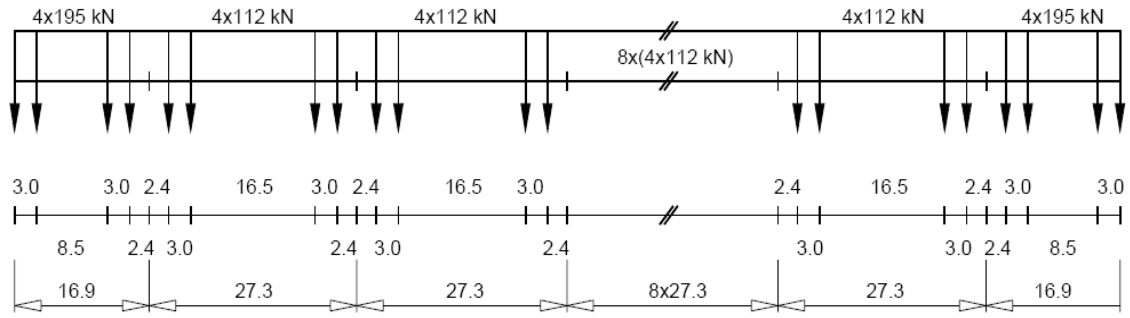
- i. A optimização desenvolvida baseou-se em diversos parâmetros modais avaliados experimentalmente, conduzindo a resultados que permitem aproximar o comportamento da estrutura da realidade. A obtenção de resultados provenientes de ensaios de vibração forçada permitem obter um conjunto de registos de deslocamentos e acelerações que podem ser englobados no processo de optimização, ou seja, interessa em trabalhos futuros considerar respostas dinâmicas da estrutura e não apenas parâmetros modais;
- ii. O ensaio de vibração ambiental permitiu obter para cada configuração modal diversos valores de coeficientes de amortecimento que apresentam uma certa dispersão. Considerando a importância da correcta definição do amortecimento de uma estrutura, é aconselhável futuramente o desenvolvimento de técnicas de determinação experimental do amortecimento da estrutura para níveis de vibração superiores;

- iii. É também de grande interesse o desenvolvimento de análises dinâmicas considerando a interacção entre a estrutura e o comboio, quer para a avaliação dos registos de deslocamentos e acelerações ao nível do tabuleiro quer para a determinação exacta do nível de conforto dos passageiros. Calçada (1985), Faria *et al.* (2008), Neves (2009), são alguns dos trabalhos desenvolvidos na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto nesta área, que interessam aprofundar;
- iv. A discussão sobre a importância do número de modos e os respectivos coeficientes de amortecimentos a considerar numa análise dinâmica é um assunto que importa aprofundar para outras tipologias estruturais;
- v. Os veículos ferroviários para transporte de mercadorias têm sido pouco abordados nas investigações que contemplam o estudo da ferrovia, sendo necessário aprofundar o conhecimento acerca dos seus efeitos nas pontes e viadutos;
- vi. As metodologias de consideração das irregularidades na análise dinâmica das estruturas ferroviárias encontram-se pouco desenvolvidas face à evolução das características do tráfego. O desenvolvimento de perfis de irregularidades que possam ser considerados na avaliação dos efeitos da circulação ferroviária na estrutura iria conduzir sem dúvida a uma mais-valia na exactidão dos resultados obtidos;
- vii. Considerando os vários assuntos de interesse referidos, face à evolução do tráfego, é importante o estudo das metodologias para reabilitação e dimensionamento de novas estruturas introduzindo, se possível, recomendações à regulamentação actual.

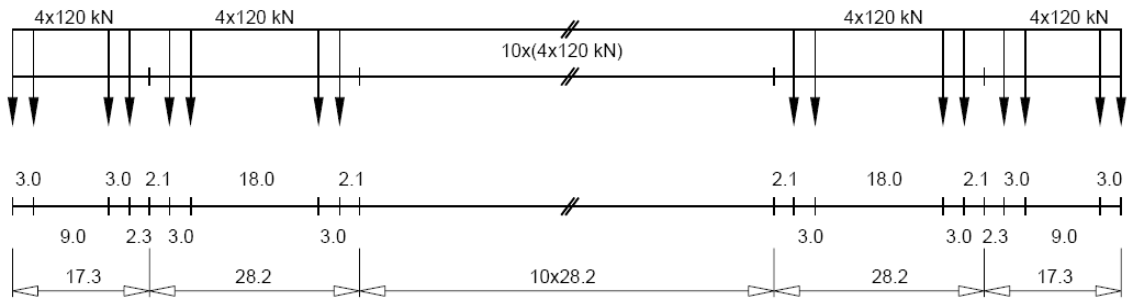
BIBLIOGRAFIA

- Albuquerque, C.M.C. (2009) - "*Análises Dinâmicas com ANSYS e MATLAB*", FEUP, Porto.
- Allemang, R.J. e Brown, D.L. (1982) - "*A correlation coefficient for modal vector analysis*", in Proceedings of International Modal Analysis Conference.
- Allemang, R.J. (2003) - "*The modal assurance criterion - Twenty years of use and abuse*", Sound and Vibration, Vol. 37, Iss. 8, pp. 14-23.
- Almeida, P.A.M.M. (2008) - "*Comportamento dinâmico de uma ponte em arco existente para tráfego ferroviário de alta velocidade*", FEUP, Porto.
- Baeßler, M. e Zacher, M. (2008) - "*Dynamic behaviour of ballast on railway bridges*", in Dynamics of High-Speed Railway Bridges, Taylor & Francis.
- Brehm, M., Zabel, V. and Bucher, C. (2010) - "*An automatic mode pairing strategy using an enhanced modal assurance criterion based on modal strain energies*", Journal of sound and vibration, Vol. 329, Iss. 25, pp. 5375-5392.
- Calçada, R.A.B. (1995) - "*Efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade*", MSc Thesis, FEUP, Porto.
- Camara, J.M.M.N. (2001) - "*Pré-fabricação de pontes e viadutos*", Apontamentos do Mestrado em Engenharia de Estruturas, IST, Lisboa.
- EN1990-A2 (2005) - "*Eurocode 0: Basis of structural design - Annex A2: Applications for bridges*", European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.
- EN1991-1-1 (2009) - "*Eurocode 1: Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais - Pesos volúmi- cos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*", European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.
- EN1991-2 (2003) - "*Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on Bridges*", European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.
- EN1992-1-1 (2010) - "*Eurocode 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*", European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.
- ERRI D214/RP9 (2001) - "*Rail bridges for speeds > 200 Km/h final report ERRI D 214/RP 9*", Euro- pean Rail Research Institute, Utrecht, Netherlands.
- Faria, I., Delgado, R. e Calçada, R. (2008) - "*Bridge-vehicles dynamic interaction*", in *Bridges for High-Speed Railways*, pp. 159-179, Taylor & Francis.
- Fernandes, M.A.M. (2010) - "*Comportamento Dinâmico de Pontes com Tabuleiro Pré-Fabricado em Vias de Alta Velocidade*", FEUP, Porto.
- Ferreira, N.J. (2008) - "*Comportamento dinâmico de pontes ferroviárias de alta velocidade constituí- das por vigas pré-fabricadas*", IST, Lisboa.
- Figueiredo, H., Calçada, R. e Delgado, R. (2009) - "*Aspectos Regulamentares no Cálculo de Pontes Ferroviárias em Linhas de Alta Velocidade*", Apontamentos de Dinâmica de Estruturas em Vias Férreas de Alta Velocidade, FEUP, Porto.
- Fortunato, E.M.C. (2005) - "*Renovação de plataformas ferroviárias estudos relativos à capacidade de carga*", FEUP, Porto.
- Google - Google Maps - Consultado a 2 Abril 2011, em <http://maps.google.pt/>.
- Henriques, A.A.R. (1998) - "*Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*", FEUP, Porto.

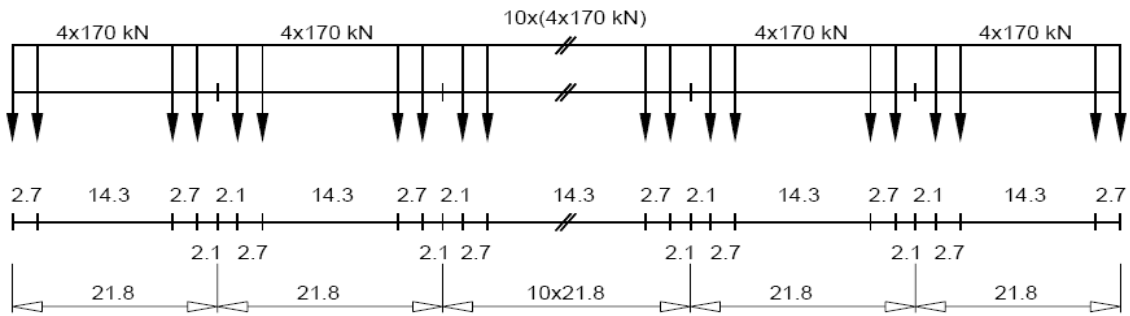
- IAPF (2010) - "*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril*", Ministerio de Fomento - Gobierno de España.
- JCSS (2001) - "*Probabilistic Model Code - Part 2: Load models*", Joint Committee on Structural Safety.
- Knothe, K. e Wu, Y. (1998) - "*Receptance behaviour of railway track and subgrade*", *Archive of Applied Mechanics*, Vol. 68, pp. 457-470.
- Malveiro, J., Ribeiro, D. e Calçada, R. (2011) - "*Dynamic Monitoring of a Railway Viaduct with Precast Deck*", em 4th International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures (EVACES), Varenna, Italy.
- Manterola, J. (2006) - "*Puentes apuntes para su diseño, cálculo y construcción*", Escuelas, Colegio de Ingenieros de caminos, canales y puertos, [S. l.].
- McKay, M., Beckman, R. e Conover, W. (1979) - "*A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code*", *Technometrics*, Vol. 21, pp. 239-245.
- Mirza, S.A., Kikuchi, D.K. e MacGregor, J.G. (1979) - "*Statistical Descriptions of Strength of Concrete*", *Journal of the Structural Division*, Vol. 105, pp. 1021-1037.
- Neves, S.G.M. (2009) - "*Análise dinâmica com interação veículo-estrutura em vias de alta velocidade*", FEUP, Porto.
- OptiSLang (2008) - "*the optimizing Structural Language*", Methodology Manual, Weimar, Germany.
- RAVE (2010) - "*Brochura Institucional: O Projecto de Alta Velocidade Ferroviária em Portugal*", Consultado a 10 Abril 2011, em www.rave.pt.
- Ribeiro, D.R.F. (2004) - "*Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade*", FEUP, Porto.
- Rigueiro, M.C.S. (2007) - "*Avaliação dos Efeitos Dinâmicos em Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade de Pequeno e Médio Vão*", FCTUC, Coimbra.
- Silva, L.D.C.F.M. (2010) - "*Comportamento Dinâmico de uma Ponte Ferroviária de Pequeno Vão para Tráfego de Alta Velocidade*", FEUP, Porto.
- UIC (2010) - "*High Speed Lines in the World*", Consultado a 20 Março 2011, em <http://www.uic.org/spip.php?article573>.
- UIC 77-1R (1979) - "*Loads to be considered in the design of railway bridges. Technical Report*", International Union of Railways, Paris, France.
- UIC 719-R (2008) - "*Earthworks and track bed for railway lines*", International Union of Railways, Paris, France.
- Wiśniewski, D.F. (2007) - "*Safety Formats for the Assessment of Concrete Bridges*", Universidade do Minho, Guimarães.
- Zabel, V. e Brehm, M. (2008) - "*System identification of high-speed railway bridges*", em Weimar Optimization and Stochastic Days 5.0, Weimar, Germany.
- XIX Cimeira Luso-Espanhola (2003) - "*Memorando de entendimento*", Figueira da Foz, Portugal.
- XXI Cimeira Luso-Espanhola (2005) - "*Memorando de entendimento*", Évora, Portugal.



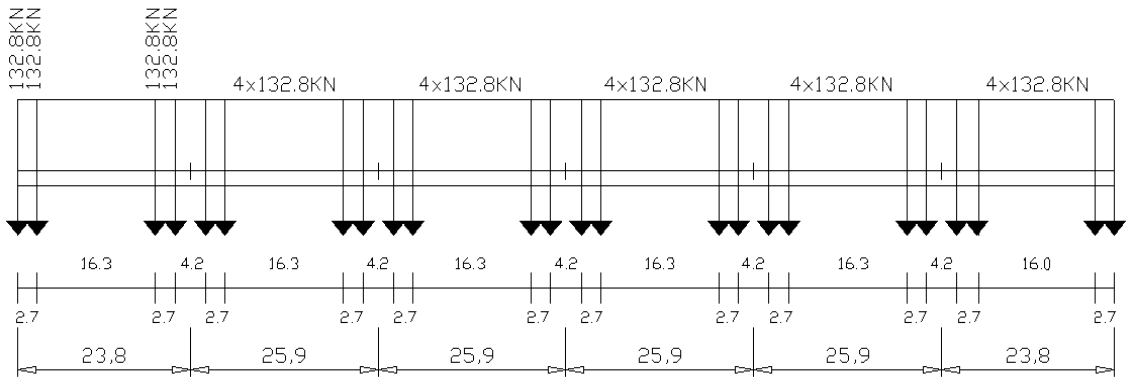
a) ICE



a) ETR-Y-500

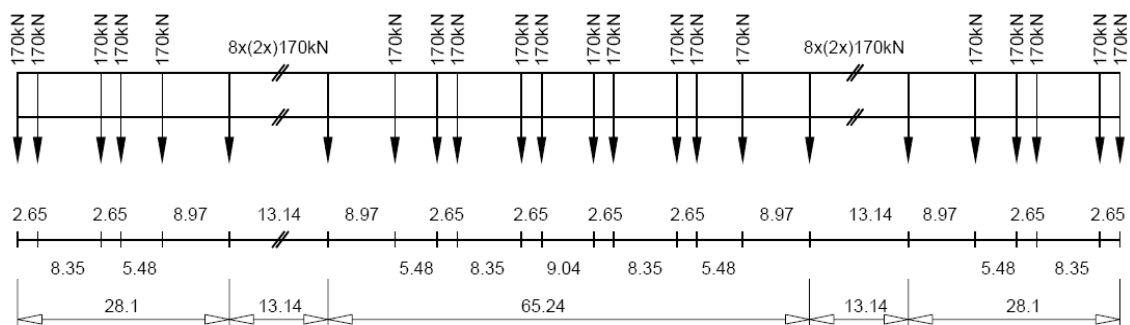


a) Virgin



a) Alfa pendular

Figura A.2 – Esquemas de cargas dos comboios convencionais



a) Talgo

Figura A.3 – Esquemas de cargas dos comboios regulares

ANEXO A2

ANEXO A2

A2.1. INCREMENTO DE TEMPO

A2.1.1. MODOS DE VIBRAÇÃO ATÉ 30 Hz

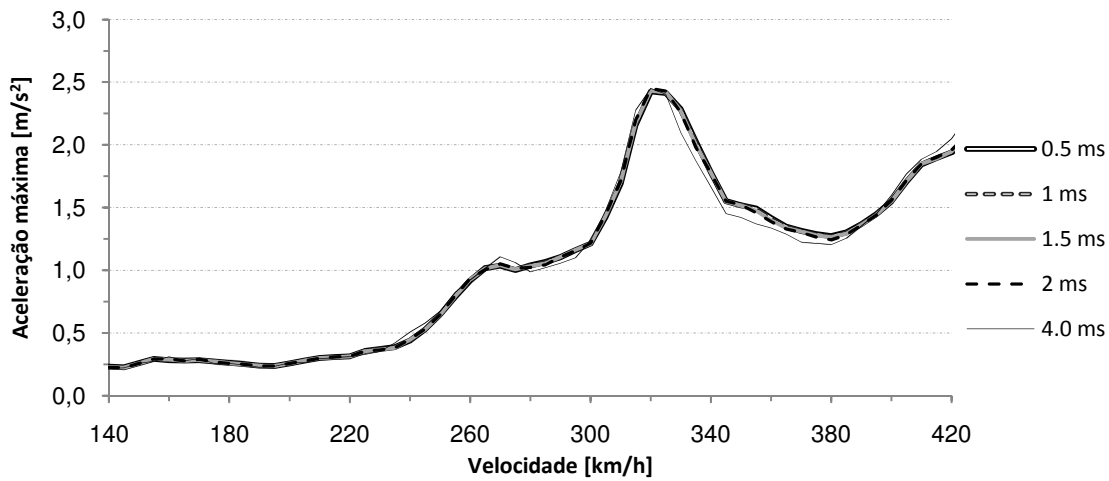


FIGURA A.4 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS A MEIO VÃO DO TRAMO DE 16,5M VARIANDO Δt - TGV (30Hz)

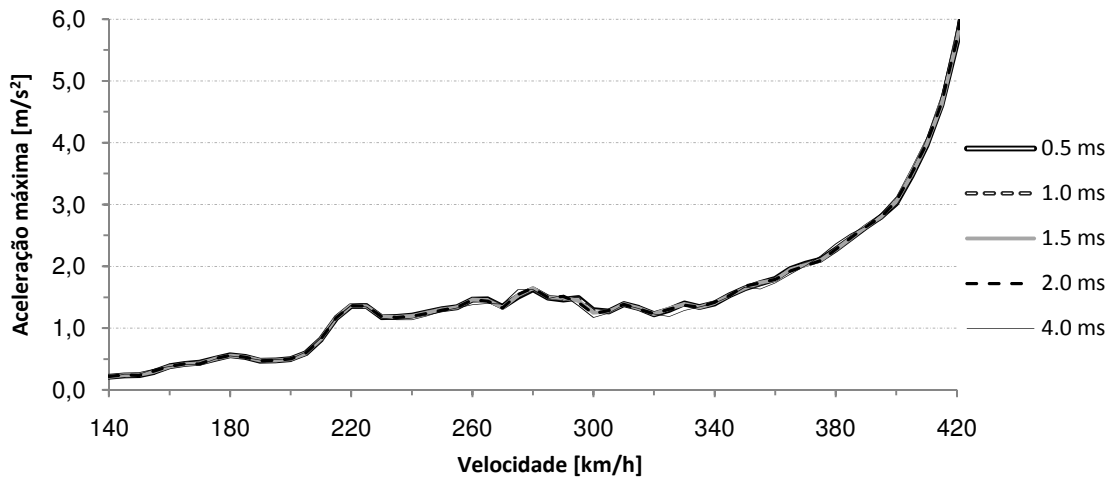


FIGURA A.5 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS A MEIO VÃO DO TRAMO DE 21,0M VARIANDO Δt - TGV (30Hz)

A2.1.2. MODOS DE VIBRAÇÃO ATÉ 60 HZ

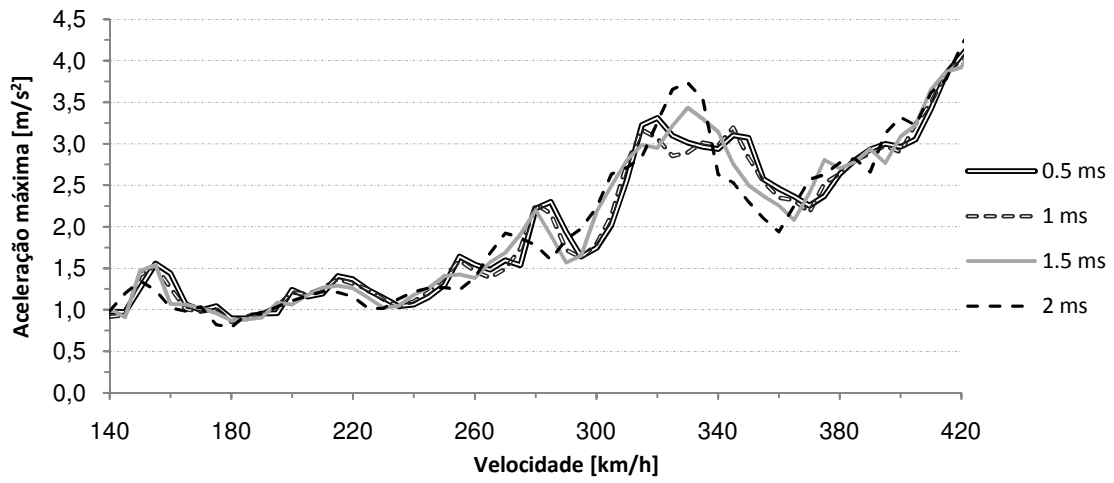


FIGURA A.6 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS A MEIO VÃO DO TRAMO DE 16,5M VARIANDO Δt - TGV (60Hz)

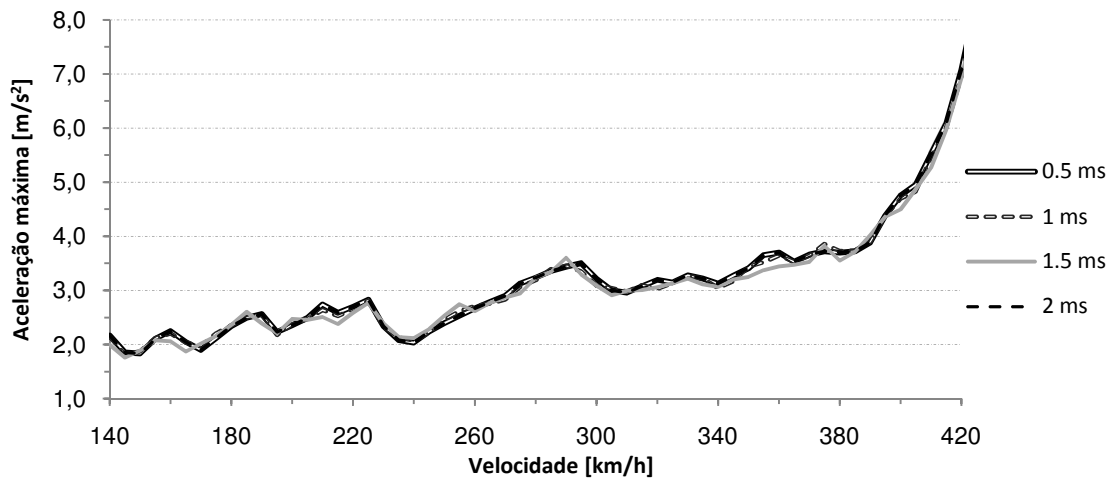


FIGURA A.7 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS A MEIO VÃO DO TRAMO DE 21,0M VARIANDO Δt - TGV (60Hz)

ANEXO A3

ANEXO A3

A3.1. ACELERAÇÃO VERTICAL MÁXIMA DO TABULEIRO

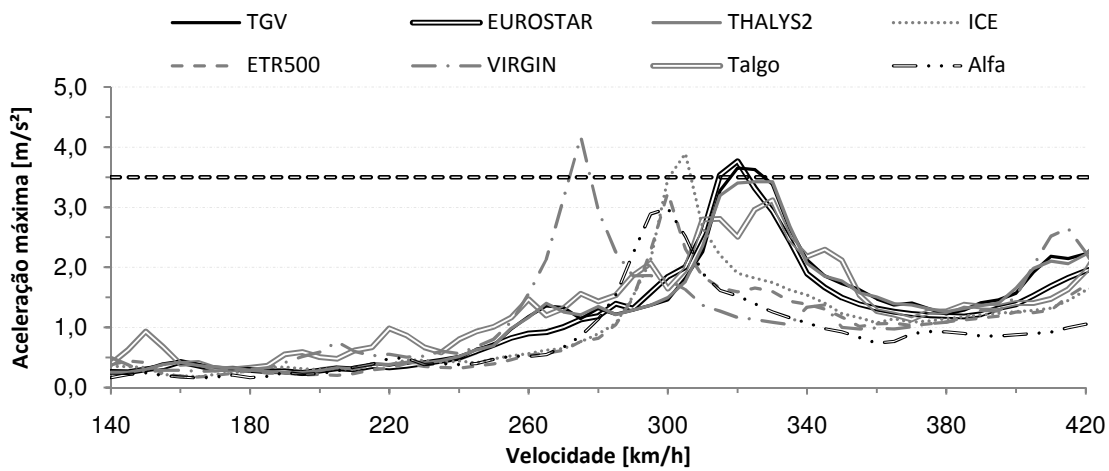


Figura A.8 – Verificação das acelerações máximas a meio vão do tramo de 16,5m ($f_{lim.}$ de 30Hz e $\zeta_{reg.}$)

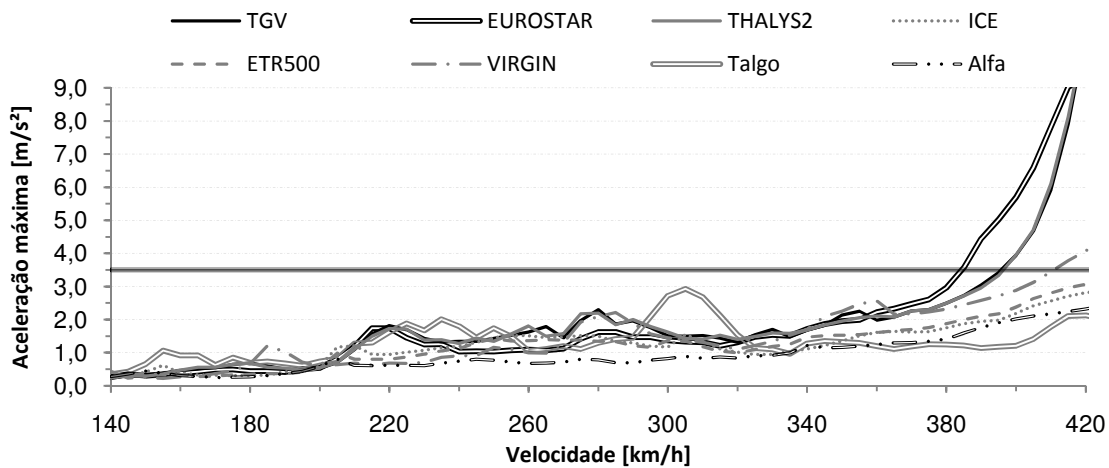


Figura A.9 – Verificação das acelerações máximas a meio vão do tramo de 21,0m ($f_{lim.}$ de 30Hz e $\zeta_{reg.}$)