



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO  
Universidade Técnica de Lisboa



# **Comportamento Dinâmico de Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade. Especificações para o projecto de estruturas**

**Miguel Felipe Duque Fonseca Pereira**

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

**Júri**

Presidente: Prof. José Manuel Matos Noronha da Câmara

Orientador: Prof. Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença

Vogais: Prof. José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

**Setembro de 2008**



*Aos meus pais e irmão*

Imagem da capa: Joseph Mallord William Turner: "Rain, steam and speed". 1844 - Londres, National Gallery  
*detalhe*

## Resumo

Enquadrado nos objectivos do protocolo celebrado entre o IST e a RAVE em Maio de 2007, a presente dissertação pretende apoiar o projecto da rede nacional ferroviária de alta velocidade com um conjunto de recomendações no dimensionamento de estruturas, com especial incidência nas obras-de-arte.

Inicia-se o estudo com o levantamento bibliográfico dos documentos regulamentares e recomendatórios acerca do tema e um relato da experiência internacional, em geral, e ibérica, em particular.

Segue-se uma descrição pormenorizada do fenómeno dinâmico decorrente da circulação ferroviária a alta velocidade. A comparação de algumas das metodologias existentes ajuda o Projectista a escolher a que melhor se adequa ao problema dinâmico. Para além de algumas soluções analíticas, são apresentadas as bases para a análise dinâmica de sistemas de múltiplos graus de liberdade através do Método de Elementos Finitos.

Após a exposição teórica é feita uma análise de sensibilidade dos vários parâmetros que influenciam o comportamento dinâmico, à luz do EN 1991-2. Neste capítulo procura-se justificar alguns valores de dimensionamento apresentados na norma anterior.

Por último, apresenta-se o caso de estudo de adaptação de uma ponte de tráfego ferroviário convencional ao tráfego de alta velocidade. Uma leitura deste capítulo permite entender quais os critérios de dimensionamento que devem ser respeitados e os modelos que podem ser usados para a representação da ponte. Em ordem crescente de detalhe e recursos necessários estudam-se os modelos de viga, casca e sólidos. Este último serve a modelação do balastro que, como se verificou, tem influência significativa na resposta da estrutura.

Palavras-chave: Interoperabilidade, normas ferroviárias, comportamento dinâmico de pontes, cargas móveis



## **Abstract**

According to the protocol objectives stipulated between IST and RAVE in May 2007, the following work aims to support the design and conception behind the national highspeed railway network based on a set of recommendations and provisions on structural design, specifically for bridges and viaducts.

The thesis begins with the bibliographical survey of the regulative and recommendatory documents on the subject and the report of the international experience in general and also the Iberian experience in particular.

This is followed by a detailed description of the dynamic phenomenon, result of the highspeed circulation. The comparison between some of the existing methodologies assists the structural designer in the decision of the most adequate scheme for the dynamic problem. Besides some analytical solutions, the bases of the dynamic analysis of multi degree of freedom systems through the Finite Element Method are reviewed.

After the theoretical presentation, a sensitivity analysis of the various parameters that influence the dynamic behaviour is performed, in light of the EN 1991-2. In this chapter, the author justifies some of the recommended values in the previous standard.

Finally, an assessment of an existing line for higher speeds is made. By reading the last chapter, one may understand which criteria should be used and which models could be adapted to the bridge representation. In ascending order of detail and necessary resources, the beam, shell and solid models are created. The latter serves the purpose of modeling the ballast, which has been proved to have a significant influence on the structural response.

Keywords: Interoperability, railway codes, bridge dynamic behaviour, moving loads





## **Agradecimentos**

Gostaria de agradecer:

- ao Professor Doutor Jorge Miguel Proença, meu orientador de tese, pela disponibilidade mostrada sempre que foi necessário e esclarecimentos de dúvidas que me foram surgindo ao longo do trabalho.
- ao meu colega João Henriques que generosamente decidiu emprestar o seu pré-processador de cálculo. A sua ajuda na correcção de pequenos detalhes e esclarecimento do seu funcionamento foi sempre pronta e eficaz.
- ao Eng. Manuel Andrade Gil, Engenheiro da RAVE, pelo acompanhamento de texto e actualização contínua da situação da rede de alta velocidade. O seu conhecimento do meio serviu para corrigir algumas imprecisões e manter o pragmatismo da dissertação, sempre direccionada ao projecto.
- aos meus colegas e amigos Edgar, Pedro e Manuel por aceitarem em ceder o nosso trabalho prático de Pontes como objecto de estudo nesta dissertação e pelas palavras de motivação ditas ao longo deste último ano.
- ao grupo de trabalho que tantas vezes se reuniu nas instalações do Tagus Park. A sua presença procurou sempre desanuviar o ambiente intenso de estudo e alegrar as madrugadas de trabalho.
- a todos aqueles que durante cinco anos me acompanharam na boa experiência universitária que foi estudar no Instituto Superior Técnico.
- ao Pedro, meu amigo desde pequeno, pela ajuda prestada em traduções e companhia nos intervalos de estudo.
- aos meus pais Marina e José, meu irmão Gonçalo e minha colega e namorada Sílvia que sempre estiveram comigo, mesmo nas alturas mais complicadas, e sempre respeitaram o meu gosto em trabalhar e dedicação total a esta dissertação.



# Índice

Resumo .....	v
Abstract .....	vii
Agradecimentos .....	ix
Índice .....	xi
Lista de Figuras .....	xv
Lista de Tabelas .....	xxi
Notação .....	x
1 Introdução .....	1
1.1 Contextualização .....	1
1.2 Objectivos .....	4
1.3 Conteúdo da tese .....	5
2 Documentação existente .....	7
2.1 Normas internacionais .....	7
2.1.1 Normas de interoperabilidade TSI .....	8
2.1.2 Normas CEN (incluindo EN 199x) e CENELEC .....	10
2.1.3 Fichas UIC .....	12
2.1.3 Outras normas .....	13
2.2 Normas nacionais .....	14
3 Acções .....	17
3.1 Estado Limite Último .....	17
3.2 Estado Limite de Utilização .....	18
3.3 Acções em obras-de-arte da rede ferroviária de alta velocidade .....	19
3.4 Material circulante existente .....	20
3.4.1 Comboios articulados .....	20
3.4.2 Comboios convencionais .....	22
3.4.3 Comboios regulares .....	24
3.5 Modelos de carga de dimensionamento .....	25
3.5.1 Modelo de carga 71 .....	26
3.5.2 Modelo de carga SW/0 e SW/2 e modelo de carga "comboio vazio" .....	26
3.5.3 Modelo de carga HSLM (High Speed Load Model) .....	27
3.5.4 Combinações de cálculo .....	27

4	Metodologias para a análise dinâmica de pontes e viadutos .....	31
4.1	Estado de Arte .....	31
4.2	Coeficiente Dinâmico .....	35
4.2.1	Propostas para coeficientes dinâmicos .....	36
4.2.2	Comparação entre as várias propostas .....	43
4.2.3	Proposta para o coeficiente dinâmico para uma ponte exclusivamente destinada a alta velocidade .....	46
4.3	Comportamento estrutural dinâmico para vigas simplesmente apoiadas .....	49
4.3.1	Soluções analíticas.....	50
4.3.2	Métodos simplificados .....	58
4.3.3	Comparação entre as soluções analíticas e métodos simplificados .....	60
4.4	Fenómeno de Ressonância .....	63
4.4.1	Carregamento periódico de uma série de cargas móveis .....	64
4.4.2	Rácio de carregamento de uma série de cargas móveis.....	65
4.4.3	Ressonância do veículo .....	65
4.5	Análise dinâmica de um sistema de n graus de liberdade .....	66
4.5.1	Métodos de integração directa .....	68
4.5.2	Métodos de sobreposição modal.....	72
4.5.3	Programa de análise computacional: SAP2000®.....	73
4.6	Interação veículo-estrutura.....	75
5	Comportamento dinâmico segundo o EN 1991-2 .....	79
5.1	Velocidade de tráfego .....	80
5.2	Comprimento de vão.....	82
5.3	Assinatura dinâmica.....	83
5.4	Amortecimento .....	85
5.5	Massa da estrutura .....	87
5.6	Rigidez da estrutura .....	88
5.7	Frequências de vibração da estrutura .....	91
5.8	Irregularidades verticais da via e imperfeições do veículo .....	91
6	Análise dinâmica de uma ponte ferroviária .....	95
6.1	Descrição da ponte .....	95
6.2	Modelação da ponte.....	98
6.3	Manipulação dos modelos de viga e casca.....	101
6.3.1	Análise estática .....	101
6.3.2	Análise modal.....	102

6.3.3	Modificação do modelo de viga original.....	102
6.4	Verificação de segurança segundo o EN 1991-2.....	105
6.4.1	Estados Limites Últimos .....	106
6.4.2	Estados Limites de Utilização.....	107
6.5	Modelação do balastro.....	104
6.5.1	Análise estática .....	114
6.5.2	Análise modal.....	114
6.5.3	Comparação das respostas dos modelos de casca e balastrado .....	115
6.5.4	Distorção da via.....	118
7	Conclusões e Recomendações para investigações futuras.....	119
7.1	Sumário e Conclusões .....	119
7.2	Sugestões para investigações futuras .....	125
	Bibliografia.....	127
Anexos		
	Anexo A – Dados para a montagem do modelo de cargas para alguns dos comboios reais de alta velocidade.....	134
	Anexo B – Avaliação do subsistema estrutural de acordo com a norma L245/143 .....	136
	Anexo C – Lista de recomendações UIC mencionadas no Anexo Técnico de Engenharia.....	137
	Anexo D – Determinação do 1º modo de vibração vertical para uma ponte de secção em caixão, segundo o EN 1991-4.....	138
	Anexo E – Propriedades geométricas das aduelas e secções da ponte em estudo.....	139
	Anexo F – Resultados da análise modal para os modelos de viga, viga modificado, casca e balastrado.....	140



## Lista de Figuras

Fig. 1.1 - Mapa da rede de alta velocidade da Península Ibérica (Fonte: <a href="http://www.rave.pt">www.rave.pt</a> ) .....	2
Fig. 1.2 – Planeamento do eixo Lisboa-Madrid (Fonte: <a href="http://www.rave.pt">www.rave.pt</a> ) .....	3
Fig. 1.3 - Secção-tipo transversal para a rede ferroviária de alta velocidade espanhola (a) e portuguesa (b) (Fontes: <i>Ministerio de Fomento</i> e <a href="http://www.rave.pt">www.rave.pt</a> ).....	3
Fig. 1.4 - Terceira travessia sobre o Tejo – Estudo (Fonte: <a href="http://www.grid.pt">www.grid.pt</a> ) .....	4
Fig. 1.5 – Intervenções na envolvente da Estação do Oriente de Lisboa (Fonte: <a href="http://www.rave.pt">www.rave.pt</a> ) .....	4
Fig. 2.1 – Perfil transversal para a terceira travessia do Tejo. (Fonte: <a href="http://www.rave.pt">www.rave.pt</a> ).....	7
Fig. 2.2 - Conjunto de subsistemas a normalizar numa rede ferroviária de alta velocidade .....	9
Fig. 2.3 - Documentos CEN necessários para a construção de uma ponte ferroviária para alta velocidade .....	12
Fig. 3.1 - Comboio articulado.....	21
Fig. 3.2 – Thalys 2 (Fonte: <a href="http://en.wikipedia.org/">http://en.wikipedia.org/</a> ) .....	21
Fig. 3.3 - Eurostar Class 373 (Fonte: <a href="http://en.wikipedia.org/">http://en.wikipedia.org/</a> ) .....	21
Fig. 3.4 – Protótipo do AGV (Fonte: <a href="http://conexaoparis.files.wordpress.com/">http://conexaoparis.files.wordpress.com/</a> ).....	22
Fig. 3.5 – Comboio convencional.....	22
Fig. 3.6 – Velaro E ou AVE S-103 (Fonte: <a href="http://siemens.lv/">http://siemens.lv/</a> ) .....	23
Fig. 3.7- ETR-500 (Fonte: <a href="http://en.wikipedia.org/">http://en.wikipedia.org/</a> ) .....	23
Fig. 3.8 – British Rail Class 390 (Fonte: <a href="http://en.wikipedia.org/">http://en.wikipedia.org/</a> ).....	24
Fig. 3.9 – Zefiro 250+ (Fonte: <a href="http://ftnews.firetrench.com/">http://ftnews.firetrench.com/</a> ) .....	24
Fig. 3.10 – Comboio regular .....	24
Fig. 3.11 – Talgo 200 (Fonte: <a href="http://www.railwaymania.com/">http://www.railwaymania.com/</a> ) .....	25
Fig. 3.12 - Modelo de carga 71 com valores característicos.....	26
Fig. 3.13 - Modelos de carga SW/0 e SW/2 e “comboio vazio” com os valores característicos....	26
Fig. 3.14 – Modelo HSLM – A.....	28
Fig. 3.15 – Modelo HSLM – B.....	29
Fig. 4.1 – Modelo de carga móvel.....	32
Fig. 4.2 – Modelo de massa móvel .....	32
Fig. 4.3 – Modelo de massa suspensa .....	32

Fig. 4.4 – Modelo tridimensional do veículo (Fonte: Wu, 2001) .....	32
Fig. 4.5 - Estrutura com apoios elásticos .....	33
Fig. 4.6 – Acelerações a meio vão para dois tipos de amortecedor em estudo:.....	33
Fig. 4.7 - Estrutura com amortecedor de massa .....	34
Fig. 4.8 – Estrutura com amortecedores de fluido viscoso .....	34
Fig. 4.9 – Configuração do sistema de amortecimento FVD para uma ponte de betão armado vigada (Fonte: Museros <i>et al.</i> , 2007) .....	34
Fig. 4.10 – Estrutura em duplo tirante.....	35
Fig. 4.11 – Estrutura em dupla viga .....	35
Fig. 4.12 - Estrutura composta viga + tirante .....	35
Fig. 4.13 - Intervalo de validade para a aplicação do coeficiente dinâmico, segundo o EN 1991-2 (a) com base nos trabalhos de Fryba (1996) (b).....	37
Fig. 4.14 – Valores de coeficiente dinâmico obtidos para deslocamento a meio vão (a), momento flector a meio vão (b) e esforço transversal na extremidade da viga (c). ....	39
Fig. 4.15 - Valores de dimensionamento para coeficiente dinâmico para $S/L=0.20$ (b), $S/L=0.40$ (c) e $S/L=0.60$ (d), segundo o modelo de sistema de dois eixos (a) com dois graus de liberdade (Fonte: Humar e Kashif, 1993).....	41
Fig. 4.16 - Frequências próprias de oscilação do peso suspenso (a) e não suspenso (b), segundo Prud'Homme .....	42
Fig. 4.17 – Resultados de ensaios realizados pela SNCF (Fonte: Lopez Pita, 1984).....	42
Fig. 4.18 – (a) Deslocamentos obtidos para as análises estáticas equivalentes propostas. (b) Envolvente de esforço transversal $V_2$ obtida para as análises estáticas equivalentes propostas. (c) Envolvente de momento flector $M_3$ obtida para as análises estáticas equivalentes propostas. ....	43
Fig. 4.19 –Análise de sensibilidade às expressões do EN 1991-2 e AASHTO.....	45
Fig. 4.20 - Deslocamentos obtidos na Ponte 1 do catálogo do ERRI para a análise dinâmica pelo método LIR e para o método de Eisenmann. ....	46
Fig. 4.21 - Deslocamentos máximos a meio vão dos modelos HSLM-A. É estudado o intervalo de comprimentos de vão entre 7 e 80 metros e os três tipos de pontes consideradas pelo EN 1991-2 (ver Fig. 5.6).....	48
Fig. 4.22 – Carga móvel atravessando uma viga a velocidade $v$ .....	50
Fig. 4.23 – Série de cargas móveis atravessando uma viga a velocidade $v$ .....	54



Fig. 4.24 – Efeito de massa móvel na resposta de uma ponte em betão pré-esforçado com $L=20\text{m}$ , $I=3.84\text{m}^4$ , $E=29.43\text{GPa}$ , $m=34.088\text{kg/m}$ e $\omega_1=44.75\text{ rad/s}$ pela passagem de 5 carruagens idênticas de 24 m com eixos dianteiros e traseiros desfasados de 6 m e cada eixo a pesar 215.6 kN (Fonte: Yang, 2004).....	55
Fig. 4.25 - Série de cargas de um comboio atravessando uma viga a velocidade $v$ .....	56
Fig. 4.26 – Caso de carga para dois eixos na viga – situação mais desfavorável .....	57
Fig. 4.27 - Comparação dos termos relacionados com a linha de influência para a ponte 2 (Tabela 4.3).....	60
Fig. 4.28 – Comparação de soluções para a passagem do comboio Eurostar na: Ponte 1 do ERRI, $\xi=0.1\%$ (a), Ponte 1 do ERRI, $\xi=4\%$ (b), Ponte 2 do ERRI, $\xi=0.1\%$ (c), Ponte 2 do ERRI, $\xi=4\%$ (d).....	61
Fig. 4.29 – Comparação entre o método DER e DER modificado para as condições do caso b).....	62
Fig. 4.30 – Factor de amplificação dinâmica $\beta_1$ .....	63
Fig. 4.31 – Aproximação de uma função linear periódica de período $2\pi$ a uma série de Fourier com um termo (a), dois termos (b) e três termos (c) ( <i>adaptado de <a href="http://en.wikipedia.org/">http://en.wikipedia.org/</a></i> ).....	64
Fig. 4.32 – Relação entre o coeficiente de amortecimento e frequência de vibração não amortecida (Fonte: Clough, 2003).....	68
Fig. 4.33 – Raio espectral para os métodos implícitos mais comuns, sem amortecimento estrutural (Fonte: <i>adaptado de</i> Bathe, 1982). .....	70
Fig. 4.34 - Imagens das fases de uma mola de equação $u - 0.5u_1 - u_2 = 0, u_0 = 0.5, v_0 = 0, T = 7.3, \Delta t = 2.5$ , duração de 2500. a) Solução exacta, b) Newmark, $\beta = 0.25, \gamma = 0.5$ , c) HHT, $\alpha = -0.1, \beta = 0.3025, \gamma = 0.6$ (Fonte: Xie, 1995).....	71
Fig. 4.35 – Caso de análise para o modelo de cargas HSLM-A10 a 150km/h.....	74
Fig. 4.36 – Função delta-Dirac para N01-150km/h para o modelo de cargas HSLM-A10.....	74
Fig. 4.37 – Elemento simples da interacção veículo-estrutura.....	75
Fig. 4.38 – Amortecimento adicional $\Delta\zeta$ (%) em função do comprimento de vão.....	77
Fig. 4.39 – Redução da amplificação dinâmica com a consideração da interacção veículo-estrutura para os deslocamentos (a) e para as acelerações (b).....	77
Fig. 5.1 – Fluxograma para a determinação da necessidade de análise dinâmica.....	80
Fig. 5.2 – Aceleração a meio vão na ponte 1 do catálogo ERRI (ver Tabela 4.3, $\xi=1\%$ ) pela passagem do comboio universal HSLM-B ( $d=2.5\text{m}$ e $N=10$ ), segundo o método DER. ....	81

Fig. 5.3 – a) Acelerações máximas registadas para a envolvente HSLM-A para pontes simplesmente apoiadas, segundo o método DER. ....	83
Fig. 5.4 – Assinatura dinâmica de alguns comboios existentes na rede europeia mencionados em 3.4 e a envolvente de assinatura dos comboios HSLM-A.....	84
Fig. 5.5 – Análise de sensibilidade para o amortecimento. Resolução pelo método LIR para o problema da passagem do comboio Eurostar na ponte 1 do ERRI. ....	85
Fig. 5.6 – Decremento logarítmico de amortecimento medido em pontes metálicas treliçadas (a-1), vigadas com balastro (a-2), vigadas sem balastro (a-3) e de betão armado com balastro (b-1) e sem balastro (b-2) (Fonte: Frýba, 1996). ....	86
Fig. 5.7 – Análise de sensibilidade para a massa. Condições iguais à Fig. 5.5. $\zeta = 1.0\%$ .....	87
Fig. 5.8 – Análise de sensibilidade para a rigidez. Condições iguais à Fig. 5.5. $\zeta = 1.0\%$ .....	89
Fig. 5.9 – Secção transversal da ponte em betão pré-esforçado em Taiwan (Fonte: Ju <i>et al.</i> ,2006).....	90
Fig. 5.10 – Aparelho de manutenção localizada usado pela Deutsch Bahn (Fonte: Esveld, 2001).....	92
Fig. 5.11 – Dependência da perda de material por desgaste, segundo a escala de dureza (Fonte: Heyder, 2004).....	92
Fig. 5.12 – Estudos de Nielsen <i>et al.</i> conduzidos para uma modelação algébrica das irregularidades de via nos pontos de contacto com o comboio.....	93
Fig. 6.1 – Secção transversal no apoio e meio vão (a) e alçado (b) .....	96
Fig. 6.2 – Secção efectiva para determinar momentos de inércia e áreas de corte para as grelhas longitudinais (a) e transversais (b) (Fonte: Song, 2001).....	99
Fig. 6.3 – Representação tridimensional da ponte em modelo de viga (a) e modelo de casca (b).....	100
Fig. 6.4 – Comparação da aceleração vertical (a) e do deslocamento vertical (b) a meio vão de extremidade para a passagem do comboio HSLM-A2 à velocidade de 390km/h para o caso em que o modelo de cargas está dividido em dois carris ou alinhado no eixo da via. ....	100
Fig. 6.5 – Aproximação dos principais modos de vibração do modelo de viga aos modos do modelo de casca .....	103
Fig. 6.6 – Comparação das acelerações (a) e deslocamentos (b) máximos para a passagem do comboio HSLM-A10 nos modelos de viga e casca. Comparação das respostas em função do tempo para a passagem do comboio HSLM-A10 nos modelos de viga e casca: aceleração vertical à velocidade de ressonância do modelo de casca $v=375\text{km/h}$ (c), deslocamento vertical à velocidade de	

ressonância do modelo de casca $v=375\text{km/h}$ (d), aceleração vertical fora da velocidade de ressonância $v=150\text{km/h}$ (e), deslocamento vertical fora da velocidade de ressonância $v=150\text{km/h}$ (f).....	105
Fig. 6.7 – Envoltória de esforços de dimensionamento para a acção da sobrecarga móvel apenas: $Q_{sd} = \gamma Q, 1Qk, 1 = 1.5Qk, 1$ .....	107
Fig. 6.8 – Acelerações verticais máximas do tabuleiro para os dez comboios HSLM-A no modelo de viga (a) e no modelo de casca (b). .....	108
Fig. 6.9 – Corte transversal com as acelerações em $x = 135\text{m}$ para o comboio HSLM-A10 à velocidade de $377.5\text{km/h}$ .....	109
Fig. 6.10 – Deslocamento vertical máximo permitido para pontes com 3 ou mais vãos simplesmente apoiados e para um nível de conforto “muito bom” .....	110
Fig. 6.11 – Deslocamentos verticais máximos do tabuleiro para os dez comboios HSLM-A no modelo de viga (a) e no modelo de casca (b). .....	111
Fig. 6.12 – Perfil UIC 60 (Fonte: TSI L214/143).....	113
Fig. 6.13 – Representação gráfica do modelo de balastro:.....	113
Fig. 6.14 – Distribuição das cargas pontuais pelas travessas e balastro (Fonte: Museros, 2002).....	114
Fig. 6.15 – Acelerações (a) e deslocamentos (b) verticais máximos do balastro para os dez comboios HSLM-A no modelo de balastro. Comparação entre os resultados do modelo de casca e modelo balastrado para as acelerações (c) e deslocamentos (d) verticais máximos para o comboio HSLM-A10 .....	116
Fig. 6.16 – Acelerações verticais máximas medidas a meio vão de extremidade para o comboio HSLM-A10 à superfície do balastro e à superfície do tabuleiro .....	116
Fig. 6.17 – Limite inferior para a redução das acelerações em função do comprimento de onda. ....	117
Fig. 6.18 – Distorção do tabuleiro .....	118
Fig. 6.19 – Detalhe do deslocamento em função do tempo para o carril interior (nó 4648) e para o carril exterior (nó 9407).....	118



## Lista de Tabelas

Tabela 1.1 - Características essenciais das três principais ligações da rede de alta velocidade.....	1
Tabela 2.1 - Parâmetros básicos de interoperabilidade, do Anexo 0 da directiva 96/48/EC .....	8
Tabela 2.2 – Tabela B4 do Anexo B do L254/143 .....	10
Tabela 2.3 – Capítulos do código UIC, numericamente identificados.....	13
Tabela 2.4 – Relatórios do documento D214 do ERRI .....	13
Tabela 2.5 – Lista de regulamentações europeias para o dimensionamento de obras-de-arte ferroviárias .....	14
Tabela 3.1- Acções permanentes e variáveis e documentos descritivos do CEN .....	19
Tabela 3.2- Acções acidentais e sísmica e documentos descritivos do CEN .....	20
Tabela 3.3 – Requisitos de um comboio real para a aplicação do modelo de carga HSLM .....	27
Tabela 3.4 – Domínios de aplicação.....	28
Tabela 3.5 – Número de vias carregadas para a verificação dos vários estados limites .....	29
Tabela 4.1 - Primeira frequência natural de pontes ferroviárias, regressão exponencial $f_0 = aLb$ .....	38
Tabela 4.2 – Respostas dinâmica e estática para a passagem de uma carga móvel numa viga simplesmente apoiada.....	53
Tabela 4.3 – Resumo das características das pontes ERRI em estudo .....	60
Tabela 5.1 - Valores padrão de densidade para os materiais constituintes de uma ponte, segundo o Anexo A do EN 1991-1-1.....	88
Tabela 5.2 – Tabela 3.1 do EN 1992-1-1.....	90
Tabela 5.3 – Dados dinâmicos de uma carruagem do comboio ICE 2 para definição de modelos de interacção veículo-estrutura .....	76
Tabela 6.1 – Restantes cargas permanentes consideradas no tabuleiro de uma ponte ferroviária convencional. ....	97
Tabela 6.2 – Resultados da análise estática nos dois modelos.....	101
Tabela 6.3 – Resultados da análise estática nos dois modelos.....	102
Tabela 6.4 - Níveis indicativos de conforto .....	110
Tabela 6.5 – Rotações máximas obtidas .....	112
Tabela 6.6 – Resultados estáticos obtidos para os modelos de balastro e casca .....	114

Tabela 6.7 – Comparação entre os principais modos de vibração dos modelos de balastro e casca.....	115
----------------------------------------------------------------------------------------------------	-----

## Notação

$a$	Aceleração
$c_e$	Amortecimento externo
$c_i$	Amortecimento interno
$d$	Distância entre eixo dianteiro e traseiro (m)
$d_{BA}$	Espaçamento entre eixos numa <i>bogie</i> (m)
$d_{BS}$	Distância entre os centros de massa das <i>bogies</i> de carruagens contíguas (m)
$D$	Comprimento da carruagem (m)
$D_{IC}$	Comprimento da carruagem intermédia em comboios regulares (m)
$e_c$	Distância entre os centros de massa das <i>bogies</i> em carruagens de extremidade de comboios regulares (m)
$E$	Módulo de Elasticidade
$f_0$	Frequência fundamental da estrutura (Hz)
$f_c$	Tensão de cedência do betão (MPa)
$G$	Acções permanentes
$I$	Momento de inércia
$J$	Constante de torção
$K$	Parâmetro de velocidade em função da frequência
$L$	Comprimento de vão (m)
$L_\phi$	Comprimento característico de vão (m)
$m$	Massa (ton)
$n_0$	Frequência fundamental da estrutura (Hz)
$q_k$	Valor característico de carga distribuída (kN/m)
$Q_k$	Valor característico de carga por eixo (kN)
$Q$	Acções variáveis
$r^2$	Factor de determinação estatística
$s$	Ordem polinomial da transformada de Laplace
$S_{est, tipo}$	Efeito estático do comboio tipo
$S_{din, real}$	Efeito dinâmico do comboio real
$t$	Tempo
$T$	Período (s)
$u$ ou $q$	Deslocamento
$\dot{u}$ ou $\dot{q}$	Velocidade
$\ddot{u}$ ou $\ddot{q}$	Aceleração
$v$	Velocidade
$x$	Distância à origem do referencial
$\delta$	Deslocamento
$\delta_{(x)}$	Função de delta-Dirac

$\varepsilon$	Desvio entre dados
$\lambda$	Comprimento de onda (m)
$\xi_n$	Coefficiente de amortecimento do modo $n$
$\pi$	pi
$\varphi'$	Incremento dinâmico
$\varphi''$	Efeito de irregularidades de via
$\Phi$	Coefficiente dinâmico
$\Phi_n$	Função do deformada de vibração do modo $n$
$\omega_n$	Frequência angular do modo $n$ (rad.s <sup>-1</sup> )

#### Matrizes

<b>K</b>	Rigidez
<b>M</b>	Massa
<b>C</b>	Amortecimento
<b>F</b>	Força
<b>I</b>	Matriz identidade

#### Abreviações

UIC	Union Internationale des Chemins de Fer
RAVE	Rede Ferroviária de Alta Velocidade
REFER	Rede Ferroviária Nacional
TSI	Technical Specifications for Interoperability
EN	European Standards
ERRI	European Rail Research Institute
HSLM	High Speed Load Model
LM71	Load Model 71
RT	Real Trains
CEN	Comité Europeu de Normalização

#### Unidades de medição - Sistema Internacional (SI)

Comprimento	metro (m), milímetro (mm), quilometro (km)
Força	newton (N), quilo newton (kN), meganewton (MN)
Massa	quilograma (kg), tonelada (ton)
Tempo	segundo (s ou seg), hora (h), ano
Frequência	hertz (Hz)
Frequência angular	(rad.s <sup>-1</sup> )
Velocidade	(m/s ou km/h)
Tensões	quilo pascal (kPa) ou mega pascal (MPa)
Temperatura	graus centígrados, Celsius, (°C)



# 1 Introdução

## 1.1 Contextualização

Sendo uma das obras de maior mediatismo do actual Governo, a par do novo aeroporto da cidade de Lisboa, a construção da rede ferroviária de alta velocidade é imperativa para a modernização das alternativas domésticas e internacionais, destacando-se:

- Ligações mais rápidas entre as principais cidades portuguesas e destas com Espanha e consequentemente a França e o resto da Europa. Segundo números actuais prevê-se tempos de percurso na ligação Lisboa-Porto entre 1:15 e 1:27 horas (dependendo da saída em Lisboa) e na ligação Lisboa-Madrid de 2:45 horas
- Descongestionamento das rotas aéreas domésticas e internacionais de curta distância, afectando principalmente os aeroportos do Porto e de Faro, assim como os principais eixos rodoviários nacionais (A1 e A2)
- Redução dos custos de emissão de poluentes, quantificado em 44kTon/ano – 500 mil euros/ano (ano de início de exploração)
- Descentralização da principal plataforma (Lisboa), possibilitando a revitalização do Norte do país na rede de mobilidade fronteiriça (corredores Porto-Vigo e Aveiro-Salamanca);
- Acréscimo da competitividade dos eixos de mercadorias nacionais para o resto da Europa. A inclusão de comboios de mercadorias na ligação Lisboa-Madrid pretende melhorar a sustentabilidade económica deste corredor e, em simultâneo, criar uma alternativa competitiva ao transporte rodoviário de cargas (tempo e custo). Outros corredores como Aveiro-Salamanca, Faro-Huelva ou mesmo Sines-Badajoz (de características especiais, não incluído na rede de alta velocidade) pretendem transformar os portos portugueses em pontos de entrada para o resto da Europa

Cada ligação possui as suas características de exploração. Por exemplo, o facto de na mesma linha haver tráfego de passageiros e de mercadorias implica diferenças para uma linha de tráfego exclusivo de passageiros, ao nível do dimensionamento.

Tabela 1.1 - Características essenciais das três principais ligações da rede de alta velocidade

	<b>Lisboa- Porto</b>	<b>Lisboa – Elvas/Badajoz - Madrid</b>	<b>Porto - Braga<sup>1</sup>/Braga - Valença</b>
<b>Extensão</b>	313 km	207 km (até à fronteira)	45+55 km
<b>Bitola</b>	Europeia UIC	Europeia UIC	Europeia UIC ou Ibérica
<b>Velocidade máxima de projecto</b>	300 km/h	350 km/h	250 km/h
<b>Tipo de tráfego</b>	Passageiros	Misto	Misto

<sup>1</sup> Este troço será feito, em primeira fase, na linha existente do comboio Alfa

O corredor sudoeste espanhol está ainda por construir e, para permitir a interoperabilidade com o troço português, será também construído em bitola europeia e não em bitola ibérica. Qualquer do material circulante já existente na rede espanhola não pode, portanto, ser usado nesta nova ligação.



Fig. 1.1 - Mapa da rede de alta velocidade da Península Ibérica (Fonte: [www.rave.pt](http://www.rave.pt))

Um outro aspecto importante prende-se com o modelo de negócio. A RAVE opta por um modelo de negócio que assenta em seis parcerias público-privadas (PPP) para um prazo de 40 anos, para a concepção, construção, exploração e financiamento da rede ferroviária de alta velocidade. O modelo de hierarquização escolhido baseia-se sobretudo em experiências anteriores a nível europeu. A nível vertical, a separação é feita em infra-estrutura (5 PPP), sinalização e telecomunicações (1 PPP). A gestão do tráfego será da responsabilidade da REFER. A infra-estrutura é segmentada horizontalmente, em cinco troços da rede: dois troços do eixo Lisboa-Porto, dois troços do eixo Lisboa-Madrid e um troço do eixo Porto-Vigo. A cada troço corresponde uma PPP que contempla a subestrutura (terraplanagens, pontes, viadutos, túneis, etc.), e a superestrutura (carris, catenária, etc.).

O modelo de negócio encontrado imputa à empresa exploradora a gestão dos riscos, não só financeiros como funcionais. Indirectamente, esta alínea sugere que os critérios para o dimensionamento da estrutura ficam à responsabilidade dessas mesmas empresas. Porém, uma outra alínea refere-se a uma cooperação directa entre a RAVE e a entidade exploradora de forma a “garantir uma elevada qualidade de serviço, através de uma definição objectiva dos níveis de qualidade pretendidos, **através da criação de especificações claras que facilitem o controlo e avaliação de desempenho**, da potenciação de soluções inovadoras e de uma proposta de valor para os utilizadores do serviço de transporte”. Em Espanha, a mais recente

linha ferroviária de alta velocidade foi já construída segundo estes moldes: o troço Figueres (Espanha) - Perpignan (França).

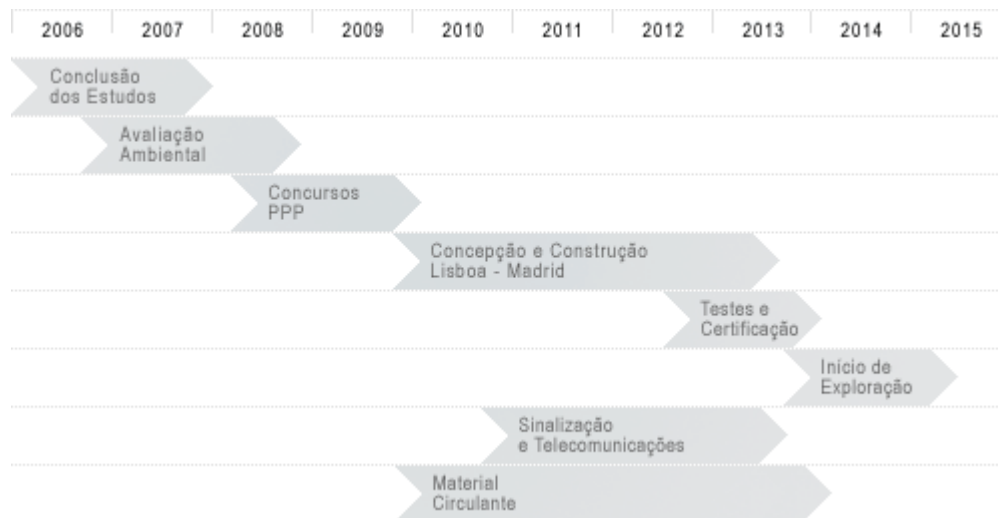
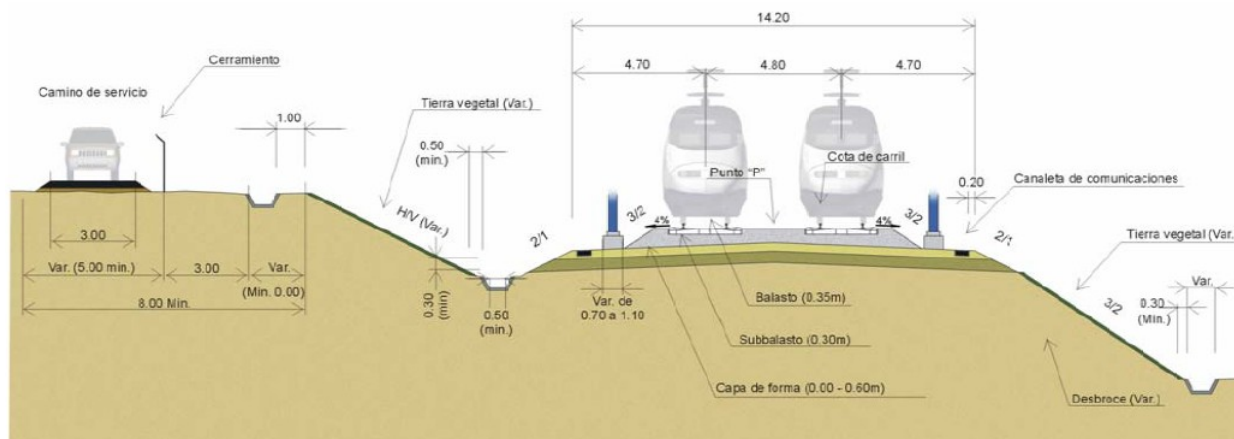
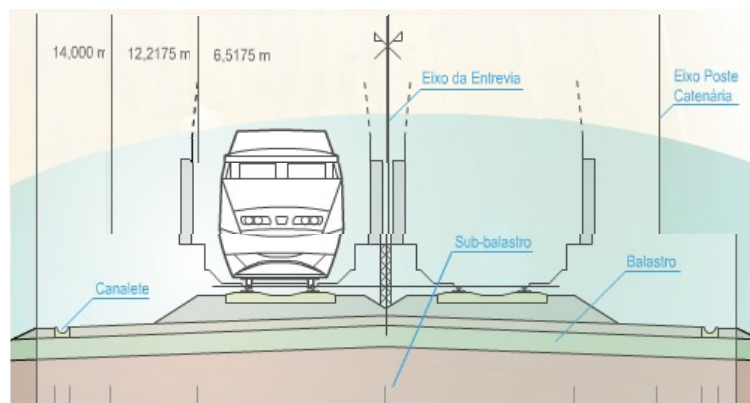


Fig. 1.2 – Planeamento do eixo Lisboa-Madrid (Fonte: [www.rave.pt](http://www.rave.pt))

A cooperação que, neste momento, decorre entre a RAVE e a espanhola Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF) deixa transparecer uma inspiração no modelo espanhol em termos de intervenção passiva no funcionamento da rede.



(a)



(b)

Fig. 1.3 - Secção-tipo transversal para a rede ferroviária de alta velocidade espanhola (a) e portuguesa (b) (Fontes: *Ministerio de Fomento* e [www.rave.pt](http://www.rave.pt))

## 1.2 Objectivos

O principal objectivo deste trabalho será assim apoiar a RAVE na tarefa de elaborar uma lista de especificações técnicas para o controlo e avaliação de estruturas, adequadas à realidade nacional. De forma a ir ao encontro dos interesses de ambas as partes, decidiu-se limitar ao estudo de obras-de-arte.

Um conjunto extenso de normas e recomendações foram já redigidas para auxiliar o Projectista no dimensionamento de estruturas e infraestruturas ferroviárias de alta velocidade pelo que o processo de filtragem feito pelo autor pretende facilitar o acesso às cláusulas fundamentais ao tema.

Dos problemas específicos à alta velocidade destacam-se os fenómenos de vibração que serão abordados ao longo desta dissertação. Ainda que se observem estes fenómenos em pontes de longos vãos (Fig. 1.4) é em pequenos viadutos que mais se fazem sentir.



Fig. 1.4 - Terceira travessia sobre o Tejo – Estudo (Fonte: [www.grid.pt](http://www.grid.pt))

Prevê-se para o caso uma consideração cuidadosa dos critérios de segurança à vibração no dimensionamento das cinturas e aproximações às zonas urbanas (Fig. 1.5), que perfazem uma grande fracção do investimento total na rede.

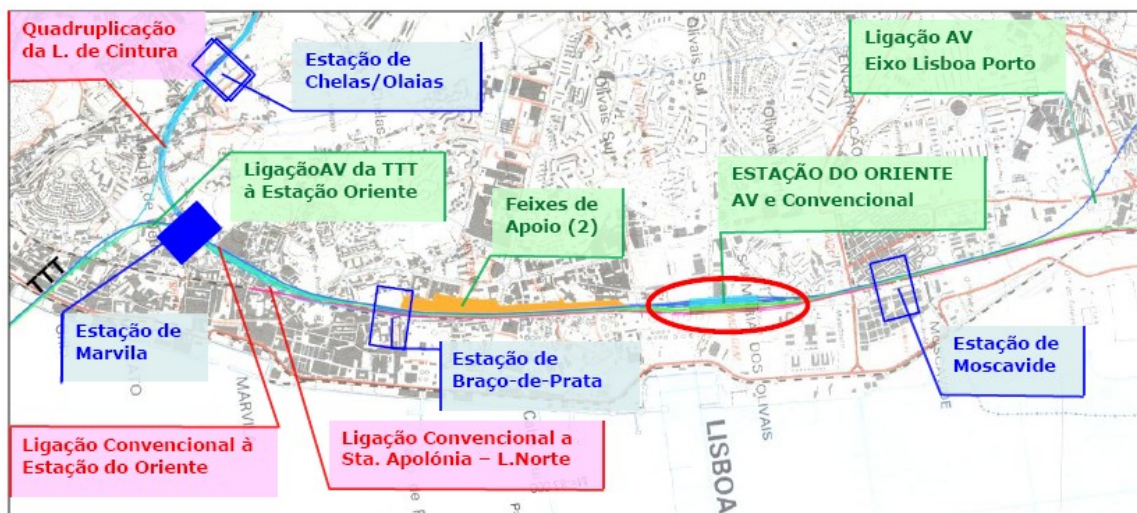


Fig. 1.5 – Intervenções na envolvente da Estação do Oriente de Lisboa (Fonte: [www.rave.pt](http://www.rave.pt))

### 1.3 Conteúdo da tese

A presente dissertação divide-se em sete capítulos e seis anexos. Uma breve descrição dos capítulos é apresentada em seguida.

O Capítulo 1 mostra o ponto de partida para realizar a mesma dissertação, baseado no panorama actual nacional e necessidade de ampliar e organizar o conhecimento neste domínio científico.

A dissertação continua com o levantamento bibliográfico da documentação normativa existente (Capítulo 2). No âmbito da interoperabilidade e normalização europeia dos sistemas apresentam-se as Especificações Técnicas de Interoperabilidade (ETI), documentos do Comité Europeu de Normalização (CEN) e fichas da União Internacional de Caminhos de Ferro (UIC), apontando-se as específicas ao tema. O pequeno conjunto de normas nacionais fecha este capítulo, demonstrando-se a insuficiência das regulamentações portuguesas.

Segue-se, no Capítulo 3, a descrição das acções de dimensionamento. O projecto de uma obra-de-arte deve verificar a segurança a um conjunto de acções, aqui listadas. Em relação à sobrecarga móvel, principal acção variável, enumera-se o material circulante existente na rede europeia e, em seguida, os modelos de carga regulamentares usados em dimensionamento, resultado da envolvente estática e dinâmica dos anteriores.

O Capítulo 4 inicia-se com a apresentação do Estado de Arte na investigação da dinâmica estrutural.

A primeira abordagem ao problema dinâmico, aqui feita, consiste em mencionar algumas das expressões empíricas propostas por vários autores e códigos de dimensionamento para a realização de uma análise estática equivalente, incluindo uma ligeira modificação de um anterior estudo para utilizar nesta dissertação. Em regra estas expressões estão restritas a certas condições mas servem de indicação numa análise preliminar do problema. Na intenção de suprimir uma lacuna no código europeu, o autor propõe ainda uma nova expressão para linhas de tráfego exclusivo de alta velocidade.

Dentro dos vários estudos já realizados, destacam-se algumas metodologias para a resolução da equação do movimento. Numa fase inicial, com base apenas em princípios matemáticos para a resolução de equações diferenciais ordinárias, serão apresentadas as soluções analíticas da resposta numa ponte simplesmente apoiada e revistas algumas das simplificações correntes. Conduz, o autor, uma série de comparações entre as soluções apresentadas anteriormente.

Mais tarde, através do Método dos Elementos Finitos, encontrar-se-á a mesma solução para pontes com quaisquer configurações geométricas de vão(s) e condições de apoio.

Este capítulo encerra com os fundamentos teóricos para a consideração da interacção veículo-estrutura e simplificações sugeridas por códigos ou outros estudos.

Pretende-se também mostrar com base em alguns dos métodos anteriores qual a influência dos principais parâmetros da ponte na resposta da estrutura, reservando o Capítulo 5 para esta tarefa. Alguns problemas ligados ao fenómeno dinâmico e ainda não mencionados são alvo de uma descrição sintética no final deste capítulo, entre os quais, efeitos de irregularidades de via e imperfeições de veículos.

O Capítulo 6 prende-se com o caso de estudo desta dissertação. Com base nos conceitos desenvolvidos nos capítulos anteriores, é feita a avaliação de uma ponte ferroviária de tráfego convencional para maiores velocidades. Os critérios de segurança adaptados para este caso foram os recomendados pelo documento EN 1991-2, tanto para o estado limite último como para o estado limite de utilização. A ponte é representada em modelo de viga, casca e sólidos, cada um com vantagens e desvantagens apontadas. O último serve a representação do balastro para o estudo do seu efeito na resposta dinâmica.

A dissertação encerra com o sumário dos trabalhos, conclusões e sugestões para investigações futuras (Capítulo 7). É intenção do autor analisar a adaptabilidade das normas actuais à situação portuguesa e apresentar um conjunto de procedimentos essenciais ao dimensionamento deste tipo de obra.

## 2 Documentação existente

Uma linha ferroviária envolve um conjunto bastante vasto de especialidades, das quais se podem destacar (Fonte: [www.rave.pt](http://www.rave.pt)):

- Projecto de execução
- Gestão e fiscalização do Projecto
- Expropriações
- Substrutura, nomeadamente:
  - Construção civil (incluindo obras-de-arte, pontes, viadutos e túneis)
  - Estações e infra-estruturas de manutenção
- Superestrutura ferroviária, nomeadamente:
  - Via férrea
  - Catenária
  - Subestações de energia e linhas de alimentação
  - Sistemas de sinalização e telecomunicações

A cada especialidade está associada um conjunto de normas que asseguram os princípios de funcionalidade.

Neste capítulo divide-se as normas em internacionais e nacionais. Embora muitas destas não entrem no campo da Engenharia Civil, acabam por ter implicações no dimensionamento da estrutura (Fig. 2.1).

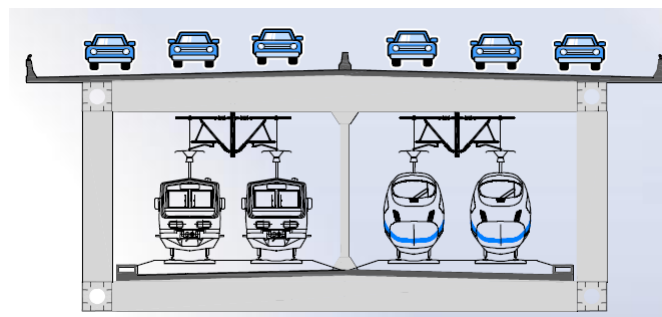


Fig. 2.1 – Perfil transversal para a terceira travessia do Tejo. Veja-se que no dimensionamento da estrutura deve-se entrar com o peso próprio da catenária e ação do vento sobre a mesma (caixão aberto, ver Fig. 1.4) (Fonte: [www.rave.pt](http://www.rave.pt))

### 2.1 Normas internacionais

Em termos hierárquicos as normas internacionais devem ser as primeiras a ser cumpridas, com vista à interoperabilidade dos sistemas, a menos de pequenas particularidades do território nacional, tais como, topografia, meteorologia ou tecnologias correntes. Alguns documentos, como os eurocódigos, propõem como tal anexos nacionais para resolver este mesmo problema.

Propõe-se ao Projectista seguir também a hierarquia da listagem feita:

- Normas de interoperabilidade TSI (regulamentares)
- Normas CEN (incluindo Eurocódigos) e CENELEC (recomendatórias)
- Fichas UIC (recomendatórias)

### 2.1.1 Normas de interoperabilidade TSI

A fim de compatibilizar a rede europeia de alta velocidade, foi criada, em Julho de 1996, a Directiva 96/48/EC que estabelece os princípios de interoperabilidade.

As especificações técnicas de interoperabilidade (ETIs ou, em inglês, TSIs) constantes desta directiva foram escritas pela Associação Europeia para a Interoperabilidade Ferroviária (AEIF), juntando na equipa Engenheiros integrantes das companhias ferroviárias e investigadores da matéria.

Tabela 2.1 - Parâmetros básicos de interoperabilidade, do Anexo 0 da directiva 96/48/EC

Gabari mínimo das infra-estruturas e gabari do material circulante	Carga por eixo
Raio de curvatura mínimo	Características eléctricas limites do material circulante
Bitola da via	Características mecânicas limites do material circulante
Esforços máximos na via	Características limites associadas às interferências electromagnéticas exteriores
Comprimento mínimo do cais e comprimento máximo dos comboios	Características limites associadas ao ruído interior
Altura do cais	Variação de pressão máxima
Tensão de Alimentação	Declive e aclave máximos
Geometria das catenárias	Entre-eixo mínimo das vias
Especificações ERTMS (European Rail Traffic Management System)	Transporte de pessoas com deficiências

A 21 de Março de 2001, é escrita a “Recomendação relativa aos parâmetros fundamentais do sistema ferroviário transeuropeu de alta velocidade” no Jornal Oficial das Comunidades Europeias. Os objectivos desta recomendação foram:

- orientar as opções técnicas das autoridades competentes em matéria de projecto, construção, adaptação e exploração das infra-estruturas e do material circulante que irão entrar em serviço,
- estabelecer uma base comum para a elaboração das ETI.

Este documento, publicado também em português, é uma espécie de preâmbulo às normas posteriores e marca o início da intenção portuguesa em construir uma possível rede de alta velocidade em consonância com os demais países europeus.

São aqui designadas as três categorias de linhas a considerar em projecto:

- Categoria I: as linhas especialmente construídas para a alta velocidade, equipadas para velocidades geralmente iguais ou superiores a 250 km/h
- Categoria II: as linhas especialmente adaptadas para a alta velocidade, equipadas para velocidades da ordem dos 200 km/h



- Categoria III: as linhas especialmente adaptadas para a alta velocidade, de natureza específica devido a condicionalismos de topografia, relevo ou meio urbano e nas quais a velocidade deverá ser adaptada caso a caso

Em Maio de 2002, são publicadas no mesmo Jornal as especificações técnicas respeitantes aos seguintes subsistemas:

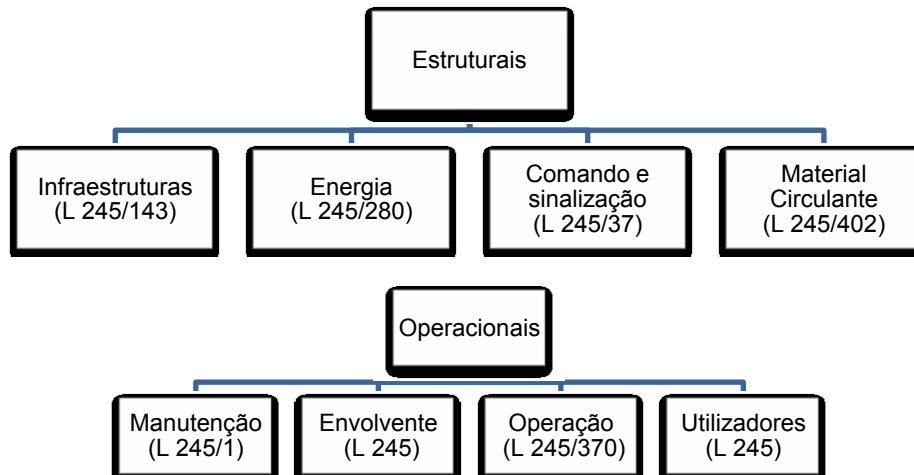


Fig. 2.2 - Conjunto de subsistemas a normalizar numa rede ferroviária de alta velocidade

Nesta dissertação interessa analisar as especificações técnicas relativas às infraestruturas ferroviárias (L 245/143) e, para a quantificação das suas acções, ao material circulante (L 245/402).

De acordo com o capítulo 2 do Anexo em L 245/143, o subsistema de infra-estruturas abrange todas as instalações fixas que sirvam as seguintes funções:

- Confinamento dos veículos à sua trajectória, incluindo o seu transporte e orientação num espaço desobstruído, juntamente com os equipamentos de segurança necessários para garantir esta função
- Embarque e saída de passageiros em comboios estacionados

As instalações fixas incluem, portanto:

- Via, excluindo pontos e cruzamentos, que actua como corredor
- Pontos e cruzamentos, que servem para modificar o trajecto dos veículos
- O equipamento de protecção e segurança necessárias para manter a integridade do subsistema
- As infra-estruturas de suporte nas estações (plataformas, áreas de acesso, etc.)
- **As estruturas, e.g. pontes e túneis, que permitam, sob condições específicas, a travessia de obstáculos**

É precisamente sobre este último ponto que se desenvolve a dissertação, que traz, sob o ponto de vista de investigador, um maior desafio.

A Tabela B.4 do Anexo B (Tabela 2.2), intitulada de “Avaliação do Subsistema de infra-estruturas”, define as cláusulas (marcadas com um X) a ser verificadas nas diferentes fases de projecto, montagem, instalação e operação no domínio específico das estruturas (pontes ferroviárias e viadutos). Serão analisadas ao longo desta dissertação, porém dar-se-á uma maior atenção aos cálculos dinâmicos.

É recorrente ao longo destas cláusulas remeter para outros documentos de carácter normativo, como é o caso do ENV 1991-3, a versão provisória do EN 1991-2 (ver 2.1.2).

Tabela 2.2 – Tabela B4 do Anexo B do L254/143

	1	2	3	4	5
	Fases				
Características	Projecto	Produção			
		Construção	Pré-operacional	Validação em condições operacionais	
<b>Cargas verticais: o diagrama estático de carregamento – cálculos estruturais (Cláusula 4.3.3.13)</b>	X	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
<b>Forças verticais: cálculos dinâmicos (4.3.3.13)</b>	X	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
<b>Cargas transversais horizontais: diagrama de carregamento – cálculos estruturais (4.3.3.14)</b>	X	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
<b>Cargas longitudinais: diagrama de carregamento – cálculos estruturais (4.3.3.15)</b>	X	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
<b>Presença de um espaço lateral (4.2.3.2.4)</b>	X	X	n.a.	n.a.	n.a.
<b>Testes de submissão (por comissões próprias) antes da entrada em serviço</b>	n.a.	n.a.	X	n.a.	n.a.

n.a. – não aplicável

NOTA: As tabelas B.1 e B.2 dizem respeito a características gerais da rede que obviamente terão também que ser obedecidas nestas estruturas (ver Anexo B da presente dissertação).

### 2.1.2 Normas CEN (incluindo EN 199x) e CENELEC

O princípio de normalização inerente às ETIs tem raízes numa iniciativa mais antiga, o CEN – Comité Europeu de Normalização, que reúne os corpos nacionais dos países da União Europeia e da EFTA. Em Portugal, o Instituto Português da Qualidade (IPQ) é responsável pela emissão destas mesmas normas.

Um outro comité trabalha em cooperação com o CEN: o Comité Europeu de Normalização Electrotécnica (CENELEC), com bastantes implicações no campo das linhas férreas.

Até à data foram criadas duas comissões técnicas para a implementação em Portugal de normas europeias respeitantes a esta matéria:

#### CT 143 – Listagem das normas CEN para “Aplicações ferroviárias”

- Chumaceiras
- Vagões
- *Bogies*
- Rodas
- Fixação dos carris
- Travessas e blocos
- Trabalhos na via
- Cruzamentos e desvios de linha
- Suspensões
- Travões
- Carris
- Carruagens
- Ar condicionado
- Aerodinâmica
- Acústica
- Fogo
- Desenhos Técnicos

#### CTE 9 – Listagem das normas CENELEC para “Aplicações eléctricas e electrónicas no domínio ferroviário”

- Instalações fixas
- Condições ambientais para o material
- Coordenações de isolamento
- Compatibilidade electromagnética
- Especificação e demonstração de Fiabilidade, Disponibilidade, Manutenibilidade e Segurança
- Sistemas de sinalização, telecomunicações e de processamento de dados
- Equipamento electrónico usado em material circulante e ensaios
- Pantógrafos
- Ensaio do material circulante após o fabrico e antes da entrada em serviço

No que diz respeito às normas do CT143, veja-se que muitas delas se referem ao material circulante.

Sai fora do âmbito desta dissertação a análise a estas normas, uma vez que envolvem conceitos de mecânica não familiares a um Engenheiro Civil. Cabe então ao fabricante do material circulante obedecer a todas estas normas.

Da mesma forma, as normas referentes às aplicações eléctricas e electrónicas não serão analisadas, apesar da sua extrema importância na definição da rede: conforme o modelo de negócio, haverá uma empresa com a exclusiva responsabilidade do sistema de telecomunicações, sinalização e controlo de operações.

Um dos principais problemas relaciona-se com a compatibilidade pantógrafo/catenária. A tensão induzida pelo pantógrafo na circulação a alta velocidade do material circulante tem que ser menor que a tensão resistente dos cabos de aço da catenária, o que limita a distância entre postes de catenária e conseqüentemente aumenta o peso das restantes cargas permanentes para o dimensionamento da ponte.

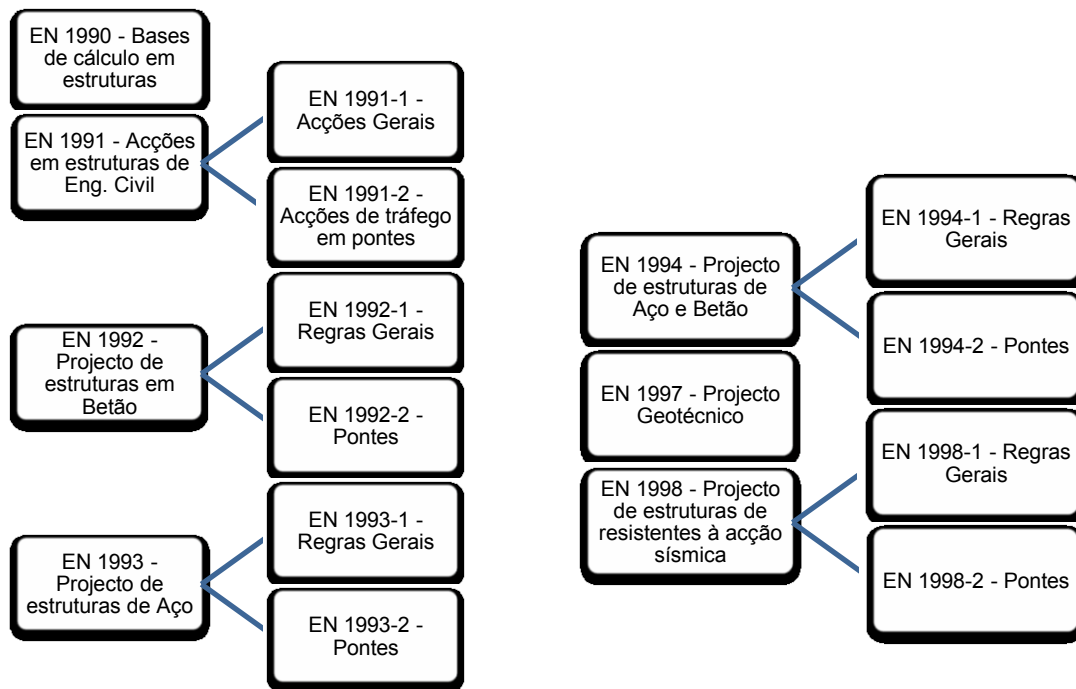


Fig. 2.3 - Documentos CEN necessários para a construção de uma ponte ferroviária para alta velocidade

A par de todas as normas mencionadas, o CEN criou um conjunto de códigos de modo a normalizar o cálculo e dimensionamento de estruturas: EN 199x – Eurocódigos (Fig. 2.3).

Estes documentos têm os seguintes propósitos:

- Garantir o cumprimento, em todos os trabalhos de construção, dos requisitos da Directiva 89/106/EEC, em particular o Requisito N°1 – Resistência mecânica e estabilidade – e Requisito N° 2 – Segurança ao fogo
- Servir de base para especificações contratuais (cadernos de encargos) em trabalhos de construção ou relacionados com outra disciplina técnica
- Servir de base para a escrita de especificações técnicas harmonizadas, tais como, as TSIs (Especificações Técnicas de Interoperabilidade)

Para o estudo do efeito da passagem de um comboio de alta velocidade sobre uma obra-de-arte, interessa estudar a abordagem feita no documento EN 1991-2 e perceber a sua adequação à realidade.

### 2.1.3 Fichas UIC

A UIC (*Union Internationale des Chemins de Fer*) foi criada em 1922 com os propósitos de melhorar a competitividade e interoperabilidade dos caminhos-de-ferro mundiais e promover a ferrovia entre os governos e organizações internacionais, representando o sector do transporte ferroviário na ONU.

Relativamente ao primeiro ponto, a UIC publicou, até ao momento, um conjunto de 600 fichas de prescrição sobre os seguintes temas:

Tabela 2.3 – Capítulos do código UIC, numericamente identificados

0. Estatutos e regulamentos	5. Equipamentos
1. Tráfego de passageiros	6. Transporte de matéria-prima
2. Tráfego de mercadorias	7. Estruturas fixas
3. Finanças, contabilidade, custos e estatísticas	8. Especificações técnicas
4. Operação	9. Tecnologia de informação, outros

As fichas podem ser normas, recomendações ou apenas informações.

Ao longo desta dissertação, várias são as fichas UIC referenciadas, directa ou indirectamente. No Anexo C encontra-se a listagem de todas as fichas UIC usadas na elaboração do Anexo Técnico de Engenharia da RAVE (ATE, 2008).

Os relatórios técnicos e de investigação que fazem parte da biblioteca da UIC foram escritos pela *European Rail Research Institute* (ERRI), extinta desde 1994. Os estudos abrangem os mais variados temas dentro do mundo ferroviário, tais como, telecomunicações e sinalização, material circulante, interacção veículo-estrutura, aerodinâmica, materiais e estruturas e infra-estruturas. É neste último, de código D, que se encontram os estudos destinados ao comportamento de pontes para alta velocidade, mais concretamente, os documentos D 214 - *Rail bridges for speeds > 200 km/h* e D 214.2 - *Use of universal trains for dynamic design of railway bridges*.

Tabela 2.4 – Relatórios do documento D214 do ERRI

<b>RP 1</b>	Comportamento dinâmico de pontes ferroviárias
<b>RP 2</b>	Recomendações para o cálculo da rigidez do tabuleiro da ponte
<b>RP 3</b>	Amortecimento: Sumário
<b>RP 4</b>	Interacção comboio/ponte
<b>RP 5</b>	Investigação numérica do efeito das irregularidades na pista em ressonância
<b>RP 6</b>	Cálculo para pontes simplesmente apoiadas durante a passagem do comboio
<b>RP 7</b>	Cálculo de pontes com estrutura complexa durante a passagem de tráfego – programas computacionais para cálculos dinâmicos
<b>RP 8</b>	Validação de valores teóricos com testes em serviço
<b>RP 9</b>	Relatório Final

#### 2.1.4 Outras normas

Alguns países europeus têm ainda um documento normativo relativo à construção de pontes ferroviárias. Dependendo da vontade das entidades legisladoras, estes documentos poderão sair de vigor com a adopção definitiva dos eurocódigos.

Tabela 2.5 – Lista de regulamentações europeias para o dimensionamento de obras-de-arte ferroviárias

<b>Espanha</b>	IAPF - Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (2007)
<b>Alemanha</b>	ELTB - Eisenbahnspezifische Liste Technischer Baubestimmungen (2007)
<b>Reino Unido</b>	BS 5400-2:2006 - Steel, concrete and composite bridges. Specification for loads (2006)
<b>Itália</b>	I/SC/PSOM/2298 - Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo (1997)
<b>Suíça</b>	SIA 261:2003 - Actions sur les structures porteuses (2003)
<b>Suécia</b>	BV-FS 2002:3 – Järnvägsinspektionens föreskrifter om järnvägssystem för höghastighetståg

## 2.2 Normas nacionais

Em Portugal o número de normas neste domínio é bastante reduzido. A única norma portuguesa do CT 143 (ver 2.1.2) é a NP EN 12663:2004, que define os requisitos estruturais para veículos ferroviários.

As normas REFER existentes para além de não remeterem à regulamentação estrutural estão escritas para o tráfego corrente. Três normas são apontadas pelo Anexo Técnico de Engenharia da RAVE para Pontes:

- IT.OAP.001 – Impermeabilização de Tabuleiros em Pontes e Viadutos
- IT.OAP.002 – Condicionamentos para Projectos de Passagens Inferiores Rodoviárias ao Caminho de Ferro
- IT.OAP.003 – Condicionamentos para Projectos de Passagens Superiores Rodoviárias ao Caminho de Ferro

Em termos de normas para cálculo de estruturas e infraestruturas ferroviárias apenas são dedicados alguns parágrafos no Regulamento de Segurança e Acções de Estruturas (RSA), a única publicação que, por constar em Diário da República, é lei. Ainda assim, o Instituto Nacional para o Transporte Ferroviário (INTF), responsável pela homologação da regulamentação da REFER, tratou da tradução das normas de interoperabilidade (TSI) a entrar em vigor na nova rede de alta velocidade ferroviária.

Está previsto na Lei a substituição definitiva das normas nacionais pelos Eurocódigos a Dezembro de 2009, pelo que o dimensionamento de estruturas de acordo com este regulamento não é recomendado. O mesmo princípio se aplica ao Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) e o EN 1992-2.

De facto, a abordagem do RSA está incompleta para a nova realidade da alta velocidade. Segundo o artigo 49º do mesmo documento, as acções do tráfego ferroviário consistem na “sobrecarga e seus efeitos inerentes (força centrífuga, de lacete, de arranque e de frenagem) e ainda as sobrecargas em passeios, as forças horizontais em guardas, além da acção do vento

sobre o material circulante)”. A quantificação destas forças segue o prescrito no código UIC 776-1-R “*Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails*”.

Neste código, é criado o modelo UIC71 (Load Case 71), adoptado na maioria dos códigos europeus e no próprio Eurocódigo. Um coeficiente dinâmico  $\Phi$  é associado ao modelo estático 71, de forma a ter em conta, entre outros factores, a vibração da estrutura, o estado da via e do material circulante e, ainda, a velocidade dos comboios.

O Eurocódigo por sua vez, não só considera a possibilidade de utilizar o mesmo coeficiente dinâmico, mediante certos requisitos (ver 4.2), como também contém várias cláusulas adicionais que conduzem o Projectista na realização de uma análise dinâmica.





### 3 Acções

As estruturas a dimensionar devem servir o propósito a que se destinam. No seu projecto estas mesmas edificações devem resistir a um conjunto de acções a que ficarão sujeitas. Genericamente estas acções podem-se dividir em quatro tipos:

- Acções permanentes, constantes ao longo do tempo,
- Acções variáveis,
- Acções acidentais,
- Acção sísmica.

Estas acções devem ser combinadas segundo o método do factor parcial preconizado no EN 1990. Para cada caso de carga combinam-se os valores de acções que se consideram ocorrer em simultâneo. Dois estados limites devem ser tomados em conta no dimensionamento: Estado Limite Último e o Estado Limite em Serviço. O primeiro diz respeito à segurança dos utilizadores e estrutura e o segundo ao funcionamento em condições normais da estrutura, conforto dos utilizadores e efeito visual da obra.

#### 3.1 Estado Limite Último

Os estados limites últimos que se pretendem verificados numa estrutura, segundo a cláusula 6.4 do EN 1990, são:

EQU Perda do equilíbrio estático da estrutura ou de qualquer parte considerada corpo rígido

STR Rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou membros estruturais

GEO Rotura ou deformação excessiva do solo

FAT Rotura à fadiga da estrutura ou membros estruturais

À excepção da FAT todos os outros estados devem ser assegurados para uma combinação de acções que inclua uma acção variável base ou acção acidental. Assim, existem três tipos de combinações:

- *Fundamental*

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. (3.1)}$$

- *Acidental*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. (3.2)}$$

- *Sísmica*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \gamma_I A_{Ek} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. (3.3)}$$

onde

$G_{k,j}$  Valor característico da acção permanente  $j$      $\gamma_{G,j}$     Factor parcial

$P$     Valor representativo da acção de pré-esforço

$Q_{k,1}$	Valor característico da acção variável base	$\gamma_{Q,1}$	Factor parcial
$Q_{k,i}$	Valor característico da acção variável $i$	$\gamma_{Q,i}$	Factor parcial
$A_d$	Valor de cálculo da acção accidental		
$A_{Ek}$	Valor característico da acção sísmica	$\gamma_I$	Factor de importância sísmica
$\psi_0$	Factor para o valor de combinação de uma acção variável		
$\psi_1$	Factor para o valor frequente de uma acção variável		
$\psi_2$	Factor para o valor quase permanente de uma acção variável		

Os valores recomendados para  $\gamma$  e  $\psi$  para as combinações acima estão indicados nas tabelas 1,2 e 3 da ficha UIC 776-1 R. Estes valores têm origem probabilística e pretendem traduzir, de forma conservativa, a acumulação de efeitos simultâneos e a favorabilidade e infavorabilidade das acções.

O capítulo 6 dos documentos EN 1992-1-1 e EN 1993-1-1 estabelece os critérios últimos para as estruturas de betão armado e aço, respectivamente. Entre os estados a verificar incluem-se a flexão simples e composta, esforço axial de compressão (mais condicionante no aço) e tracção (mais condicionante no betão armado), esforço transversal, torção, encurvadura e fadiga.

### 3.2 Estado Limite em Serviço

Neste caso é feita uma abordagem probabilística em função de um período de retorno.

De acordo com o anterior temos três tipos de combinações:

- *Característica ou Rara*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. (3.4)}$$

- *Frequente*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. (3.5)}$$

- *Quase-permanente*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. (3.6)}$$

Cabe ao Dono de obra ou ao Projectista definir qual o nível de fiabilidade que pretende.

O critério mais comum para a utilização adequada de uma estrutura é a limitação da sua deformação. Outros critérios podem também ser considerados, tais como, limitações de largura de fenda (para estruturas de betão armado), tensão, vibração.

O capítulo 7 dos documentos EN 1992-1-1 e EN 1993-1-1 estabelece os critérios de serviço para as estruturas de betão armado e aço, respectivamente.

### 3.3 Acções em obras-de-arte da rede ferroviária de alta velocidade

No caso particular de obras-de-arte, mais concretamente, pontes e viadutos, as acções de dimensionamento reduzem-se às indicadas na Tabela 3.1 e na Tabela 3.2, onde estão também indicados os documentos do CEN nos quais são descritos os procedimentos de cálculo e valores característicos a adoptar.

O conjunto de acções consideradas assume, na sua maioria, valores característicos comuns entre as pontes ferroviárias de tráfego convencional e as de tráfego de alta velocidade, com excepção às acções variáveis (indicadas a negrito). Como tal é sobre as acções de tráfego que se centrarão os estudos desenvolvidos nesta dissertação. Outras acções variáveis como força centrífuga, arranque e frenagem ou forças de lacete saem do âmbito da mesma dissertação.

Tabela 3.1- Acções permanentes e variáveis e documentos descritivos do CEN

<b>Permanentes</b>		
Peso Próprio <i>EN 1991-1-1 Cap. 4 e Anexo A</i>	Peso próprio de elementos não estruturais <i>EN 1991-1-1 5.2.3 e Anexo A</i>	Assentamentos <i>EN 1997-1 6.6.2 e Anexo F</i>
Impulsos de solos (activo, passivo ou em repouso) <i>EN 1997-1 9.5 e Anexo C</i>	Peso das catenárias <i>EN 1991-1-1 5.2.3 e Anexo A</i>	Retracção e fluência <i>EN 1992-1-1 2.3.2.2, 3.1.4, 10.3.1.2 e Anexo B</i>
Via e balastro <i>EN 1991-1-1 5.2.3 e Anexo A</i>	Peso de outras infraestruturas da rede <i>EN 1991-1-1 5.2.3 e Anexo A</i>	Pré-esforço <i>EN 1992-1-1 3.3, 3.4, 5.10 e 8.10</i>
<b>Variáveis</b>		
<b>Acções de tráfego (incluindo efeitos dinâmicos)</b> <i>EN 1991-2 6.3 e 6.4 + algumas considerações nesta dissertação</i>		
Força centrífuga <i>EN 1991-2 6.5.1</i>	Cargas resultantes da interacção veículo-via-estrutura <sup>1</sup> <i>EN 1991-2 6.4.6.4(4)</i> <i>EN 1990 A2.4.4.3.3</i>	Vento <i>EN 1991-1-4 Cap.8 + Anexo Nacional<sup>2</sup></i>
Arranque e frenagem <i>EN 1991-2 6.5.3</i>	Cargas em passeios públicos, não públicos, plataformas <i>EN 1991-2 5 e 6.3.7</i>	Térmica (uniforme, diferencial) <i>EN 1991-1-5 Cap.6 + Anexo Nacional<sup>3</sup></i>
Força de lacete <i>EN 1991-2 6.5.2</i>	Cargas horizontais em guardas de pedestres e veículos <i>UIC 776-1<sup>6</sup> 2.3.9 e 2.3.10</i> <i>EN 1991-1-1 6.3.7(4)</i>	Acções ambientais (carbonatação, cloretos ou outros ataques) <i>EN 1992-1-1 Cap.4</i> <i>NP EN 206-1 4.1</i>
Impulso de solos (por efeito de sobrecargas) <i>EN 1991-2 6.3.6.4</i>	Compressão e descompressão de carris contínuos soldados <i>EN 1991-2 6.5.4.6.1(4) e 6.5.4.6.1(5) e Anexo G</i>	Pressões hidroestáticas <i>EN 1997-1 Cap.10</i>
Acções aerodinâmicas <i>EN 1991-2 6.6</i>	Sobrecarga construtiva <i>EN 1991-1-6 e Anexo 2</i>	Neve e gelo <i>EN 1991-1-3<sup>4</sup> + Anexo Nacional<sup>5</sup></i>

<sup>1</sup> Os fundamentos para uma análise dinâmica com interacção veículo-estrutura não estão descritos em nenhum documento do CEN. Trata-se de uma matéria recente com diferentes propostas de formulação.

<sup>2</sup> A desenvolver

<sup>3</sup> *idem*

<sup>4</sup> O ponto 1.1(8) sublinha a não inclusão de informação específica a pontes

<sup>5</sup> A desenvolver

<sup>6</sup> Não é um documento CEN

Tabela 3.2- Acções acidentais e sísmica e documentos descritivos do CEN

<b>Acidentais</b>		
Descarrilamento <i>EN 1991-2 6.7.1</i> <i>EN 1991-1-7 4.5</i>	Choque de veículo nos pilares <i>EN 1991-1-7 4.3</i>	Impacto de navios <i>EN 1991-1-7 4.6</i>
Rotura de catenárias ou carris	Acidente em construção <i>EN 1991-1-6 4.12</i>	Fogo <i>EN 1991-1-2</i>
<b>Sísmica <i>EN 1998-2</i></b>		

### 3.4 Material circulante existente

As acções de tráfego são provocadas pelo material circulante da rede ferroviária, sejam comboios de passageiros, mercadorias ou de manutenção. A diferenciação com a linha convencional faz-se precisamente ao nível dos comboios de passageiros de alta velocidade, pelo que interessa descrever os existentes na rede europeia.

A descrição feita ao material existente tem carácter geral e apenas particulariza no que respeita ao modelo de carga de cada um (para estudos posteriores). De fora ficam alguns aspectos como o sistema eléctrico, potência e sistemas de segurança.

No que toca ao material circulante para a linha de alta velocidade portuguesa, a sua aquisição será efectuada directamente pelo Estado Português, que procederá à sua locação ao(s) futuro(s) operador(es) ferroviário(s) de passageiros. Até ao final do ano de 2008 prevê-se o lançamento do concurso internacional para o fornecimento dos comboios. Actualmente aponta-se para a aquisição de sete comboios para a ligação Lisboa-Madrid e catorze para a ligação Lisboa-Porto. Na linha da frente encontram-se os fornecedores Alstom, Bombardier e Siemens com os modelos AGV, Zefiro e Velaro, respectivamente<sup>2</sup>. Adicionando a estes modelos os já vigentes na linha espanhola e que poderão ser mobilizados para o corredor Lisboa-Madrid, tem-se o conjunto restrito de modelos a circular na fase inicial da rede portuguesa.

Os comboios actuais de alta velocidade podem-se categorizar em:

- Articulados
- Convencionais
- Regulares

Paralelamente a UIC desenvolveu uma classificação de locomotivas, unidades múltiplas e eléctricos conforme a disposição das suas rodas<sup>3</sup>.

#### 3.4.1 Comboios articulados

Os seus *bogies* encontram-se no intervalo entre duas carruagens contíguas. Assim sendo, no modelo de carga, implica apenas duas cargas de eixo (rodas) por carruagem.

<sup>2</sup> Fonte: Diário Económico, 28.04.2008

<sup>3</sup> Para consulta desta classificação, ver [http://pt.wikipedia.org/wiki/Classifica%C3%A7%C3%A3o\\_UIC](http://pt.wikipedia.org/wiki/Classifica%C3%A7%C3%A3o_UIC)

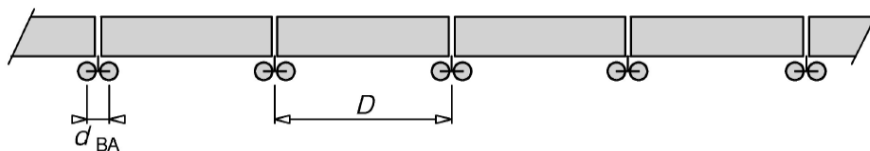


Fig. 3.1 - Comboio articulado

### 3.4.1.1 Thalys 2

O Thalys PBKA (Thalys 2) é um comboio derivado do Francês TGV. Opera entre Paris, Bruxelas, Colónia (Köln) e Amesterdão, daí a sua designação.

A sua velocidade máxima de serviço é de 300 km/h. O modelo de carga encontra-se no Anexo A.



Fig. 3.2 – Thalys 2 (Fonte: [http://en.wikipedia.org/wiki/Image:Thalys\\_4343\\_Koeln.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/Image:Thalys_4343_Koeln.jpg))

### 3.4.1.2 Eurostar

O comboio Eurostar Class 373 ou TGV-TMST opera na linha de alta velocidade que liga a Grã-Bretanha à França e Bélgica via Canal da Mancha. Fazendo parte da família TGV, tem uma área de secção menor de modo a compatibilizar com as dimensões dos túneis britânicos.

A sua velocidade máxima de serviço é também de 300 km/h. O modelo de carga encontra-se no Anexo A.



Fig. 3.3 - Eurostar Class 373  
(Fonte: [http://en.wikipedia.org/wiki/Image:Eurostar\\_at\\_St\\_Pancras\\_railway\\_station.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/Image:Eurostar_at_St_Pancras_railway_station.jpg))

### 3.4.1.3 AGV

O comboio AGV (*Automotrice à Grande Vitesse*) é do fabricante Alstom e foi dado a conhecer ao público em Fevereiro de 2008, após o impressionante registo em testes de 574.8 km/h (numa versão diferente da comercial). A velocidade de serviço é de 360 km/h e tem a particularidade de, como o nome indica, ter carruagens auto-alimentadas electricamente, reservando mais espaço útil para passageiros. Analisando a ficha técnica do protótipo, uma unidade de catorze carruagens (250 metros), tem uma massa de 510 ton, o que corresponde, em média, a 18.2 ton por eixo, ligeiramente acima do máximo regulamentado (na norma TSI L245/402).



Fig. 3.4 – Protótipo do AGV (Fonte: <http://conexaoparis.files.wordpress.com/2008/02/a1.jpg>)

### 3.4.2 Comboios convencionais

Apresentam dois *bogies* por carruagem. Assim sendo, no modelo de carga, implica quatro cargas de eixo por carruagem.

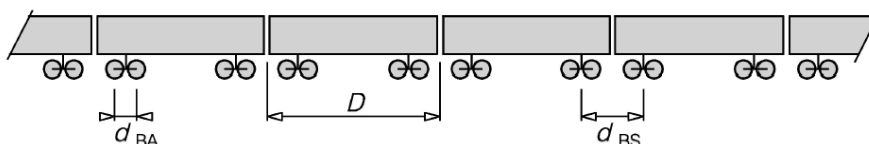


Fig. 3.5 – Comboio convencional

#### 3.4.2.1 ICE (InterCityExpress)

A gama de comboios ICE opera na Alemanha e países vizinhos, ao serviço da Deutsche Bahn (DB). Outros países encomendaram já modelos baseados no ICE-3 para as suas linhas de alta velocidade. Entre eles, incluem-se Rússia (Velaro RUS), China (CRH 3) e Espanha (Velaro E). A velocidade máxima registada do Velaro E é de 403km/h, sendo a velocidade de serviço de 350km/h. O modelo de carga para o ICE-2 encontra-se no Anexo A. De referir que o Velaro E é ligeiramente mais pesado: 425ton/8 carruagens  $\approx$  53.125ton/carruagem  $\approx$  13.3ton/eixo.



Fig. 3.6 – Velaro E ou AVE S-103  
(Fonte: [http://www.siemens.lv/wwwsia/portalsia.nsf/pics/vilciens.jpg/\\$file/vilciens.jpg](http://www.siemens.lv/wwwsia/portalsia.nsf/pics/vilciens.jpg/$file/vilciens.jpg))

#### 3.4.2.2 ETR-500

O comboio ETR-500 é o primeiro de alta velocidade não pendular construído em Itália e opera actualmente ao serviço da Trenitalia. O seu fabricante, FIAT Ferroviaria, foi também responsável pela construção do ALFA Pendular português.

A sua velocidade máxima de serviço está limitada a 250 km/h. O modelo de carga encontra-se no Anexo A.



Fig. 3.7- ETR-500 (Fonte: <http://en.wikipedia.org/wiki/Image:ETR500mono-23B.jpg>)

#### 3.4.2.3 Virgin

O comboio inglês Virgin Class 390 “Pendolino” é um comboio pendular construído pela FIAT Ferroviaria e que opera em Inglaterra ao serviço da Virgin Trains.

A sua velocidade máxima de serviço é de 225 km/h. A sua inclusão neste estudo prende-se com a possibilidade de ocorrência de ressonância até à sua velocidade máxima. O modelo de carga encontra-se no Anexo A.



Fig. 3.8 – British Rail Class 390  
 (Fonte: [http://en.wikipedia.org/wiki/Image:390029\\_%27City\\_of\\_Stoke-on-Trent%27\\_at\\_Birmingham\\_New\\_Street.JPG](http://en.wikipedia.org/wiki/Image:390029_%27City_of_Stoke-on-Trent%27_at_Birmingham_New_Street.JPG))

#### 3.4.2.4 Zefiro

Este comboio, fabricado pela Bombardier, tem dois modelos: Zefiro 250+ e Zefiro 300+. O governo chinês adquiriu já 40 unidades do primeiro modelo, a iniciar circulação no ano de 2009. O número do modelo indica a velocidade máxima de circulação. Cada unidade pode atingir um comprimento de 400 metros (14 carruagens). A ficha técnica apenas se refere a uma carruagem concebida de acordo com as fichas UIC, sem especificar qual a massa.



Fig. 3.9 – Zefiro 250+ (Fonte: <http://ftnews.firetrench.com/wp-content/uploads/2007/10/bombardieragc-2.jpg>)

#### 3.4.3 Comboios regulares

Estes últimos comboios têm a singularidade de ter as carruagens unidas, com um eixo de rodas em cada junta. Duas composições podem estar unidas, por magnetos, sendo a distância entre os dois *bogies* de extremidade igual a  $e_c$ .

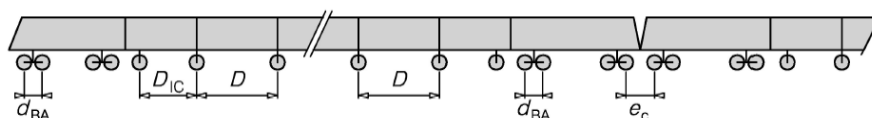


Fig. 3.10 – Comboio regular



### 3.4.3.1 Talgo 200

O Talgo 200, do fabricante Alstom, operou no corredor espanhol Málaga-Córdoba-Madrid de 1992 a 2007, tendo sido agora substituído por unidades de AV da série 102 e 103. Inclui-se ainda nesta bibliografia pelo papel importante na formação dos actuais códigos.

A sua velocidade máxima de serviço é de 300km/h. O modelo de carga encontra-se no Anexo A.



Fig. 3.11 – Talgo 200 (Fonte: [http://www.railwaymania.com/docs/imgdb/renfe\\_252\\_053.jpg](http://www.railwaymania.com/docs/imgdb/renfe_252_053.jpg))

## 3.5 Modelos de carga de dimensionamento

Uma rede ferroviária não é sempre composta pelo mesmo material circulante. Se se optasse pelo dimensionamento das estruturas com base num comboio real, a renovação do mesmo material implicaria uma mudança nas acções de tráfego e assim um risco de não verificar os estados limites.

Assim sendo, a cláusula 4.3.3.13 das normas TSI L245/143 indica que se deverá usar para dimensionamento de estruturas de novas linhas o mais desfavorável dos modelos de cargas definidos no ponto 6.3 do EN 1991-2. Estes modelos constituem a envolvente estática e dinâmica do material circulante existente, acrescida de uma folga para futuros modelos que surjam no mercado. Assim sendo, os cinco modelos de sobrecarga ferroviária são:

- Load Model 71 (em conjunto com o Load Model SW/0 para vãos contínuos), que representa o efeito estático do tráfego ferroviário padrão operando numa linha de bitola larga ou europeia,
- Load Model SW/2, que representa o efeito estático do tráfego ferroviário pesado (de mercadorias),
- Load Model “unloaded train”, que representa o efeito de um comboio vazio, para verificação da estabilidade lateral de uma ponte de via única,
- Load Model HSLM, para o estudo dinâmico de um comboio de passageiros que exceda os 200km/h.

As linhas, ou secções de linhas, sobre as quais estas cargas devem ser tomadas em conta estão definidas no Anexo Nacional ou em projecto. **Segundo o ATE (2008), os modelos SW/0 e SW/2 devem ser desconsiderados a favor do modelo de carga 71 majorado, para todas as situações.**

No Anexo D do EN 1991-2 vêm ainda definidos 12 modelos de carga para a verificação de fadiga. Uma vez que o estudo deste fenómeno sai do âmbito da dissertação, sugere-se uma leitura cuidada do anexo anterior para melhor compreender a aplicação dos mesmos modelos.

### 3.5.1 Modelo de carga 71

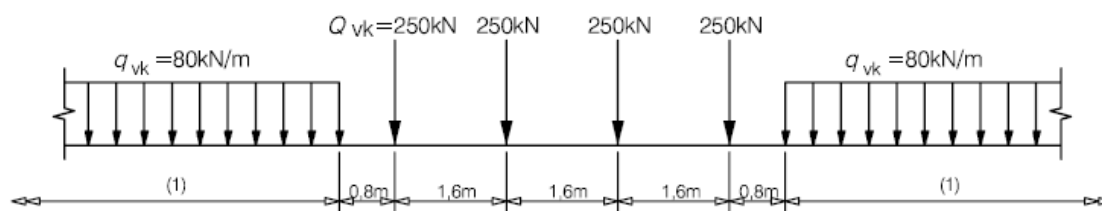


Fig. 3.12 - Modelo de carga 71 com valores característicos

Para entrar em conta com diferentes tipos, volumes e pesos do tráfego ferroviário deve ser multiplicado um factor  $\alpha$  aos valores característicos indicados na figura. Entre os valores possíveis temos:

$$1.00 - 1.21 - 1.33 - 1.46$$

As normas espanholas IAPF2007 (cláusula 2.3.1.1) recomendam a utilização do valor de **1.21** para vias de bitola ibérica ou europeia. O mesmo valor está estipulado no ATE (2008).

Ficará ao cuidado do explorador da rede verificar se o material circulante é mais desfavorável estaticamente que o modelo UIC71 majorado.

### 3.5.2 Modelos de carga SW/0 e SW/2 e modelo de carga “comboio vazio”

Estes modelos de carga não serão considerados no dimensionamento da rede ferroviária de alta velocidade portuguesa, conforme mencionado atrás.

A título de curiosidade, os seus modelos de carga são os seguintes:

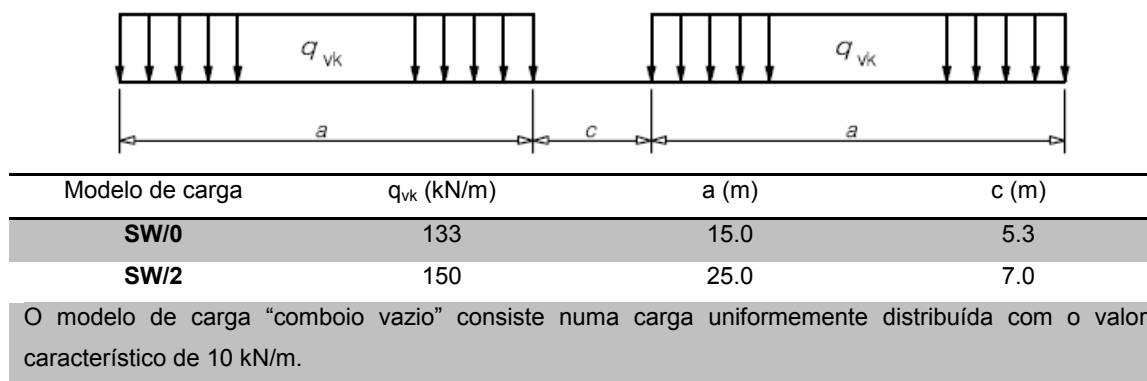


Fig. 3.13 - Modelos de carga SW/0 e SW/2 e “comboio vazio” com os valores característicos

### 3.5.3 Modelo de carga HSLM (High Speed Load Model)

Esta última classe corresponde aos dois tipos de comboios universais criados no âmbito da interoperabilidade da rede europeia de alta velocidade: HSLM-A e HSLM-B. Apesar de menos desfavoráveis em termos estáticos, as acelerações e os deslocamentos provocados pela assinatura dinâmica destes mesmos comboios (ver 5.3) podem-se revelar condicionantes no dimensionamento da infraestrutura ferroviária. O anexo E do EN 1991-2 estabelece os limites de validade para a aplicação do modelo HSLM:

Tabela 3.3 – Requisitos de um comboio real para a aplicação do modelo de carga HSLM

Tipo de comboio	Carga por eixo $P_{\max}^1$ (kN)	Comprimento da carruagem $D^2$ (m)	Comprimento da carruagem intermédia $D_{IC}^2$ (m)	Distância entre dois sets $e_c^2$ (m)
<b>Articulado</b>	170	$18 \leq D \leq 27$	-	-
	170 ou			
<b>Convencional</b>	$4P \cos\left(\frac{\pi d_{BS}}{D}\right) \cos\left(\frac{\pi d_{BA}}{D}\right)$ $\leq 2P_{HSLMA} \cos\left(\frac{\pi d_{HSLMA}}{D_{HSLMA}}\right)$	$18 \leq D \leq 27$	-	-
<b>Regular</b>	170	$10 \leq D \leq 14$	$8 \leq D_{IC} \leq 11$	$7 \leq e_c \leq 10$
- Espaçamento entre eixos de um bogie, $d_{BA}$ (m):			$2.5 \leq d_{BA} \leq 3.5$	
- Peso total do comboio, $\Sigma P$ (kN):			$\Sigma P \leq 10000$	
- Comprimento do comboio, $L$ (m):			$L \leq 400$	
- Peso por eixo das rodas e suspensões, $P_{WS}$ (kN):			$P_{WS} \leq 20$	
- $D$ e $d_{BA}$ ou $(d_{BS} - d_{BA})$ e $d_{BA}$ não devem ser números múltiplos				

Para velocidades inferiores ou iguais a 250 km/h é admissível uma carga por eixo de 180 kN no caso dos eixos motores. É admissível uma tolerância de 4 % para cada eixo e uma tolerância de 2 % para a carga média dos eixos de um mesmo comboio.

<sup>2</sup> Ver Fig. 3.10

NOTA: o índice HSLMA diz respeito ao modelo HSLM-A, ver Fig. 3.14

Os modelos HSLM surgem da envolvente dinâmica dos comboios estudados pelo ERRI em 1999 aquando do D 214/RP9, como referido anteriormente. Os comboios em questão são o Thalys 2, Eurostar, ICE-2, ETR-500, Virgin e Talgo 200, de descrição no capítulo 3.4. Passada quase uma década dos estudos é sabido que alguns modelos, tais como o novo AGV (ver 3.4.1.3), já não têm o mesmo padrão de cargas e organização de carruagens, pelo que podem e devem surgir, no futuro próximo, novos modelos de carga dinâmicos conservativos a partir de comboios correntes. Para tal devem ser estudadas a geometria e a carga por eixo destes novos comboios.

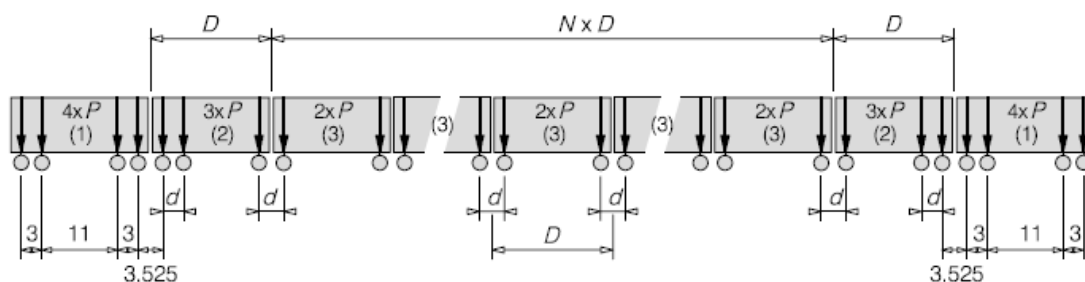
Tabela 3.4 – Domínios de aplicação

Configuração estrutural	Vão	
	$L < 7m^4$	$L \geq 7m$
Vão simplesmente apoiado <sup>a</sup>	HSLM - B	HSLM - A
Estrutura contínua <sup>a</sup> ou complexa <sup>b</sup>	HSLM - A	HSLM - A

<sup>a</sup> Válido para pontes em modelo de viga ou de placa com deformação no plano desprezável (diafragma)

<sup>b</sup> Qualquer estrutura que não se coadune com a definição anterior. Por exemplo, uma estrutura inclinada, pontes com um comportamento torsional significativo, estruturas com tabuleiro a meia altura ou inferior. Em estruturas com um modo de vibração do piso significativo, deve-se usar também o comboio HSLM – B para verificação de segurança.

O modelo HSLM-A é composto por duas carruagens de alimentação eléctrica (1), duas carruagens terminais (2) e N carruagens intermédias (3). Cada carruagem tem dois eixos de carga, simulando dois eixos de rodas, um dianteiro e outro traseiro, à semelhança de um comboio articulado em que cada eixo de rodas é uma carga pontual. Para cobrir a assinatura dinâmica dos comboios reais tomados em conta consideram-se dez sub-modelos, com variações na geometria e cargas por eixo.



Comboio universal	N	D (m)	d (m)	P (kN)	Comboio universal	N	D (m)	d (m)	P (kN)
A1	18	18	2.0	170	A6	13	23	2.0	180
A2	17	19	3.5	200	A7	13	24	2.0	190
A3	16	20	2.0	180	A8	12	25	2.5	190
A4	15	21	3.0	190	A9	11	26	2.0	210
A5	14	22	2.0	170	A10	11	27	2.0	210

Fig. 3.14 – Modelo HSLM – A

Para pontes simplesmente apoiadas de comprimento de vão inferior a 7 metros acontece que a resposta dinâmica pela passagem de alguns comboios reais é superior à dos modelos HSLM-A.

Tal levou à criação do modelo HSLM-B, que consiste em N cargas pontuais igualmente espaçadas. Apesar de não se assemelhar a nada real (não existe um espaçamento tão curto entre pontos de contacto veículo-carril), recria o fenómeno de repetição de cargas e

<sup>4</sup> Ver 5.3

ressonância e assim cria uma nova envolvente dinâmica conservativa em comparação com os efeitos provocados pelo material circulante existente.

A cada comprimento de vão L corresponde um sub-modelo HSLM-B com uma geometria cujos efeitos dinâmicos são razoavelmente conservativos:

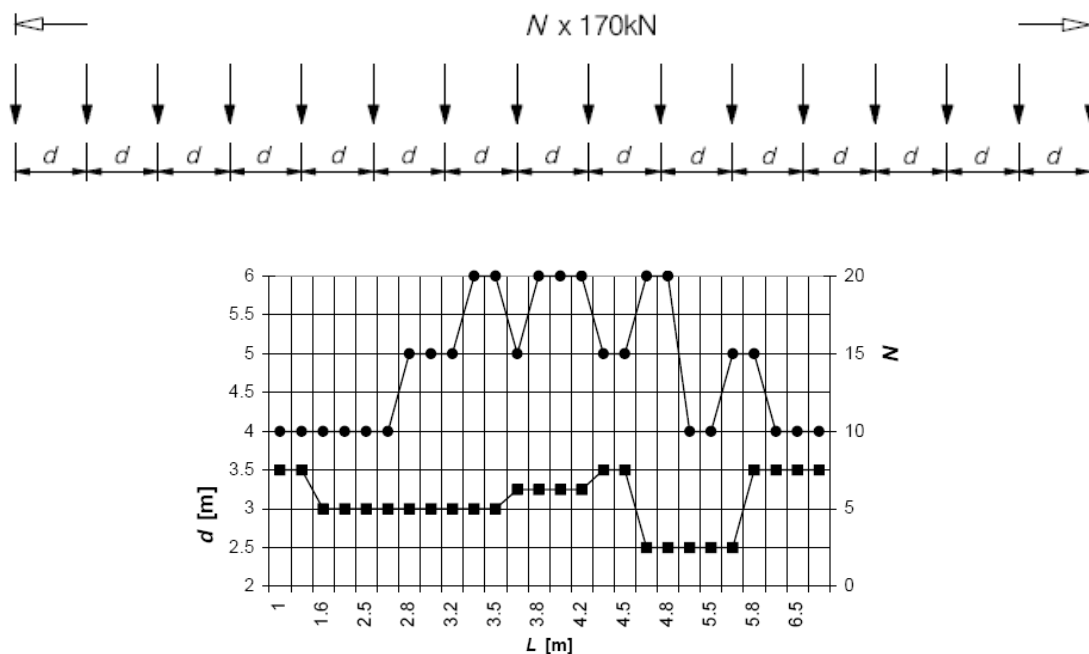


Fig. 3.15 – Modelo HSLM – B. Os círculos correspondem ao número de eixos (N) e os quadrados o espaçamento entre eixos (d)

### 3.5.4 Combinações de cálculo

Para pontes com um ou mais vias de circulação, o modelo de carga de dimensionamento deve ser combinado de acordo com o seguinte quadro, adaptado do 6.8.1 do EN 1991-2:

Tabela 3.5 – Número de vias carregadas para a verificação dos vários estados limites

Estado Limite	Número de vias da ponte		
	1	2	≥ 3
<b>Estados Limites Últimos</b>	1	1 ou 2 <sup>a</sup>	1, 2, 3 (a 75%) <sup>b</sup> ou mais (a 75%) <sup>b</sup>
<b>Estado Limite de Utilização</b>	1	1 ou 2 <sup>a</sup>	1, 2, 3 (a 75%) <sup>b</sup> ou mais (a 75%) <sup>b</sup>
- Distorção de via, deslocamentos vertical e horizontal máximos			
- Aceleração vertical máxima e critério de conforto do passageiro	1	1	1

<sup>a</sup> Conforme seja o crítico (e.g.: pode ser crítico 2 vias carregadas para ELU de flexão e 1 via carregada para ELU de torção)

<sup>b</sup> Corresponde a admitir todas as vias carregadas com os modelos de carga a 75% dos seus valores característicos

Adicionalmente a Tabela 6.11 do EN 1991-2 sugere ainda como devem ser feitas as combinações de forças verticais (e.g.: LM71 ou HSLM) e forças horizontais (e.g.: arranque, frenagem, centrífuga ou lacete) do modelo de dimensionamento. Da sua análise se entende que:

- As forças verticais devem ser tomadas de acordo com a Tabela 3.5 para todas as situações
- As forças de arranque e frenagem iguais ao seu valor característico e as forças centrífuga e lacete com metade do seu valor característico para a situação de máxima força vertical com máxima longitudinal ou máxima força longitudinal
- As forças de arranque e frenagem com metade do seu valor característico e as forças centrífuga e lacete iguais ao seu valor característico para a situação de máxima força vertical com máxima lateral ou máxima força lateral

## 4 Metodologias para a análise dinâmica de pontes e viadutos

Os estudos desta dissertação desenvolvem-se no sentido de aprofundar o conhecimento dos efeitos dinâmicos produzidos pela sobrecarga móvel, base da diferenciação entre o tráfego convencional e o tráfego de alta velocidade. Para a obtenção da resposta dinâmica de uma estrutura sujeita à sobrecarga móvel servem de base os princípios de mecânica mencionados ao longo do capítulo.

De referir que, sempre que se justifique, é feita uma chamada de atenção para o contributo do autor em alguns dos temas explorados.

De uma forma simples, as tensões e as deformações dinâmicas introduzidas numa ponte diminuem ou aumentam sob o efeito do tráfego ferroviário de acordo com:

- A rapidez do carregamento, devido à velocidade de circulação do material que atravessa a estrutura, e a resposta inercial da estrutura (impacto)
- A passagem de sucessivas cargas com espaçamento uniforme (aproximadamente) que podem excitar a estrutura e em certas circunstâncias criar ressonância (para quando um múltiplo da frequência da excitação iguala a frequência natural da estrutura)
- Variações nas cargas ao nível das rodas resultante de imperfeições da via ou comboio.

Em termos de interacção dinâmica, o problema reside em dois subsistemas, veículo e estrutura, de comportamento elástico. A interacção dá-se por forças de contacto, induzidas nos pontos de contacto entre rodas e carris. Um problema destes pode ter características não-lineares em virtude da variação no tempo dos pontos de contacto e magnitude das forças.

Uma das simplificações mais correntes na análise do problema dinâmico veículo/estrutura reside na consideração única da resposta da estrutura em detrimento da deformação do veículo (que em última instância é aproximado a um conjunto de cargas móveis – ver 4.3). Isto deve-se à diminuta relação entre a massa do veículo e a da estrutura. De facto, as normas actuais tendem a partir desta simplificação.

### 4.1 Estado de Arte

O modelo de carga móvel ou força pulsante (Fig. 4.1) foi utilizado pela primeira vez por Timoshenko, em 1922, para a solução analítica de uma carga pontual em movimento sobre uma viga simplesmente apoiada.

A investigação neste domínio procurou sempre aperfeiçoar os modelos de aproximação ao comportamento real de um comboio.

Para entrar em consideração com o efeito inercial do veículo, Jeffcott, em 1929, estudou um modelo de massa móvel (Fig. 4.2). Ainda assim, o modelo de massa móvel não contabiliza o efeito de salto da carga, i.e., variação em módulo da força de contacto, quer por irregularidades nos carris, quer pela prática de maiores velocidades. Como tal, Biggs, em 1964, sugeriu a

adopção do modelo de Kelvin-Voigt para representar o comportamento do sistema de suspensões (Fig. 4.3).

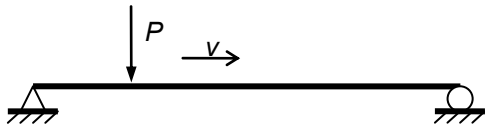


Fig. 4.1 – Modelo de carga móvel

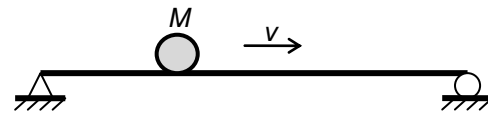


Fig. 4.2 – Modelo de massa móvel

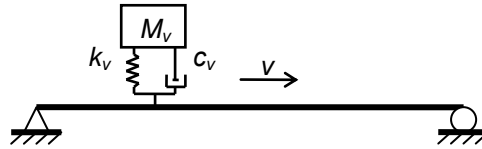


Fig. 4.3 – Modelo de massa suspensa

Em termos matemáticos, Fryba (1999) sintetizou na sua obra um conjunto de soluções analíticas para as anteriores modelações de veículos.

Mais recentemente, com o potencial dos programas de cálculo, assistiu-se a um aumento dos graus de liberdade para a recriação cuidada das características dinâmicas de cada carruagem, acabando numa representação tridimensional do modelo de interação veículo-estrutura. Wu *et al.* (2001) representou, nos seus trabalhos, a carruagem como um corpo rígido assente sobre um bogie dianteiro e um traseiro, cada um destes apoiado por dois eixos de rodas: comboio convencional (Fig. 4.4).

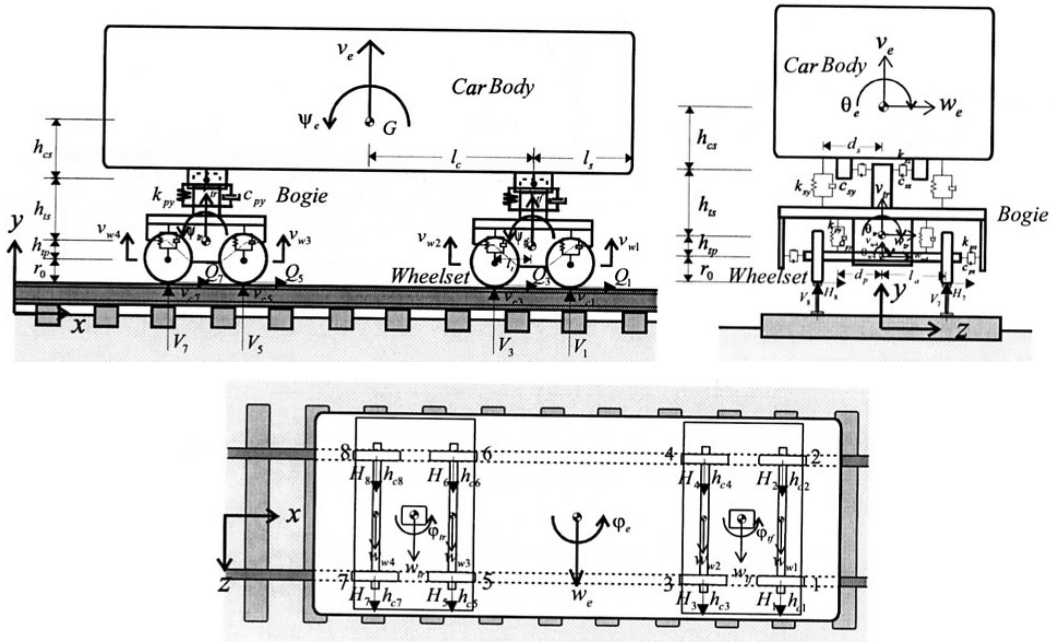


Fig. 4.4 – Modelo tridimensional do veículo. O corpo rígido e cada bogie têm cinco graus de liberdade (deslocamentos vertical e lateral e três rotações) e cada eixo de rodas três (deslocamentos vertical e lateral e torção) (Fonte: Wu, 2001)

É expectável que nas próximas décadas, com o avanço da tecnologia, se dê um aumento na velocidade média de circulação dos comboios. Dos testes efectuados a muito alta velocidade chegou-se à conclusão que os critérios de conforto dos passageiros se sobrepõem aos de



resistência mecânica da estrutura, o que, de acordo com o referido anteriormente, leva futuramente à adopção destes modelos de interacção veículo-estrutura para a verificação de segurança. O EN 1990 A2 contém um capítulo dedicado a este problema, (ver 4.6).

Em termos de modelação da ponte, o que começou por ter solução para uma viga simplesmente apoiada (Timoshenko em 1922), foi progredindo para pontes treliçadas (Chu *et al.* em 1979), de vários vãos (Wu e Dai em 1987), de secção fechada (Chu *et al.* em 1986), com directriz curva (Galdos *et al.* em 1993), em arco (Chatterjee e Datta em 1995), atirantadas (Yang e Fonder em 1998) e suspensas (Chatterjee *et al.* em 1994).

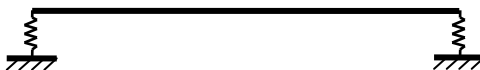


Fig. 4.5 - Estrutura com apoios elásticos

Em zonas sísmicas, como é o caso de Portugal, é comum a utilização de apoios elastoméricos para libertar a rotação e/ou o deslocamento horizontal entre o tabuleiro e o pilar. Estes aparelhos são constituídos por uma borracha artificial conhecida por “Neoprene” que possui uma deformabilidade vertical considerável. Os modelos comerciais são cintados com lâminas de aço de forma a aumentar significativamente a rigidez horizontal do aparelho (a adição de uma película de “Teflon”, usada para libertar deslocamentos horizontais, é feita em série com o “Neoprene”). Tendo em conta o anterior, Yang (2004) calculou a solução analítica para o modelo de viga elasticamente apoiada (Fig. 4.5) e concluiu que os apoios elásticos aumentam, em condições gerais, a resposta da viga em ressonância, com proporcionalidade à flexibilidade dos mesmos. A própria acção sísmica actuando em simultâneo com a passagem do comboio pode induzir acelerações do tabuleiro excessivas.

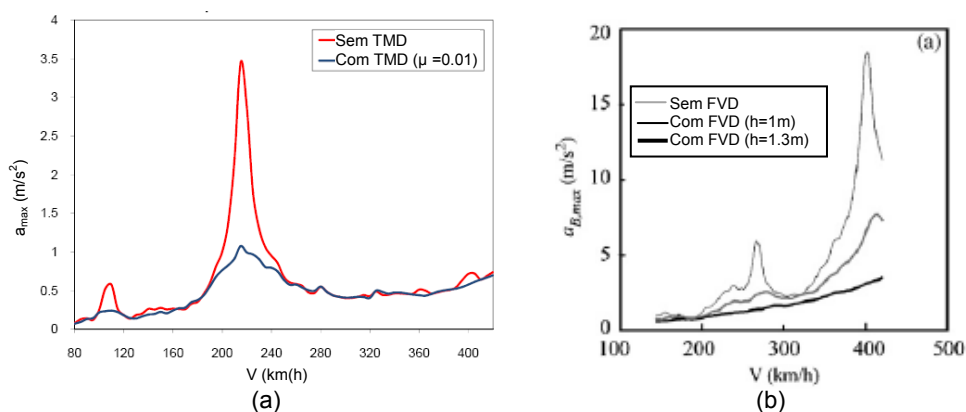


Fig. 4.6 – Acelerações verticais a meio vão para dois tipos de amortecedor em estudo:  
 (a) TMD's - em função da velocidade de circulação do comboio HSLM-A3 (Fonte: Henriques, 2007). Este ensaio numérico foi conduzido na ponte 1 do catálogo do ERRI (ver Tabela 4.3) para um rácio entre as massas  $M_m$  e  $M_{estrutura}$  de 0.01. A redução da aceleração de pico foi de 68.8%.

(b) FVD's - em função da velocidade de circulação do comboio HSLM-A8 (Fonte: Museros *et al.*, 2007). Este ensaio numérico foi conduzido numa ponte simplesmente apoiada de 15 metros de vão. O comboio induz uma segunda e terceira ressonância do primeiro modo de flexão da ponte às velocidades de 403.2km/h e 266.4km/h, respectivamente. Para a aceleração máxima vertical da estrutura é de 18.4 m/s<sup>2</sup>, seleccionou-se uma altura de 1.3m para a viga auxiliar, de forma a reduzi-la para 3.5 m/s<sup>2</sup>, segundo o recomendado pelo EN 1991-2.

Com o avançar do domínio na matéria, investigadores propõem novas modelações e abordagens para mitigar os efeitos dinâmicos da passagem de um veículo a alta velocidade.

Uma das formas de o fazer é aumentando o amortecimento geral da estrutura com aparelhos passivos de dissipação de energia, como é o caso dos amortecedores de massa sintonizados (TMD's) ou amortecedores de fluido viscoso (FVD's) - Fig. 4.6 a) e b).

O conceito de amortecedor de massa para uma viga flexível (Fig. 4.7) foi desenvolvido por Ormondroyd e den Hartog, em 1928. Sintonizando a massa e a mola para a primeira frequência de ressonância e desfazando de meio período a vibração dos mesmos, de modo a contrariar o efeito oscilatório da viga, é possível atenuar a resposta dinâmica da viga. Esta solução foi estudada com algum sucesso num passado recente (Wang *et al.*, 2003, Henriques, 2007). Pode-se inclusive optar por um sistema híbrido de TMD, com várias massas sintonizadas nas frequências dominantes, adequado a pontes suspensas (Yau *et al.*, 2004). Um amortecedor de massa só apresenta um bom efeito de supressão da vibração quando o comboio circula a velocidades de ressonância.

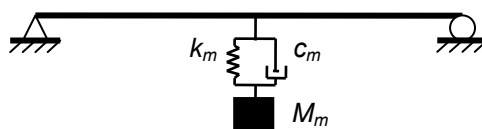


Fig. 4.7 - Estrutura com amortecedor de massa

Alternativamente, Museros *et al.* (2007) sugere a aplicação dos amortecedores de fluido viscoso (Fig. 4.8) para o controlo de vibração de pontes simplesmente apoiadas sujeitas a cargas móveis. Estes amortecedores têm as seguintes vantagens:

- A dissipação de energia para uma gama de frequências superior à dos amortecedores de massa, não tendo problemas de desintonização
- O seu mecanismo de dissipação de energia, por não ser à base de atrito ou cedência de material, não envolve muitos custos de operação e reparação

Outros conceitos estão associados a esta solução, como o rácio suplementar de amortecimento ou constante equivalente, que entram na equação do movimento estabelecida para a situação. O valor óptimo de rácio é dado em função das propriedades geométricas da viga auxiliar<sup>5</sup>, daí a utilização da mesma na Fig. 4.6 b).

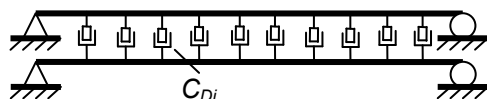


Fig. 4.8 – Estrutura com amortecedores de fluido viscoso

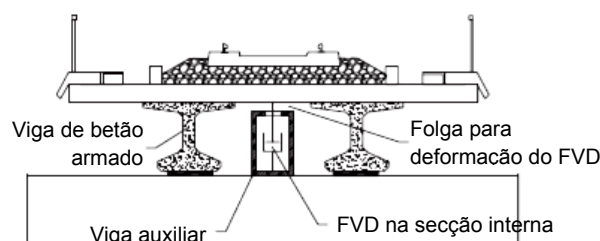


Fig. 4.9 – Configuração do sistema de amortecimento FVD para uma ponte de betão armado vigada (Fonte: Museros *et al.*, 2007)

<sup>5</sup> Na literatura considerada metálica com secção rectangular fechada

A sobreposição de dois elementos longitudinais de superestrutura e ligados elasticamente para dissipação da energia já tinha sido proposta por outros investigadores. Kawazoe, em 1998, apresentou um sistema com duas vigas (Fig. 4.10), apesar de ter concluído que seria oneroso de materializar em longos vãos. Mais tarde, Oniszczuk, em 2000, estudou as vibrações transversas de um sistema elasticamente ligado de duplo tirante (Fig. 4.11). Concluiu que podia também não funcionar por ser excessivamente flexível. A combinação dos dois, um sistema de viga com tirante (Fig. 4.12), que idealiza uma ponte pré-esforçada (a solução construtiva mais utilizada em pontes ferroviárias) teve solução analítica em Frýba (2005).

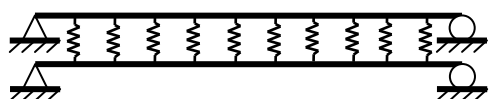


Fig. 4.10 – Estrutura em dupla viga

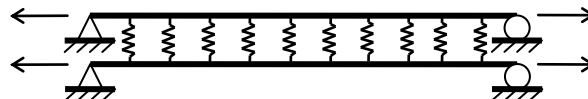


Fig. 4.11 – Estrutura em duplo tirante

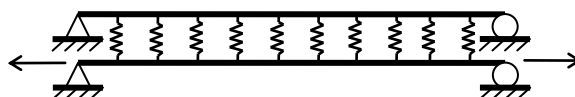


Fig. 4.12 - Estrutura composta viga + tirante

Em Portugal, os estudos na matéria apareceram com os primeiros sinais da criação de uma rede de alta velocidade ferroviária. Calçada e Delgado (1995) escreveram os primeiros artigos de cunho nacional sobre o comportamento dinâmico de pontes por tráfego ferroviário de alta velocidade, ainda com base em modelos de cargas móveis. Mais tarde, Delgado e dos Santos (1997) apresentaram procedimentos iterativos para a solução do sistema matricial veículo-estrutura para cada instante.

No âmbito do protocolo assinado entre o Instituto Superior Técnico e a Rede Ferroviária de Alta Velocidade, S.A. iniciou-se uma campanha de trabalhos de investigação por mestrandos de Engenharia Civil, com incidência nos problemas de comportamento lateral dinâmico em pontes (Dias, 2007), influência da rigidez vertical dos apoios (Tavares, 2007) e controlo de vibrações por amortecedores de massa sintonizados (Henriques, 2007). Outro trabalho desenvolvido por um aluno da mesma instituição refere-se ao problema de pré-fabricação de tabuleiros de viadutos para comboios de alta velocidade (Rocha, 2006).

## 4.2 Coeficiente dinâmico

Em termos de dimensionamento e avaliação dos efeitos dinâmicos de um modelo de cargas a análise estática equivalente dos efeitos dinâmicos requer menos recursos, tornando-se atractiva para o Projectista. Assim se expõe o conceito de coeficiente dinâmico cujo objectivo é o de, multiplicado pelos efeitos estáticos, traduzir com segurança o efeito dinâmico das cargas. Este coeficiente é comumente dado em função das características da ponte e/ou velocidade

de circulação do comboio. A principal limitação é que, em termos de resposta, apenas se torna possível obter os deslocamentos da estrutura (ao invés da aceleração, velocidade e deslocamento).

Teoricamente o coeficiente dinâmico  $\Phi$ , definido pelo rácio da resposta máxima dinâmica e resposta máxima estática, é dado por:

$$\Phi = \frac{R_d}{R_s} \quad \text{Eq. (4.1)}$$

onde,

$R_d$  Resposta máxima dinâmica

$R_s$  Resposta máxima estática

#### 4.2.1 Propostas para coeficientes dinâmicos

Ao longo do tempo foram surgindo algumas propostas para estes coeficientes dinâmicos. São aqui apresentadas e revistas algumas dessas propostas.

Os códigos europeus (UIC e EN) partem da mesma premissa: o coeficiente dinâmico  $\Phi$  é aplicado ao efeitos estáticos de forma a,

$$\Phi S_{\text{est,tipo}} \geq S_{\text{din,real}} \Leftrightarrow \Phi S_{\text{est,tipo}} \geq (1 + \varphi' + \varphi'')S_{\text{est,real}} \quad \text{Eq. (4.2)}$$

onde,  $S_{\text{est,tipo}}$  e  $S_{\text{din,real}}$  são, respectivamente, os efeitos correspondentes ao comboio tipo (e.g.: UIC71) sob condições estáticas e ao comboio real sob condições dinâmicas. O objectivo é ter um valor tal de  $\Phi S_{\text{est,tipo}}$  que constitua uma envolvente para todos os comboios reais. Em simultâneo, o efeito dinâmico de um comboio real é dado pelo efeito estático multiplicado pela soma do incremento dinâmico  $\varphi'$  dado para um comboio numa via sem irregularidades e o efeito das irregularidades da via  $\varphi''$  (segundo o código UIC776-1R):

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4}; \quad K = \frac{v}{2L_\phi f_0} \quad \text{Eq. (4.3)}$$

$$\varphi'' = a \left[ 0.56e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 0.50 \left( \frac{f_0 L_\phi}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right]; \quad a = \min\left(\frac{v}{22}, 1\right) \quad \text{Eq. (4.4)}$$

O valor de  $1 + \varphi'$  é obtido pelo quociente entre a máxima flecha dinâmica produzida pelas cargas móveis e a flecha estática. Possui um valor máximo de 2.32 para  $K=0.76$ .

Adicionalmente, o efeito das irregularidades de via foi contabilizado, segundo a Eq. (4.4). O ponto 15.6 do ERRI D214/RP9 faz a comparação desta expressão com medições experimentais, concluindo que a expressão é conservativa para situações fora da ressonância. Fryba (1996) propõe ainda funções lineares e/ou exponenciais para reproduzir a distribuição isolada/periódica/aleatória de irregularidades (em 5.8 estuda-se com maior detalhe este problema).

As Eqs. (4.7) e (4.8) são fruto de regressões e aproximações por parte de alguns investigadores do ERRI, estando indisponível ao autor desta dissertação a sua dedução

matemática. Veja-se que noutras obras, como o IAPF-75, o mesmo incremento dinâmico  $\varphi'$  tem outra expressão (Goicolea *et al*, 2002).

A Eq. (4.2) é válida para velocidades inferiores a 200km/h, quando não coexiste o problema da ressonância. Segundo o ERRI D214/RP9 para alta velocidade verificam-se as condições:

$$S_{\text{din,real}} \leq (1 + \varphi')(1 + 0.5\varphi'')S_{\text{est,real}}, \text{ para via com manutenção cuidada} \quad \text{Eq. (4.5)}$$

$$S_{\text{din,real}} \leq (1 + \varphi')(1 + \varphi'')S_{\text{est,real}}, \text{ para via com manutenção normal} \quad \text{Eq. (4.6)}$$

Esta abordagem, de origem no código UIC 776-1 R, 1979, foi adoptada pelas instituições reguladoras de forma a obter fórmulas empíricas para o cálculo deste coeficiente dinâmico.

A nível europeu, o Eurocódigo sugere a aplicação das seguintes expressões para o coeficiente dinâmico  $\Phi$  à passagem dos modelos 71, SW/0 ou SW/2:

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.82 \quad 1.0 \leq \Phi_2 \leq 1.67, \text{ para via com manutenção cuidada} \quad \text{Eq. (4.7)}$$

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.73 \quad 1.0 \leq \Phi_3 \leq 2.0, \text{ para via com manutenção normal} \quad \text{Eq. (4.8)}$$

O vão equivalente  $L_\phi$ , em metros, corresponde ao real para um elemento isostático ou aos valores sugeridos na Tabela 6.2 do EN 1991-2<sup>6</sup>. Se não especificado na tabela, deve ser dado pelo comprimento da linha de influência para a flecha para o elemento considerado. Na análise de vários elementos estruturais de uma ponte, diferentes  $L_\phi$  podem ser considerados conduzindo a diferentes coeficientes dinâmicos. Assim, pode-se ter um valor de  $\Phi$  para as consolas laterais na análise transversal do problema e outro para os vãos na análise longitudinal.

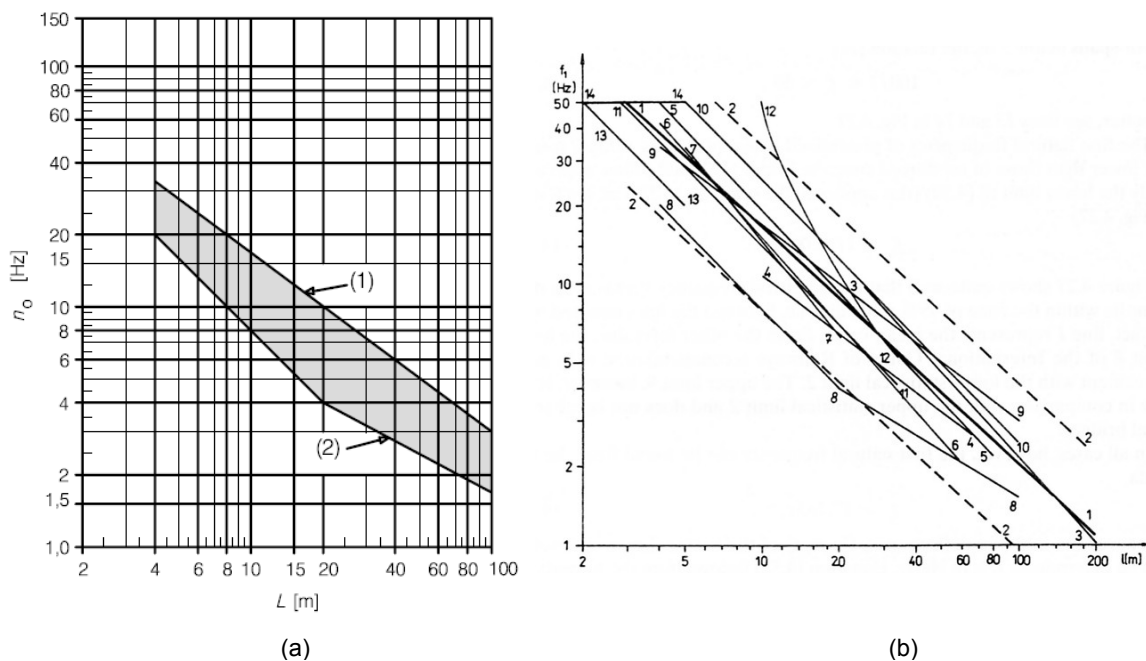


Fig. 4.13 - Intervalo de validade para a aplicação do coeficiente dinâmico, segundo o EN 1991-2 (a) com base nos trabalhos de Fryba (1996) (b)

<sup>6</sup> Trata-se de uma tabela extensa e a sua análise sai já do âmbito desta obra

As Eqs. (4.7) e (4.8) são apenas aplicáveis num conjunto de pontes que estejam no intervalo de frequências da Fig. 4.13 a). O procedimento para a obtenção do gráfico foi o seguinte:

- Medição da frequência natural para as 113 pontes em estudo
- Definição da equação que escreva a frequência natural em função do comprimento de vão, com base na regressão exponencial:  $f_0 = aL^b$
- Definição de um intervalo de confiança de 95%, com base na distribuição t-Student (Montgomery, 2006), de forma a escrever um limite superior e inferior de frequências aceitáveis.  $aL^b \times s^{-1} \leq f_0 \leq aL^b \times s$

Os resultados obtidos da regressão exponencial estão na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Primeira frequência natural de pontes ferroviárias, regressão exponencial  $f_0 = aL^b$

Pontes ferroviárias	Balastro: Sim + Não -	Número de medições	Coeficientes de regressão		Intervalo de confiança	Coeficiente de correlação	Região de validade		Fig. 4.13 <sup>1</sup>
			a	b			$L_{min}$	$L_{max}$	
			$m^{-b}s^{-1}$	1	1	1	m	$f_0$	
Treliçada	+/-	27	306.754	-1.073	1.363	0.944	25	200	3
Metálicas	Vigada +	23	59.477	-0.743	1.717	0.829	10	70	4
	-	36	208.039	-1.036	1.939	0.923	3	80	5
Betão armado	+	23	190.415	-1.102	2.312	0.906	4	60	6
	-	4	225.353	-1.191	1.424	0.995	5	20	7
<b>Conjunto</b>	+/-	113	133.006	-0.911	2.080	0.899	3	200	1

NOTA:

<sup>1</sup> Serve de legenda à Fig. 4.13 b). Adicionalmente: 2 – intervalo de confiança de 95% para todas as pontes; 8 – limite inferior de acordo com UIC (igual a (2) da Fig. 4.13 a)); 9 – limite superior de acordo com UIC (igual a (1) da Fig. 4.13 a)); 10 – pontes metálicas; 11 – valor médio para pontes de betão pré-esforçado a)

O princípio da UIC foi aumentar o valor de confiança e como, tal, não coincide com as linhas 2, mais abrangentes. As expressões finais, que dão origem à Fig. 4.13 a), são: abrangentes. As expressões finais, que dão origem à Fig. 4.13 a), são:

$$\text{Linha (1)} \quad f_0 = 94.76L^{-0.748} \quad \text{Eq. (4.9)}$$

$$\text{Linha (2)} \quad f_0 = 80L^{-1} \quad \text{para } 4 \leq L \leq 20 \text{ m} \quad \text{Eq. (4.10)}$$

$$f_0 = 25.58L^{-0.592} \quad \text{para } 20 \leq L \leq 100 \text{ m} \quad \text{Eq. (4.11)}$$

A nível norte-americano, o código da AASHTO (*Standard*, 1989) sugere a seguinte fórmula, para L dado em metros:

$$\Phi = 1 + \frac{15.24}{L + 38.1} \leq 1.3 \quad \text{Eq. (4.12)}$$

Em relação aos códigos europeu e norte-americano, há que referir que muitos destes testes datam de décadas anteriores e a amostra de veículos e pontes difere da actual. Outro dos problemas reside na inconsistência dimensional da equação, dependente apenas do comprimento de vão.

O autor decide então propor uma alternativa baseada nos trabalhos de Yang (2004). Tal alternativa usa o parâmetro de velocidade  $S_1 = \frac{\pi v}{\omega_1 L}$  para o cálculo do coeficiente dinâmico.

- Servem de base as soluções analíticas obtidas por Yang para as respostas dinâmicas e estáticas da viga para uma carga pontual móvel (ver Tabela 4.2)
- Cria-se o parâmetro  $H = \frac{vt}{L}$ , que só pode assumir valores entre 0 e 1 (situações para as quais a carga está no domínio da viga)
- A introdução deste parâmetro nas respostas dinâmicas resulta na substituição de  $\Omega_n t$  por  $n\pi H$  e de  $\omega_n t$  por  $n^2\pi H/S_1$  nas expressões da Tabela 4.2
- Procedem-se ao varrimento do parâmetro H para oito fracções e desenham-se os respectivos gráficos de resposta em função do parâmetro de velocidade  $S_1$  (Fig. 4.14)
- Calculam-se as envolventes dos gráficos anteriores para deslocamento a meio vão, momento flector a meio vão e esforço transversal na extremidade do vão

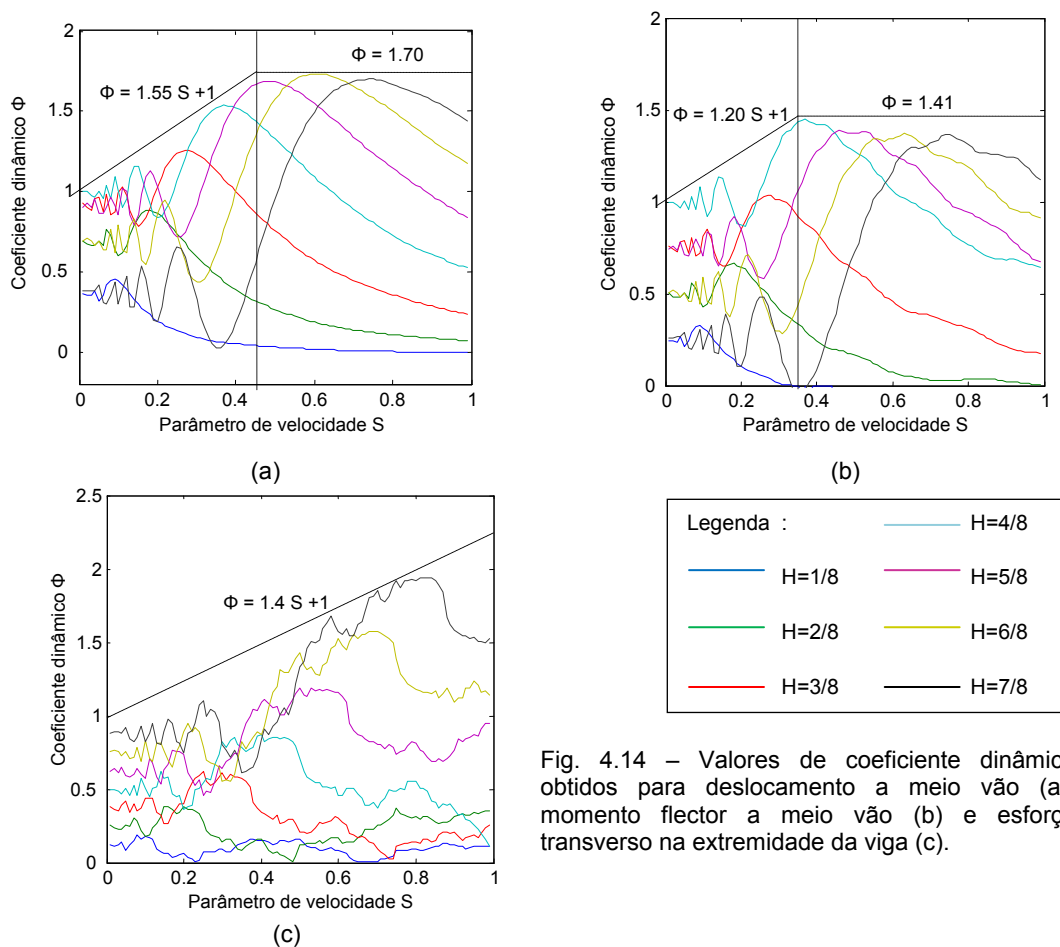


Fig. 4.14 – Valores de coeficiente dinâmico obtidos para deslocamento a meio vão (a), momento flector a meio vão (b) e esforço transversal na extremidade da viga (c).

Daqui resultam as seguintes expressões para as envolventes:

-Coeficiente dinâmico para o deslocamento a meio vão

$$\Phi_u = \begin{cases} 1.55S_1 + 1.00 & \text{para } S_1 < 0.45 \\ 1.70 & \text{para } S_1 \geq 0.45 \end{cases} \quad \text{Eq. (4.13)}$$

-Coeficiente dinâmico para o momento flector a meio vão

$$\Phi_M = \begin{cases} 1.20S_1 + 1.00 & \text{para } S_1 < 0.34 \\ 1.41 & \text{para } S_1 \geq 0.34 \end{cases} \quad \text{Eq. (4.14)}$$

-Coeficiente dinâmico para o esforço transversal na secção final

$$\Phi_V = 1.4S_1 + 1.00 \quad \text{Eq. (4.15)}$$

A modificação do método resulta na antecipação da estabilização do coeficiente dinâmico, mediante o estudado em 4.2.2.

As expressões anteriores são aplicáveis para qualquer elemento mediante a utilização do conceito de vão equivalente  $L_\phi$ .

Humar e Kashif (1993) desenvolveram uma metodologia racional para o problema mais complexo de determinação de coeficientes dinâmicos para um sistema de duplo eixo em movimento, conforme a Fig. 4.15 a). Para tal, desprezando o amortecimento do veículo e da ponte e assumindo que a ponte vibra no seu modo fundamental, estabeleceram o sistema matricial para resolução das equações de movimento com os subsistemas veículo e estrutura em interacção (ver 4). A solução analítica deste problema teve já resposta em trabalhos anteriores como o de Fryba (1999), generalizado a quatro graus de liberdade (para além da rotação e deslocamento vertical do corpo rígido, os deslocamentos verticais das massas  $m_{tr}$  e  $m_{tr}$ ).

Segundo os mesmos autores, a amplificação dinâmica é função de quatro termos:  $\alpha$  (parâmetro de velocidade, que, nesta literatura, é dado por  $S_1$ ),  $\phi$  (rácio de frequências,  $\omega_{veic}/\omega_{ponte}$ ),  $\kappa$  (rácio de massas,  $m_{veic}/m_{ponte}$ ) e  $S/L$  (quociente entre o espaçamento de eixo e comprimento de vão). O parâmetro  $\phi$  tem uma grande variabilidade pois o valor de vibração do veículo não é constante. As amplificações dinâmicas são determinadas para um valor de  $\phi$  entre 0 e 2.5 (valores possíveis) e é usado no dimensionamento o máximo das amplificações (envolvente).

Seguindo a metodologia anterior e assumindo que uma carruagem pode ser representada pelo sistema de dois eixos, foram obtidas algumas curvas de dimensionamento para diferentes valores de  $\kappa$  e  $S/L$  (ver Fig. 4.15 b), c) e d)).



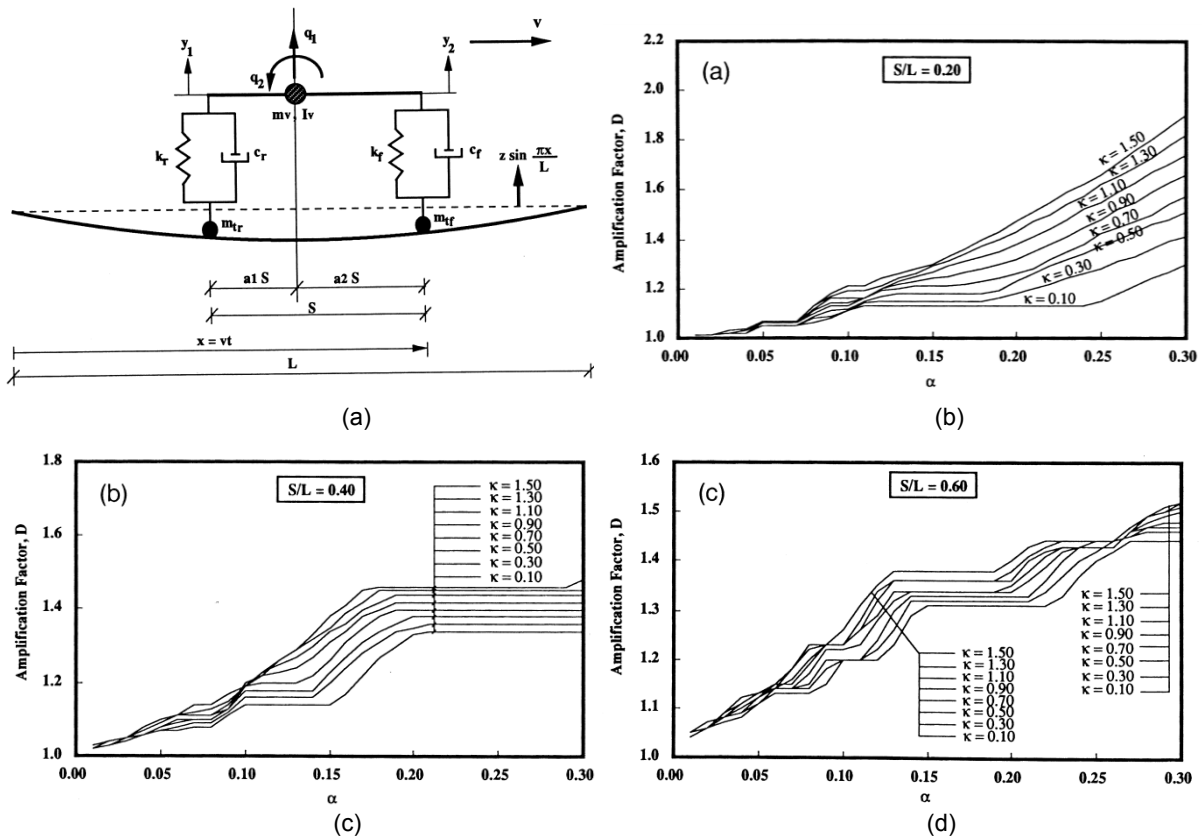


Fig. 4.15 - Valores de dimensionamento para coeficiente dinâmico para  $S/L=0.20$  (b),  $S/L=0.40$  (c) e  $S/L=0.60$  (d), segundo o modelo de sistema de dois eixos (a) com dois graus de liberdade. Para  $S/L \leq 0.05$ , a solução é aproximadamente a mesma que a de um veículo com um só eixo (Fonte: Humar e Kashif, 1993)

Separadamente, duas outras metodologias simplificadas estabelecem a força dinâmica equivalente por eixo a partir da força estática: fórmulas de Eisenmann (modificada) e Prud'Homme. Estas metodologias são tipicamente usadas em Engenharia Ferroviária, em treços em escavação ou aterro.

Eisenmann (1975) estabeleceu que os esforços verticais na via poderiam ser dados numa dada velocidade por:

$$Q_D = Q_E(1 + t \times s \times \varphi) \quad \text{Eq. (4.16)}$$

onde,

$Q_E$	valor da força estática num eixo	$s$	factor dependente do estado da
$t$	factor de segurança estatística		infraestrutura
	$t=1$ para 68.3% dos valores medidos;		$s=0.1$ – muito bom estado;
	$t=2$ para 95.5% dos valores medidos;		$s=0.2$ – bom estado;
	$t=3$ para 99.7% dos valores medidos;		$s=0.3$ – mau estado;
$\varphi$	factor dependente da velocidade de circulação $\left( = 1 + \frac{V-60}{380} \right)$ , versão modificada		

Prud'Homme (1976) decide, por outro lado, separar as acções na via dos pesos suspensos e não suspensos, com frequências próprias associadas (Fig. 4.16).

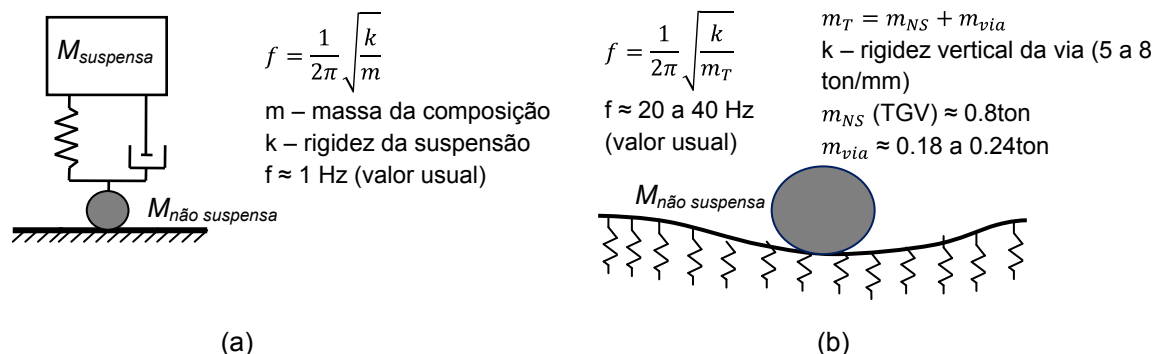


Fig. 4.16 - Frequências próprias de oscilação do peso suspenso (a) e não suspenso (b), segundo Prud'Homme

Para simplificar o estudo da interacção veículo-estrutura (ver 4), Prud'Homme considera que os movimentos verticais são separados dos horizontais, admite que as diferentes uniões de elementos são elásticas e os amortecimentos viscosos e a frequência própria do sistema oscilante roda-carril é bastante superior à frequência própria das massas suspensas e semi-suspensas, o que permite considerar o estudo dos esforços produzidos pela sua oscilação de forma separada, somando no final o seu desvio padrão:

$$Q_D = Q_E + \Delta Q \quad \text{Eq. (4.17)}$$

Pela lei de distribuição normal,  $\Delta Q$  é dado por  $2 \sigma(\Delta Q)$  para um intervalo de confiança de 95.5%. Por sua vez,  $\sigma(\Delta Q)$  obtém-se pela raiz quadrada da soma dos quadrados de cada desvio padrão, i.e.,  $\sqrt{\sigma^2(\Delta Q_s) + \sigma^2(\Delta Q_{ns})}$ .

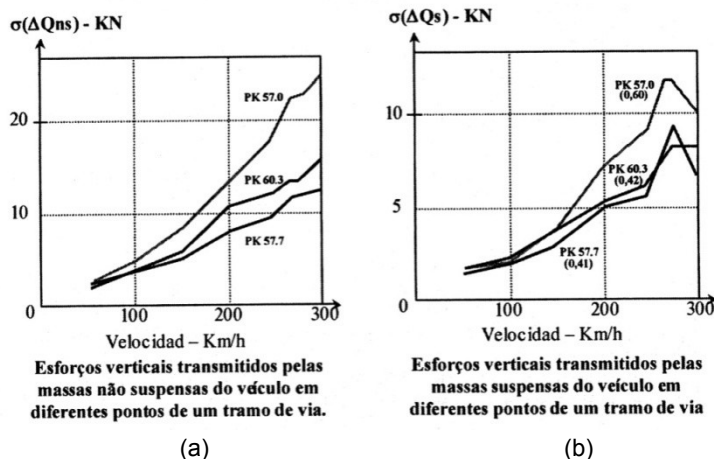


Fig. 4.17 – Resultados de ensaios realizados pela SNCF (Fonte: Lopez Pita, 1984)

O desvio padrão devido às oscilações das massas suspensas é dado pela seguinte fórmula empírica (com base na Fig. 4.17 a):

$$\sigma(\Delta Q_s) = (0.11 \text{ a } 0.16) Q_N \quad \text{Eq. (4.18)}$$

onde,

$Q_N$  Carga nominal estática da roda

Por sua vez o desvio padrão devido às oscilações das massas não suspensas é dado pela expressão:

$$\sigma(\Delta Q_s) = 0.45 \frac{V}{100} b \sqrt{m_{NS} \times k} \quad \text{Eq. (4.19)}$$

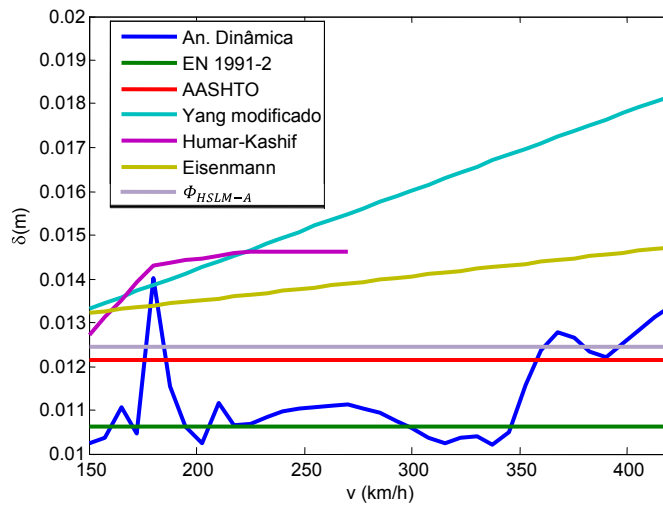
onde,

$b$  variável relacionada com os defeitos da via (flecha máxima em mm - base de 3m)

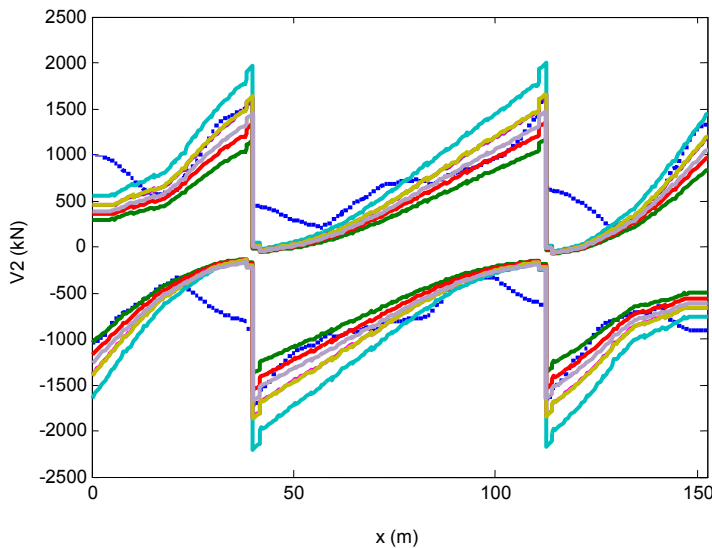
$V$  velocidade de circulação do veículo (km/h)

#### 4.2.2 Comparação entre as várias propostas

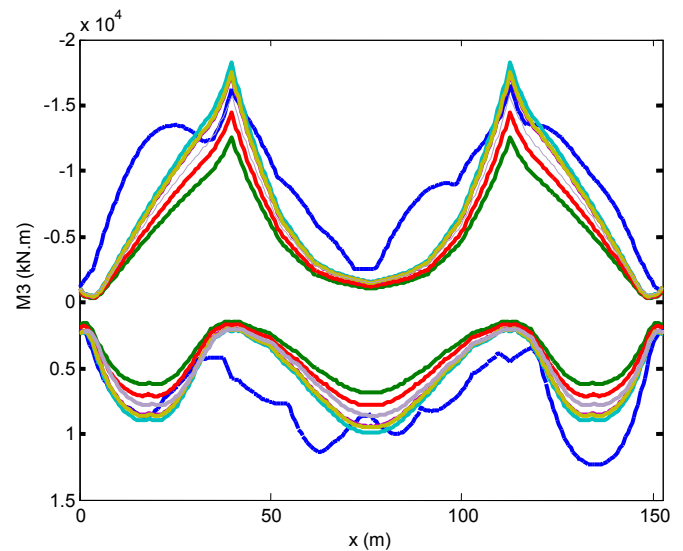
Para uma melhor compreensão da eficácia de todas estas metodologias de análise estática equivalente, faça-se a comparação entre os resultados obtidos pelas mesmas com aqueles obtidos pela análise dinâmica por sobreposição modal.



(a)



(b)



(c)

Fig. 4.18 – (a) Deslocamentos obtidos para as análises estáticas equivalentes propostas. Os valores adoptados foram os seguintes:  $L_\phi = 66m$  (todos os métodos),  $\omega_1 = 11.94 \text{ rad/s}$ ,  $\alpha = 0.004v/3.6$  (Yang e Humar-Kashif),  $m_{veic} = 771.4 \text{ ton}$ ,  $m_{ponte} = 6758.7 \text{ ton}$ ,  $\kappa = 0.10$ ,  $S = 27 \text{ m}$ ,  $S/L_\phi = 0.20$  (Humar-Kashif),  $t = 1$  e  $s = 0.20$  (Eisenmann). Para compreender  $\Phi_{HSLM-A}$ , ver 4.2.3.

(b) Envoltório de esforço transverso  $V_2$  obtida para as análises estáticas equivalentes propostas. Os valores adoptados foram os mesmos da alínea anterior, com  $v = 420 \text{ km/h}$  (todos).

(c) Envoltório de momento flector  $M_3$  obtida para as análises estáticas equivalentes propostas. Os valores adoptados foram os mesmos da alínea anterior.

A ponte utilizada para estes ensaios é a ponte do caso de estudo, cujas características geométricas e mecânicas se encontram no Capítulo 6 e resultados das análises dinâmicas em 6.4. Optou-se por realizar a análise comparativa numa ponte contínua de altura variável, em oposição a uma ponte simplesmente apoiada com secção constante, modelo para a qual os métodos foram deduzidos e automaticamente verificados.

Estudou-se o efeito estático do comboio HSLM-A10 no modelo de casca (deslocamentos) e viga (esforços) e considerando o comprimento característico da ponte, com os resultados indicados na Fig. 4.18.

Dos ensaios efectuados permite-se retirar uma série de conclusões:

- Nenhuma destas metodologias considera a variação brusca da resposta em ressonância - subestimam a mesma em velocidade de ressonância e sobestimam a resposta fora da mesma (Fig. 4.18 a) e 4.4)
- Os códigos europeu (Eq. (4.8)) e americano (Eq. (4.12)) apresentam a limitação clara de não ter o coeficiente dinâmico em função da velocidade. Para uma ponte deste comprimento de vão, o regulamento americano é mais conservativo e, para o caso, com melhores resultados (ver Fig. 4.19 a)), tanto em termos de deslocamentos e como em termos de esforços. Em relação aos deslocamentos os códigos propõem um valor constante que corresponde aproximadamente à média dos deslocamentos obtidos em velocidades fora de ressonância. Em relação aos esforços, como são calculados para a situação de ressonância, os dois códigos subestimam os seus valores em todos os pontos

As expressões estimadas pelo EN 1991-2 são aplicadas ao modelo HSLM-A10 com resultados pouco satisfatórios. De qualquer forma, estas estão originalmente escritas para amplificar o efeito do modelo LM71, de acordo com a Eq. (4.2) e como se confirma pela Fig. 4.19 b)

**Será então interessante deduzir a partir dos princípios estatísticos assumidos pelo EN 1991-2 (ver Fig. 4.13 a)) uma nova proposta para o coeficiente dinâmico em pontes destinadas exclusivamente ao tráfego de alta velocidade (ver 4.2.3).**

- O método de Yang modificado apresenta resultados melhores que os códigos anteriores. A principal vantagem advém da consideração da velocidade no cálculo do coeficiente dinâmico. Ainda assim, em relação aos deslocamentos, observa-se uma ligeira subestimação do deslocamento máximo em ressonância. Como a resposta é directamente proporcional à velocidade, para a velocidade máxima de estudo, 420km/h, os deslocamentos estão bastante sobrestimados. Crê-se que este fenómeno aumente com a diminuição do comprimento de vão portanto a aplicação deste método é sobretudo eficaz se se conhecerem as velocidades de ressonância à partida (que podem ser estimadas pela Eq (4.55)). Desta forma é compreensível que os esforços obtidos estejam sobrestimados em relação aos obtidos na análise dinâmica do problema, à excepção dos momentos flectores a meio vão da peça. A envolvente

criada pelo método, Fig. 4.14 a) e b), poderia assim estabilizar para um parâmetro de velocidade ainda menor

- O método de Humar-Kashif foi aquele que melhor se aproximou dos resultados de análise dinâmica. A explicação vem da representação mais refinada do modelo de carruagem. Apesar da análise dinâmica recorrer ao modelo de cargas móveis, a modelação da carruagem com duas massas suspensas com o distanciamento de  $S$  permite considerar de forma reduzida o efeito de repetição de cargas. Infelizmente este modelo foi apenas estudado até à velocidade de 280 km/h pelo que poderá ser do interesse geral a dedução de novas curvas de dimensionamento para velocidades de serviço até os 420 km/h. Em termos de esforços, este método, à semelhança do método de Eisenmann, produziu resultados bastante próximos dos obtidos pela análise dinâmica para as envolventes de esforço transverso e momento flector, à excepção mais uma vez dos valores registados a meio vão
- O método de Eisenmann, na sua versão modificada, foi o único método de Engenharia Ferroviária aqui considerado, por se desconhecer as características dos pesos suspensos e não suspensos do modelo HSLM-A. Este método não considera de todo as características da ponte, pelo que a sua adaptabilidade nem sempre é a melhor. Acontece que para o caso de estudo, uma ponte de longo vão com baixa amplificação dinâmica, os resultados devolvidos são satisfatórios, tanto em termos de deslocamentos como em termos de esforços, deteriorando-se para pontes de curto vão (Fig. 4.20)

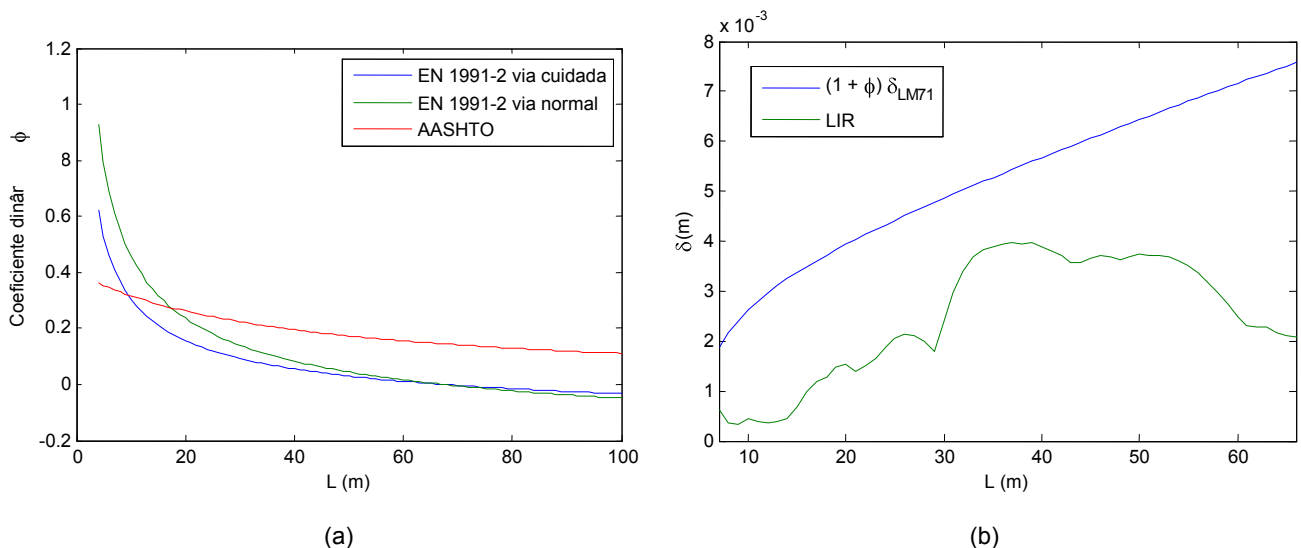


Fig. 4.19 – (a) Análise de sensibilidade às expressões do EN 1991-2 e AASHTO. (b) Comparação entre a envolvente de deslocamentos máximos provocados pelos modelos HSLM-A calculada para pontes simplesmente apoiadas pelo método LIR e o valor de dimensionamento dado por  $(1 + \phi)\delta_{LM71}$  (via com manutenção normal e computado com sol. de Fryba a 5km/h). Os valores de amortecimento (ponte metálica), frequência natural e massa por unidade de comprimento seguem o definido na Fig. 5.6, Eq. Conjunto da Tabela 4.1 e Eq. (4.20)

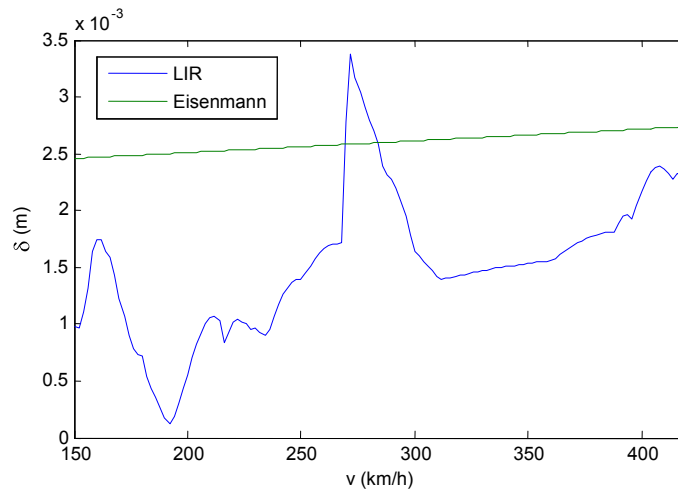


Fig. 4.20 - Deslocamentos obtidos na Ponte 1 do catálogo do ERRI para a análise dinâmica pelo método LIR (ver Tabela 4.3 e 4.3.2.2) e para o método de Eisenmann.

#### 4.2.3 Proposta para o coeficiente dinâmico para uma ponte exclusivamente destinada a alta velocidade

Recapitulando, o coeficiente dinâmico apresentado pelo EN 1991-2 foi deduzido para amplificar os efeitos do modelo de carga LM71. Para a situação de tráfego misto, o objectivo é o de tornar os efeitos estáticos equivalentes deste modelo mais desfavoráveis que o efeito dinâmico dos modelos HSLM, conforme a Eq. (4.2). Tal deixa de fazer sentido em linhas especialmente construídas para alta velocidade, como é o exemplo do corredor Lisboa-Porto.

Conforme provado em 4.2.2 (ver Fig. 4.18 a)), a aplicabilidade do mesmo coeficiente dinâmico nos modelos HSLM-A para a ponte em questão não foi eficaz pelo que o autor decidiu propor uma nova expressão para amplificar os efeitos estáticos destes mesmos modelos.

De acordo com a Fig. 5.1 (fluxograma do EN 1991-2), o coeficiente dinâmico proposto pelo EN 1991-2 aplica-se nas seguintes situações:

- Pontes contínuas (com segurança dos estados limites últimos e de utilização) e velocidade de circulação inferior a 200 km/h
- Pontes simplesmente apoiadas, velocidade de circulação inferior a 200 km/h e frequência natural fundamental no intervalo da Fig. 4.13 a)
- Pontes simplesmente apoiadas, velocidade de circulação superior a 200 km/h, comprimento de vão superior a 40 metros e frequência natural fundamental no intervalo da Fig. 4.13 a)
- Pontes simplesmente apoiadas, velocidade de circulação superior a 200 km/h, comprimento de vão inferior a 40 metros, frequência do primeiro modo de torção maior que 1.2 vezes a frequência do primeiro modo de flexão vertical e com uma relação entre a velocidade máxima de circulação e a frequência do primeiro modo de flexão vertical menor que o limite estabelecido

Para uma ponte de alta velocidade, as duas primeiras situações não são consideradas. Assim sendo, o novo método proposto deve-se aplicar ao domínio de pontes que correspondem às duas últimas situações: **pontes simplesmente apoiadas, com qualquer comprimento de vão e primeiro modo de flexão vertical preponderante para a resposta da estrutura**. O método LIR (ver 4.3.2.2), que devolve o deslocamento dinâmico, é aplicável precisamente para pontes com estas três características e, portanto, usado pelo autor para a criação de uma envolvente de deslocamentos dinâmicos máximos a meio vão provocados pelos modelos HSLM-A em função do comprimento de vão da ponte (o que está indicado a negrito passa assim a ser o domínio de aplicabilidade da nova expressão criada). Recorde-se, pelas Eqs. (4.7) e (4.8) que o coeficiente dinâmico indicado no EN 1991-2 está também escrito em função do comprimento de vão. Limitar-se-á a análise dinâmica aos modelos HSLM-A pelo que, para pontes de comprimento de vão inferior a 7 metros, o autor desaconselha a realização de uma análise estática equivalente.

Para além do comprimento de vão, é também necessário conhecer a massa e a rigidez de flexão da estrutura para a determinação da resposta dinâmica através do método LIR. Foram encontradas as seguintes soluções para a determinação dos parâmetros anteriores em função do comprimento de vão:

- A partir dos dados relativos às 5 pontes do ERRI foi feita a regressão linear entre massa por comprimento e o comprimento de vão, sendo que a expressão final dada por:

$$m = 0.66L + 4.47 \quad \text{Eq. (4.20)}$$

com um coeficiente de determinação de  $r^2 = 0.97$  (bastante satisfatório)

- Considere-se o intervalo de frequências referido pelo EN 1991-2, de acordo com a
- Fig. 4.13a). Este consiste num intervalo de confiança entre os 95% e os 98% para a regressão exponencial conduzida por Fryba (1996) a partir dos registos de mais de 200 pontes existentes e que, de forma geral, relaciona a frequência fundamental da estrutura com o comprimento de vão.

Usando a Eq. (4.20) para o cálculo da massa, i.e., independente da rigidez do sistema, o limite inferior do intervalo de frequências corresponde à menor das rigidezes do sistema e assim aos maiores deslocamentos (ver Fig. 5.8 b)). Assim sendo e de forma conservativa, as expressões adoptadas para devolver a frequência foram as seguintes:

$$\text{Linha (2)} \quad f_0 = 80L^{-1} \quad \text{para } 4 \leq L \leq 20 \text{ m} \quad \text{Eq. (4.21)}$$

$$f_0 = 25.58L^{-0.592} \quad \text{para } 20 \leq L \leq 100 \text{ m} \quad \text{Eq. (4.22)}$$

Entrou-se ainda em efeito de conta com as irregularidades de via ( $\varphi''/2$ ).

O coeficiente dinâmico é deduzido para os deslocamentos, que, de acordo com as propostas anteriores, sofrem uma maior amplificação dinâmica que os esforços. Obteve-se então a

seguinte envolvente para deslocamentos máximos dos modelos HSLM-A, de acordo com o método LIR (envolvente dinâmica) e solução de Fryba (envolvente estática – 20km/h):

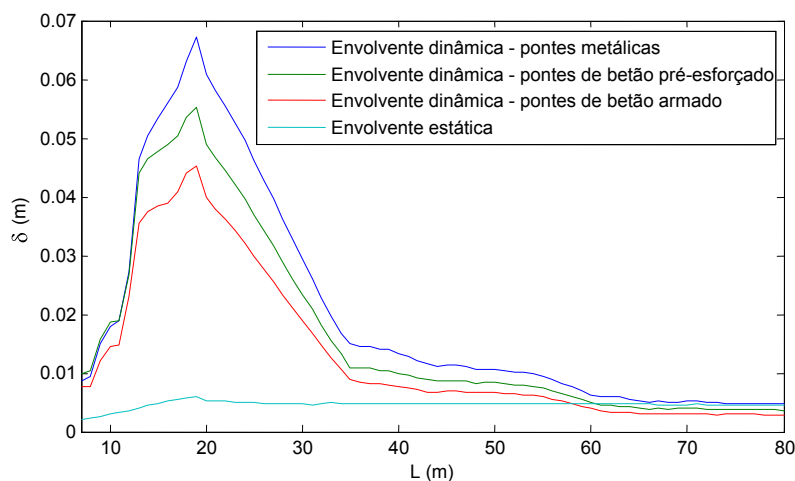


Fig. 4.21 - Deslocamentos máximos a meio vão dos modelos HSLM-A. É estudado o intervalo de comprimentos de vão entre 7 e 80 metros e os três tipos de pontes consideradas pelo EN 1991-2 (ver Fig. 5.6 c)).

Uma vez conhecidas as respostas dinâmicas e estáticas máximas, aplica-se a Eq. (4.1) para determinar os coeficientes dinâmicos em função do vão (Fig. 4.22 a)).

Facilmente se entende que o coeficiente dinâmico seria dado por uma expressão de dois ramos. Após vários tipos de regressões foram usadas aquelas que possuíam um maior coeficiente de determinação e assim a solução pode ser: polinomial de segundo grau até aos 20 metros e exponencial a partir desse comprimento (Fig. 4.22 b)). Para efeitos de dimensionamento, devem estas expressões ser aplicadas aos dez modelos HSLM-A e usar-se o mais desfavorável dos comboios nas verificações de segurança.

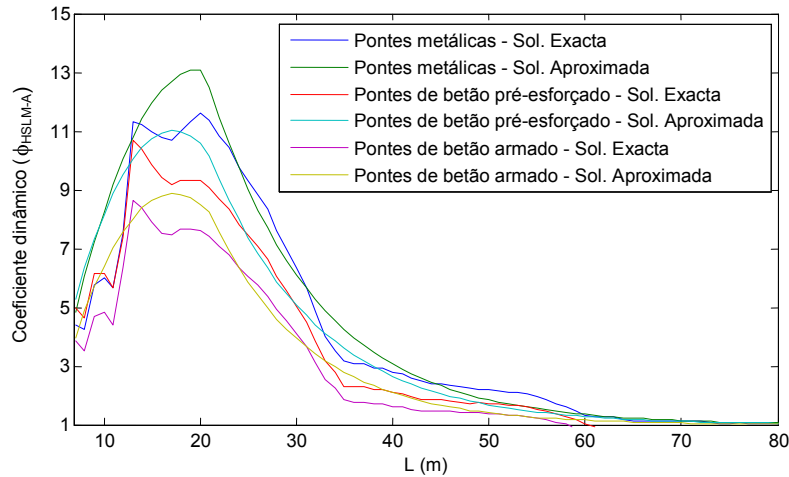
Teste-se a aplicabilidade da mesmas expressões para o exemplo do 4.2.2, uma ponte contínua de betão pré-esforçado. De notar, que a ponte está ligeiramente abaixo do limite inferior de frequências ( $L_{\phi}=66\text{m}$ ,  $f_0=1.90\text{ Hz}$ ,  $f_{0-\text{min}}$  seria de 2.14 Hz), pelo que é de esperar que esta proposta subestime ligeiramente o deslocamento máximo.

Segundo o método anterior o coeficiente dinâmico  $\Phi_{HSLM-A}$  é dado por:

$$\Phi_{HSLM-A} = 10 \times e^{-0.09(L-20)} + 1 = 1.159$$

É então feita a comparação entre os esforços e os deslocamentos dados pela análise dinâmica e pela análise estática equivalente proposta. Por observação da Fig. 4.18 ( $\Phi_{HSLM-A}$ ) conclui-se que os resultados são bastante satisfatórios, tanto em termos de deslocamentos (mais próximo do deslocamento máximo dinâmico do que os códigos europeu e americano) como em termos de esforços (momento máximo nos apoios e meio vão bastante próximo daqueles obtidos por análise dinâmica).





(a)

### Pontes metálicas

$$\Phi_{HSLM-A} = \begin{cases} -0.051(L-6)^2 + 1.401(L-6) + 3.459 & 7 < L < 20 & (r^2 = 0.877) \\ 12.55 \times e^{-0.09(L-20)} + 1 & L > 20 & (r^2 = 0.950) \end{cases} \quad \text{Eq. (4.23)}$$

### Pontes de betão pré-esforçado

$$\Phi_{HSLM-A} = \begin{cases} -0.055(L-6)^2 + 1.234(L-6) + 4.087 & 7 < L < 20 & (r^2 = 0.790) \\ 10 \times e^{-0.09(L-20)} + 1 & L > 20 & (r^2 = 0.884) \end{cases} \quad \text{Eq. (4.24)}$$

### Pontes de betão armado

$$\Phi_{HSLM-A} = \begin{cases} -0.047(L-6)^2 + 1.054(L-6) + 2.949 & 7 < L < 20 & (r^2 = 0.810) \\ 8 \times e^{-0.1(L-20)} + 1 & L > 20 & (r^2 = 0.670) \end{cases} \quad \text{Eq. (4.25)}$$

(b)

Fig. 4.22 – Solução exacta para o coeficiente dinâmico para os três tipos de pontes e aproximações destas soluções por regressão (a). Estas aproximações têm as expressões indicadas em (b), expressões estas que constituem a nova proposta. De notar que a partir dos 60 metros ignora-se a amplificação dinâmica.

## 4.3 Comportamento estrutural dinâmico para vigas simplesmente apoiadas

Os estudos aqui apresentados têm por base a mesma premissa: a consideração de um modelo de cargas móveis, o que resulta nas simplificações analíticas e numéricas referidas por alto em 4.1. Em alguns pontos ao longo da dissertação discutir-se-á a exactidão desta aproximação e a suficiência para o dimensionamento seguro de estruturas.

Por outro lado todos assentam num modelo de viga, o que pode não representar fielmente o comportamento dinâmico de alguns tipos de pontes (e.g.: lajes vigadas alveolares + exemplos da Tabela 3.4 b)).

Algumas técnicas de modelação mais complexas, como o caso da modelação por elementos finitos dinâmicos (estudada mais à frente nesta dissertação, ver 4.5), requerem maiores

recursos para o cálculo. Assim, no domínio das soluções apresentadas (vigas simplesmente apoiadas), os métodos apresentados nestes capítulos são mais adequados para um mais fácil entendimento do comportamento dinâmico de pontes e das variáveis a ajustar para otimizar este comportamento.

O estudo bibliográfico das soluções existentes categoriza as soluções em:

- Soluções analíticas
- Métodos simplificados

Para além das soluções apresentadas, outras constam também do relatório ERRI D214/RP9, tais como “Método da linha de influência virtual (Railtrack)”, curvas de dimensionamento ou os programas CEDYPIA e DIA. Alguns programas de interação veículo-estrutura estão também descritos nesta dissertação (e.g.: DB AG), que neste campo já se encontra algo desactualizada. Para uma melhor descrição de cada método e domínio de aplicação recomenda-se a leitura do capítulo 13 do ERRI D214/RP9.

#### 4.3.1 Soluções analíticas

Consideram-se como tal dois casos possíveis:

- Carga pontual móvel
- Série de cargas móveis

Apenas o primeiro produz soluções particulares baseadas no comportamento convencional (sem simplificações de qualquer tipo) de uma viga de Euler-Bernoulli. Tais soluções são úteis para perceber os princípios de comportamento dinâmico e determinar a resposta da estrutura a forças móveis fora da ressonância.

##### 4.3.1.1 Viga simplesmente apoiada sujeita a uma carga pontual móvel

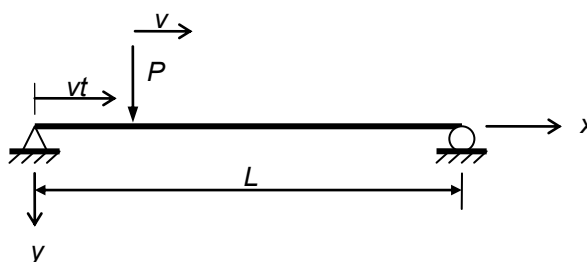


Fig. 4.23 – Carga móvel atravessando uma viga a velocidade  $v$

A solução algébrica deste problema teve resposta no trabalho de Timoshenko (1922) sobre vibrações forçadas em pontes. Desde então tem servido de ponto de partida para inúmeros textos na matéria, variando apenas na notação. Destacam-se os princípios teóricos:

- a viga é homogénea e de secção constante, para qual a hipótese de Euler-Bernoulli de secções planas após deformação é válida
- um único veículo se encontra sobre a ponte, em determinado instante

- só a carga gravitacional do veículo é considerada, enquanto que o efeito inercial do veículo é desprezado (em comparação, a sua massa é suficientemente menor que a da ponte)
- o veículo circula a uma velocidade constante  $v$
- o amortecimento é do tipo Rayleigh, isto é, pode ser obtido pela combinação linear da massa e rigidez
- antes da chegada da carga, a viga encontra-se em repouso

A equação de movimento pode ser escrita da seguinte forma:

$$EI \frac{\partial^4 y(x, t)}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial t^2} + c_e \frac{\partial y(x, t)}{\partial t} + c_i \frac{\partial^5 y(x, t)}{\partial t \partial x^4} = P \delta(x - vt), \quad 0 \leq vt \leq L \quad \text{Eq. (4.26)}$$

onde

$y(x, t)$  Deslocamento vertical da viga no ponto  $x$  e instante  $t$

$E$  Módulo de elasticidade

$I$  Momento de inércia da secção da viga

$m$  Massa por unidade de comprimento

$c_e$  Coeficiente de amortecimento externo

$c_i$  Coeficiente de amortecimento interno

$P$  Valor absoluto da carga no eixo

$\delta_{(x)}$  Função de Dirac, para transformar uma força discreta numa função contínua no espaço

As condições de fronteira do problema são:

$$y(0, t) = 0 \quad \left| \quad y(L, t) = 0 \quad \left| \quad M(0, t) = -EI \frac{\partial^2 y(0, t)}{\partial x^2} = 0 \quad \left| \quad M(L, t) = -EI \frac{\partial^2 y(L, t)}{\partial x^2} = 0$$

e as condições iniciais:

$$y(x, 0) = 0 \quad \left| \quad \frac{\partial y(x, 0)}{\partial t} = 0$$

Se  $\phi_n$  corresponder à configuração de vibração no  $n$  modo, então o deslocamento vertical pode ser expresso em coordenadas generalizadas na forma:

$$y(x, t) = \phi_n(x) q_n(t) \quad \text{Eq. (4.27)}$$

Fazendo a substituição pela Eq. (4.27) na Eq. (4.26), multiplicando por  $\phi_n$  ambos os lados da equação e integrando em  $x$  ao longo do comprimento  $L$  da viga, obtém-se:

$$m \frac{\partial^2 q_n(t)}{\partial t^2} \int_0^L [\phi_n(x)]^2 dx + \frac{\partial q_n(t)}{\partial t} \left\{ c_e \int_0^L [\phi_n(x)]^2 dx + c_i I \int_0^L \frac{\partial^4 \phi_n(x)}{\partial x^4} \phi_n(x) dx \right\} + EI q_n(t) \int_0^L \frac{\partial^4 \phi_n(x)}{\partial x^4} \phi_n(x) dx = P \phi_n(vt) \quad \text{Eq. (4.28)}$$

sabendo que, pelas propriedades da função de Dirac:

$$\int_0^L \delta(x - a) \phi_n(x) dx = \phi_n(a) \quad \text{Eq. (4.29)}$$

A frequência de vibração  $\omega_n$  é dada, segundo o método de Rayleigh, por:

$$\omega_n^2 = \frac{EI \int_0^L \frac{\partial^4 \phi_n(x)}{\partial x^4} \phi_n(x) dx}{m \int_0^L [\phi_n(x)]^2 dx} \quad \text{Eq. (4.30)}$$

Para uma viga simplesmente apoiada, a função de forma para o  $n$ -ésimo modo de vibração tem a seguinte expressão:

$$\phi_n(x) = \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \quad \text{Eq. (4.31)}$$

Substituindo a Eq. (4.31) na Eq. (4.30) e resolvendo-a tem-se:

$$\omega_n = \frac{n^2\pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad \text{Eq. (4.32)}$$

As definições de amortecimento externo e interno, adaptadas de Yang (2004), são a concretização dos dois termos que, quando combinados linearmente, dão o valor de amortecimento, segundo a definição de Rayleigh (ver 4.5):

$$c = c_e + c_i = \alpha_e m + \alpha_i EI \quad \text{Eq. (4.33)}$$

Assim sendo, a equação do movimento pode ser escrita da seguinte forma para o n modo de vibração:

$$\frac{\partial^2 q_n(t)}{\partial t^2} + 2\zeta_n \omega_n \frac{\partial q_n(t)}{\partial t} + \omega_n^2 q_n(t) = \frac{2P}{mL} \sin\left(\frac{n\pi vt}{L}\right) \quad \text{Eq. (4.34)}$$

Resolvendo a equação anterior com recurso à transformação de Laplace (Paluch, 2004), a resposta generalizada no n modo é dada por:

$$\begin{aligned} \mathcal{L}\left[\frac{\partial^2 q_n(t)}{\partial t^2} + 2\zeta_n \omega_n \frac{\partial q_n(t)}{\partial t} + \omega_n^2 q_n(t)\right] &= \mathcal{L}\left[\frac{2P}{mL} \sin\left(\frac{n\pi vt}{L}\right)\right] \\ \Leftrightarrow s^2 Q_n(s) - s q_n(0) - \frac{\partial q_n(0)}{\partial t} + 2\zeta_n \omega_n \{s Q_n(s) - q_n(0)\} + \omega_n^2 Q_n(s) & \\ &= \frac{2P}{mL} \frac{\frac{n\pi v}{L}}{s^2 + \left(\frac{n\pi v}{L}\right)^2} \\ \Leftrightarrow Q_n(s) &= \frac{2P n \pi v}{mL^2 \left[s^2 + \left(\frac{n\pi v}{L}\right)^2\right] [s^2 + 2\zeta_n \omega_n s + \omega_n^2]} \end{aligned} \quad \text{Eq. (4.35)}$$

onde,

$$Q_n(s) = \mathcal{L}[q_n(t)] \Leftrightarrow \mathcal{L}^{-1}[Q_n(s)] = q_n(t) \quad \text{Eq. (4.36)}$$

e das condições de fronteira da Eq. (4.26) vem que  $q_n(0) = 0$  e  $\frac{\partial q_n(0)}{\partial t} = 0$ .

A partir da Eq. (4.36) obtém-se a solução final:

$$q_n(t) = \frac{2PL^3/(EI n^4 \pi^4)}{(1 - S_n^2)^2 + 4(\zeta_n \omega_n)^2} \times \{A(t)\} \quad \text{Eq. (4.37)}$$

onde,

$$A(t) = (1 - S_n^2) \sin(\Omega_n t) - 2\zeta_n S_n \cos(\Omega_n t) + e^{-\zeta_n \omega_n t} \left[ 2\zeta_n S_n \cos(\omega_{dn} t) + \frac{S_n}{\sqrt{1 - \zeta_n^2}} (2\zeta_n^2 + S_n^2 - 1) \sin(\omega_{dn} t) \right]$$

$\omega_{dn}$       Frequência amortecida de vibração da viga,

$$\omega_{dn} = \omega_n \sqrt{1 - \zeta_n^2}$$

$\Omega_n$       Frequência de excitação associada à carga móvel,

$$\Omega_n = \frac{n\pi v}{L}$$

$S_n$  Parâmetro de velocidade adimensional, definido como o rácio entre a frequência de excitação associada à carga móvel e a frequência de vibração da viga,

$$S_n = \frac{n\pi v}{\omega_n L} = \frac{\Omega_n}{\omega_n}$$

Assim sendo, o deslocamento vertical total da viga no ponto  $x$  e instante  $t$  é dada pela soma da resposta em todos os modos de vibração, de acordo com a equação (a que vem abaixo das condições iniciais),

$$y(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2PL^3/(EI n^4 \pi^4)}{(1-S_n^2)^2 + 4(\zeta_n \omega_n)^2} \times \left\{ (1-S_n^2) \sin(\Omega_n t) - 2\zeta_n S_n \cos(\Omega_n t) + e^{-\zeta_n \omega_n t} 2\zeta_n S_n \cos \omega_n t + S_n 1 - \zeta_n 2(2\zeta_n^2 + S_n^2 - 1) \sin \omega_n t \times \sin n\pi x / L \right\} \quad \text{Eq. (4.38)}$$

A partir da simplificação desta expressão é então possível deduzir os coeficientes dinâmicos para o deslocamento e esforços mencionados em 4.2. A simplificação reside em desprezar o efeito do amortecimento da ponte para a resposta. Com o fenómeno da ressonância deixa de ser válida esta aproximação de acordo com a análise de sensibilidade feita em 5.4 (a resposta em regime livre após a passagem da carga ressonante é tanto menor ao longo do tempo quanto maior o coeficiente de amortecimento).

A expressão anterior reduz-se a:

$$y(x, t) = \frac{2PL^3}{EI \pi^4} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^4} \times \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \times \left( \frac{\sin(\Omega_n t) - S_n \sin(\omega_n t)}{1 - S_n^2} \right) \quad \text{Eq. (4.39)}$$

Sabendo ainda que o momento é dado por  $-EI \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial x^2}$  e o esforço transversal por  $EI \frac{\partial y(x,t)}{\partial x}$ , temos:

Tabela 4.2 – Respostas dinâmica e estática para a passagem de uma carga móvel numa viga simplesmente apoiada

	Resposta dinâmica	Resposta estática
<b>Flecha a meio vão</b>	$y(L/2, t) = \frac{2PL^3}{EI \pi^4} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^4} \times \sin\left(\frac{n\pi}{2}\right) \times \left( \frac{\sin(\Omega_n t) - S_n \sin(\omega_n t)}{1 - S_n^2} \right)$	$y\left(\frac{L}{2}, t\right) = \frac{PL^3}{48EI}$
<b>Momento a meio vão</b>	$M(L/2, t) = \frac{2PL}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \times \sin\left(\frac{n\pi}{2}\right) \times \left( \frac{\sin(\Omega_n t) - S_n \sin(\omega_n t)}{1 - S_n^2} \right)$	$M(L/2, t) = \frac{PL}{4}$
<b>Esforço transversal na extremidade</b>	$V(L, t) = \frac{2P}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \times \cos(n\pi) \times \left( \frac{\sin(\Omega_n t) - S_n \sin(\omega_n t)}{1 - S_n^2} \right)$	$V(L, t) = P$

O cálculo é feito para as coordenadas onde se registam os máximos dinâmicos e estáticos, o que implica, da Eq. (4.1), o valor máximo para o coeficiente dinâmico.

De salientar que, para uma viga simplesmente apoiada tem-se que:

$$S_n = \frac{n\pi v}{\omega_n L} = \frac{S_1}{n} \quad \text{Eq. (4.40)}$$

### 4.3.1.2 Viga simplesmente apoiada sujeita a uma série de cargas móveis

#### 4.3.1.2.1 Solução geral

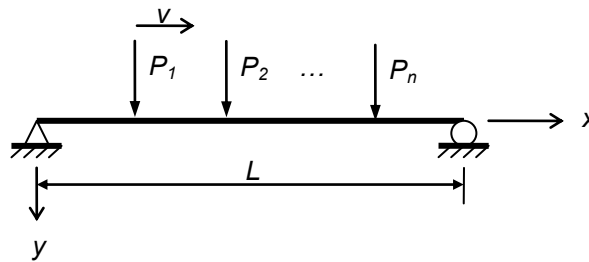


Fig. 4.24 – Série de cargas móveis atravessando uma viga a velocidade  $v$

O modelo apresentado é um sumário dos estudos desenvolvidos por Fryba *et al.*. A notação para a equação diferencial do movimento é igual à anterior, por uma questão de coerência. A mesma equação passa a ter a seguinte expressão:

$$EI \frac{\partial^4 y(x,t)}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2} + c_e \frac{\partial y(x,t)}{\partial t} + c_i \frac{\partial^5 y(x,t)}{\partial t \partial x^4} = \sum_{n=1}^N \varepsilon_n \delta(x - x_n) P_n \quad \text{Eq. (4.41)}$$

onde

$P_n$  Valor absoluto da carga no eixo

$$\varepsilon_n = H(t_n) - H(T_n)$$

$H$  Função de Heaviside

$t_n = d_n/v$  Instante em que o eixo  $n$  entra no domínio (viga)

$T_n = (1 + d_n)/v$  Instante em que o eixo  $n$  sai do domínio (viga)

$d_n$  Distância do eixo  $n$  à origem

Numa viga simplesmente apoiada, com as condições de fronteira referidas no ponto anterior, a solução da equação diferencial é<sup>7</sup>:

$$y(x,t) = \sum_{n=1}^N \frac{2j\omega P_n}{mL} [f(t - t_n)H(t - t_n) - (-1)^j f(t - T_n)H(t - T_n)] \sin \frac{j\pi x}{L} \quad \text{Eq. (4.42)}$$

onde,

$j$  Modo de vibração

$$f(t) = \mathcal{L} \left[ \frac{p}{(p^2 + j^2 \omega^2) [(p + \omega_d)^2 + w_j'^2]} \right] = \frac{1}{(\omega_d^2 + w_j'^2 - j^2 \omega^2)^2 + 4\omega_d^2 j^2 \omega^2} \left[ (\omega_d^2 + w_j'^2 - j^2 \omega^2) (\cos(j \omega t) - e^{-(\omega_d t)} \cos w_j' t) + 2\omega_d j \omega \sin j \omega t - \omega_d w_j' j (\omega_d^2 + w_j'^2 + j^2 \omega^2) e^{-(\omega_d t)} \sin w_j' t \right]$$

$$w_j'^2 = \omega_j^2 - \omega_d^2$$

$\omega_j$  Frequência natural de vibração do modo  $j$

$\omega_d$  Frequência amortecida

<sup>7</sup> para maior detalhe do processo de resolução, ver 13.3 do D214/RP9

O efeito de inércia de massas móveis e interacção entre os vários eixos e viga poderia entrar em consideração se o termo  $P$  for substituído por:

$$F(P, M, v) = P - M \left( \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial t^2} + 2 \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial x \partial t} + v^2 \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial x^2} \right) \quad \text{Eq. (4.43)}$$

onde  $M$  é a massa associada a cada carga ou posição da roda,  $y(x, t)$  é o deslocamento vertical da viga.

O termo  $M \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial t^2}$  representa a força inercial actuando ao longo da direcção  $y$  de deslocamento vertical da viga,  $2M \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial x \partial t}$  é a força de Coriolis relativa ao grau de inclinação da viga e  $Mv^2 \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial x^2}$  é a força centrífuga associada à curvatura da viga induzida pela massa à velocidade  $v$  na posição de acção. O efeito de massa móvel tende a alongar o período de vibração da viga e os efeitos das forças centrífuga e de Coriolis tendem a reduzir a rigidez dinâmica da viga, especialmente a alta velocidade. Teoricamente, é possível a viga se tornar instável devido a esta redução, mas as vigas usadas nas estruturas da rede ferroviária de alta velocidade são, em norma, rígidas o suficiente para que o efeito das forças de interacção na resposta seja bastante menor ao efeito inercial de massas móveis. Por esta razão estes últimos são desprezados sem afectar a exactidão da resposta. Ainda assim, é comum a utilização do modelo de carga móvel, que despreza as três forças (ver 4).

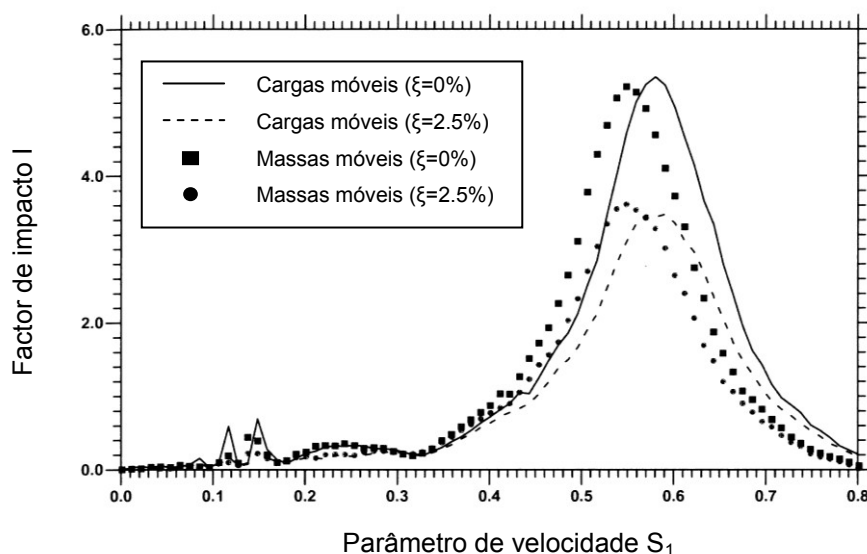


Fig. 4.25 – Efeito de massa móvel na resposta de uma ponte em betão pré-esforçado com  $L=20\text{m}$ ,  $I=3.84\text{m}^4$ ,  $E=29.43\text{GPa}$ ,  $m=34.088\text{kg/m}$  e  $\omega_1=44.75\text{ rad/s}$  pela passagem de 5 carruagens idênticas de 24 m com eixos dianteiros e traseiros desfasados de 6 m e cada eixo a pesar 215.6 kN (Fonte: Yang, 2004)

#### 4.3.1.2.2 Solução particular para $n$ carruagens com eixos dianteiro e traseiro

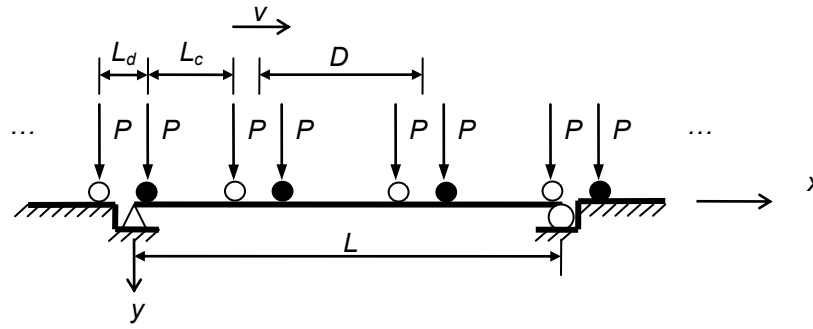


Fig. 4.26 - Série de cargas de um comboio atravessando uma viga a velocidade  $v$

Desta vez procura-se representar o comboio que circula a uma velocidade constante  $v$  num conjunto de  $n$  carruagens de comprimento  $D$ . No caso de comboios articulados cada carruagem é apoiada por dois *bogies*, por sua vez suportados por dois eixos de rodas. Simplificadamente, toma-se cada *bogie* como um conjunto único, com carga associada. No caso de comboios articulados a cada carga pontual representa um eixo de rodas.

O modelo de cargas consiste em dois conjuntos de eixos, o primeiro representando todos os eixos dianteiros (a branco, na Fig. 4.26) e o segundo os traseiros (a preto, *idem*). Assim, a distância entre os eixos de cada conjunto é simplesmente  $D$ . Os dois conjuntos estão desfasados entre si  $t_c = L_c/v$ .

Tendo em conta o anterior a função da carga pode ser escrita da forma:

$$F(t) = \sum_{j=1}^N P[U_j(t, v, L) + U_j(t - t_c, v, L)] \quad \text{Eq. (4.44)}$$

onde,

$$U_j(t, v, L) = \delta[x - v(t - t_j)] \times \left[ H(t - t_j) - H\left(t - t_j - \frac{L}{v}\right) \right]$$

$$t_j = (j - 1)d/v$$

Em 4.3.1.2.1 a mesma força tinha uma distribuição aleatória no tempo e espaço. A regularidade introduzida vai permitir estudar, entre outros fenómenos, o da ressonância. Esta formulação tem por base os estudos de Yang (2004).

A solução da equação do movimento, em coordenada generalizada  $q_n(t)$ , é dada por:

$$q_n(t) = \frac{1}{m\omega_{dn}} \int_0^t F_n(\tau) e^{-\xi_n\omega_n(t-\tau)} \sin \omega_{dn}(t - \tau) d\tau = \frac{2PL^3}{EI\pi^4} [P_n(v, t) + P_n(v, t - t_c)] \quad \text{Eq. (4.45)}$$

onde,

$$P_n(v, t) = \frac{1}{n^4} \sum_{j=1}^N \frac{1}{(1-s_n^2)^2 + 4(\xi_n s_n)^2} \times \left[ A(t - t_j) - \times H(t - t_j) + (-1)^{n+1} A\left(t - t_j - \frac{L}{v}\right) \times H\left(t - t_j - \frac{L}{v}\right) \right]$$

e  $A(t)$  de acordo com a Eq. (4.37).

Os termos  $P_n(v, t)$  e  $P_n(v, t - t_c)$  representam o incremento dinâmico excitado pelo conjuntos dianteiro e traseiro de eixos, respectivamente.





### 4.3.2 Métodos simplificados

Os cálculos analíticos anteriores podem revelar-se demasiado complexos pelo que outros métodos simplificados surgiram para resolução de vigas simplesmente apoiadas. O documento D214 RP6 dedica alguns capítulos a dois métodos que ainda presentemente são bastante referenciados em literatura desta matéria:

- Método de decomposição da excitação em ressonância (DER)
- Método da linha de influência residual (LIR)

Para a prova matemática da Eq. (4.49), DER, e Eqs. (4.51) e (4.52), LIR, recomenda-se a leitura de Barbero (2001).

#### 4.3.2.1 Método DER

O método DER, desenvolvido pelo comité do D214/RP9, é indicado para o cálculo da resposta em ressonância e, numa versão modificada, pode também prever a resposta da viga fora da ressonância.

A simplificação deste método reside na decomposição da resposta da viga numa série de Fourier e utilização apenas do termo correspondente à ressonância, para além da hipótese dos pequenos deslocamentos (viga de Euler-Bernoulli) e a consideração única do primeiro modo de flexão. Propõe-se também a transformação em coordenadas generalizadas com a projecção do deslocamento a meio vão no modo de flexão do tabuleiro, tornando o sistema de  $n$  graus de liberdade num de um grau de liberdade.

A principal vantagem deste método reside no desenvolvimento das bases para a medição da agressividade de um comboio, “Assinatura dinâmica”, uma referência rápida para avaliação dos efeitos na resposta de uma ponte comboio a comboio (ver 5.3).

Apresentar-se-á nesta dissertação apenas a solução do método, um majorante da máxima aceleração a meio vão, dado pelo produto de duas funções:

$$\Gamma = Ct A\left(\frac{L}{\lambda}\right) G(\lambda) \quad \text{Eq. (4.49)}$$

$$Ct = \frac{8\pi L f_0^2}{K^*} = \frac{4}{m\pi}, \text{ termo constante}$$

$$A\left(\frac{L}{\lambda}\right) = \left| \frac{\cos\left(\frac{\pi L}{\lambda}\right)}{\left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1} \right|, \text{ função da linha de influência da ponte}$$

$$G(\lambda) = \max_{i=0 \text{ a } M-1} \frac{1}{\zeta X_i} \sqrt{\left[ \sum_{k=1}^i P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2 + \left[ \sum_{k=1}^i P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2} \left(1 - e^{-2\pi \zeta \frac{X_i}{\lambda}}\right), \text{ função do espectro do comboio}$$

$$\text{, onde } \lambda = \frac{v}{f_0} = \frac{2\pi v}{\omega_0}$$

Esta expressão é simplificada pois os termos em primeiro e segunda ordem em  $\zeta$  (coeficiente de amortecimento) são ignorados.

Fisicamente, a resposta máxima pode não ocorrer com todo o comboio sobre a ponte. Daí se recorrer apenas ao valor máximo da expressão da raiz quadrada da soma dos quadrados para o cálculo do espectro do comboio  $G(\lambda)$  - conceito do sub-comboio.

Dois dos principais erros associados a este método são:

- a consideração de que a frequência da passagem dos comboios é múltipla da frequência natural da ponte o que leva a que não se adapte a pontes de vão pequeno ou velocidades elevadas

- a linha de influência resulta da projecção do primeiro modo de vibração no sistema de coordenadas generalizadas, como dito anteriormente. Os zeros desta função sinusoidal vão eliminar forças que na realidade contribuem para a resposta do sistema. Isto advém de desprezar os outros termos da decomposição da série de Fourier. Dito isto, para velocidades fora da ressonância, o método pode subestimar acelerações ou mesmo prever aceleração nula.

A versão modificada deste método sugere uma nova expressão para o cálculo da aceleração fora da ressonância:

$$\Gamma = \max [Eq. (4.49), Y_{stat} \varphi' (2\pi f_0)^2] \quad Eq. (4.50)$$

onde,

$Y_{stat}$  deslocamento estático máximo a meio vão causado pela passagem do comboio

$\varphi'$  incremento dinâmico (Eq. (4.3))

O mesmo método não deduz o valor do deslocamento máximo dinâmico a meio vão, apesar de alguns autores considerarem a soma do deslocamento máximo estático com o quociente entre a aceleração máxima dada pela Eq. (4.49) e o quadrado da frequência natural (Ribeiro, 2004).

#### 4.3.2.2 Método LIR

Este método, criado pela Société Nationale des Chemins de fer Français (SNCF), surge como alternativa ao DER. A diferença reside no termo correspondente à linha de influência da ponte: o LIR usa linhas de influência dinâmicas para a formação da solução, que passa a ser dada a meio vão para a seguinte expressão:

$$y_{max} = C_{desl} A(K)G(\lambda) \quad Eq. (4.51) \quad \ddot{y}_{max} = C_{acel} A(K)G(\lambda) \quad Eq. (4.52)$$

$$C_{desl} = \frac{1}{mL f_0 \pi} \quad C_{acel} = \frac{2}{mL}$$

$$A(K) = \frac{K}{1 - K^2} \sqrt{e^{-2\zeta \frac{\pi}{K}} + 1 + 2 \cos\left(\frac{\pi}{K}\right) e^{-\zeta \frac{\pi}{K}}}$$

$$G(\lambda) = \max_{i=0 \text{ a } M-1} \sqrt{\left[ \sum_{k=1}^i P_k \cos\left(\frac{2\pi(x_1 - x_k)}{\lambda}\right) e^{-2\pi\zeta \frac{x_k}{\lambda}} \right]^2 + \left[ \sum_{k=1}^i P_k \sin\left(\frac{2\pi(x_1 - x_k)}{\lambda}\right) e^{-2\pi\zeta \frac{x_k}{\lambda}} \right]^2}$$

onde,

$K$  Parâmetro de velocidade (Eq. (4.3))

Os deslocamentos obtidos por este método devem ser somados aos deslocamentos estáticos resultantes do modelo de carga do comboio, à semelhança do proposto para o DER. O facto dos deslocamentos a meio vão serem calculados para o instante para o qual o último eixo sai da ponte leva a uma subestimação destes valores.

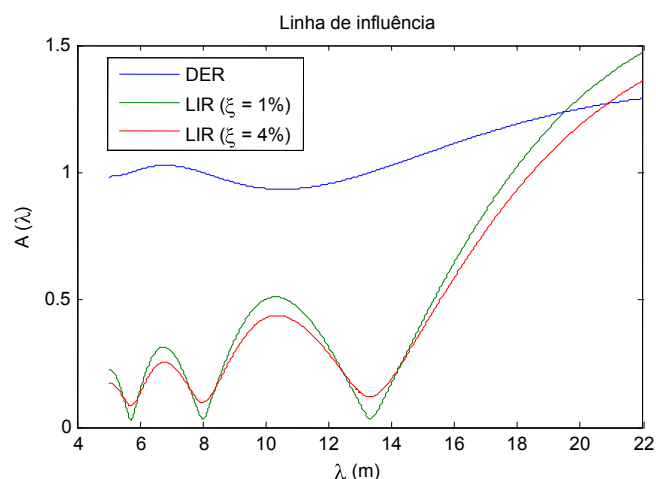


Fig. 4.28 - Comparação dos termos relacionados com a linha de influência para a ponte 2 (Tabela 4.3)

### 4.3.3 Comparação entre as soluções analíticas e métodos simplificados

Para análise comparativa dos vários métodos apresentados decidiu-se recorrer a duas pontes simplesmente apoiadas do catálogo do ERRI, com velocidades de ressonância e respectivas acelerações de tabuleiro conhecidas, como forma de considerar o caso de “curto vão” e “longo vão”.

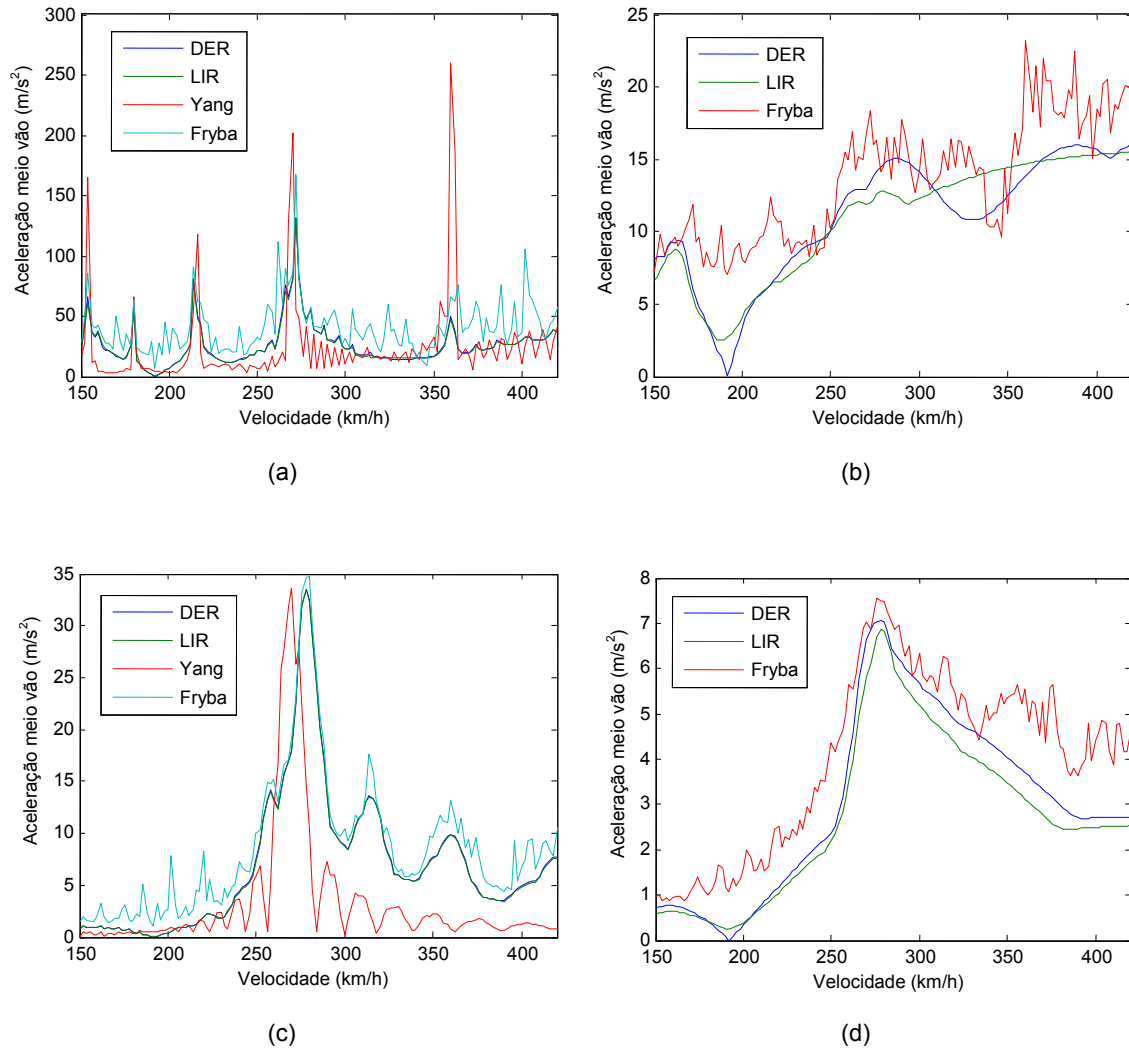
Tabela 4.3 – Resumo das características das pontes ERRI em estudo

	L (m)	EI (kNm <sup>2</sup> )	n <sub>0</sub> (Hz)	m (ton/m)	ξ (%)
<b>Ponte 1</b>	5	453919	16	7	0.1 <sup>8</sup> e 4
<b>Ponte 2</b>	20	20750590	4	20	0.1 <sup>9</sup> e 4

Em termos de material circulante, considerou-se apenas o modelo Eurostar Class 373 (cujos resultados são conhecidos dos testes do ERRI e o modelo de cargas encontra-se no Anexo A). Para a utilização do método de Yang (4.3.1.2.2) o modelo de cargas do comboio foi simplificado: desprezaram-se as locomotivas iniciais e finais e considerou-se o comboio articulado de 20 carruagens de 18.7m, com desfasamento entre eixo dianteiro e traseiro de 3m e carga por eixo de 170kN.

<sup>8</sup> Como no postulado da hipótese de Yang despreza-se o amortecimento da estrutura, a análise comparativa de todos os métodos far-se-á para este coeficiente de amortecimento

<sup>9</sup> *idem*



	Método DER		Método LIR		Método Yang		Método Fryba		Fryba - ERRI	
	$a_{m\acute{a}x}$ ( $m/s^2$ )	$v$ (km/h)	$a_{m\acute{a}x}$ ( $m/s^2$ )	$v$ (km/h)	$a_{m\acute{a}x}$ ( $m/s^2$ )	$v$ (km/h)	$a_{m\acute{a}x}$ ( $m/s^2$ )	$v$ (km/h)	$a_{m\acute{a}x}$ ( $m/s^2$ )	$v$ (km/h)
a)	132	272	132	272	260	360	167	272	-	-
b)	16.3	420	15.7	420	-	-	23.2	360	18	269
c)	33.5	278	33.4	278	33.5	270	34.7	280	-	-
d)	7.05	278	6.85	278	-	-	7.57	276	6.3	269

Fig. 4.29 – Comparação de soluções para a passagem do comboio Eurostar na: Ponte 1 do ERRI,  $\xi=0.1\%$  (a), Ponte 1 do ERRI,  $\xi=4\%$  (b), Ponte 2 do ERRI,  $\xi=0.1\%$  (c), Ponte 2 do ERRI,  $\xi=4\%$  (d)

Algumas conclusões podem ser retiradas dos resultados obtidos:

- Os métodos DER e LIR devolvem resultados bastante próximos pelo que não há preferência de um em relação ao outro, apesar de nos quatro casos o método LIR apresentar um menor máximo para a velocidade de ressonância. Em relação ao método DER prova-se que de facto para velocidades fora da ressonância e próximas

do cancelamento este tende a devolver resultados nulos, algo que pode ser suprimido pela utilização da sua versão modificada (Fig. 4.30). O mesmo se pode dizer do LIR que claramente subestima as acelerações fora de ressonância.

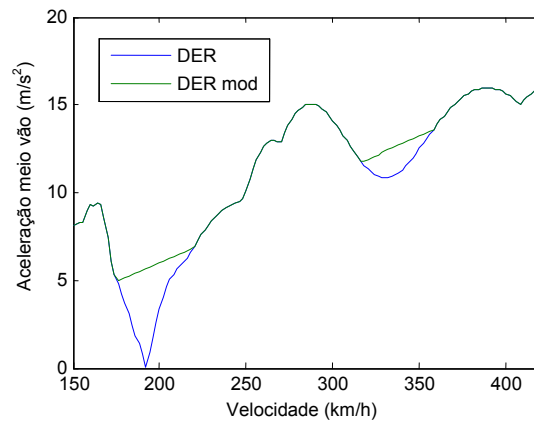


Fig. 4.30 – Comparação entre o método DER e DER modificado para as condições do caso b)

- O método de Yang apresenta a clara limitação de desprezar o amortecimento, algo que não é sensato admitir no comportamento de uma ponte comum de betão armado ou metálica. O quociente entre as acelerações máximas obtidas para um coeficiente de amortecimento de 0.1% e 4% é de oito, para uma ponte de curto vão, e de quatro para uma ponte de longo vão. Este valor é bastante alto para servir de coeficiente de segurança. Uma outra simplificação leva a desaconselhar o método de Yang para o cálculo da resposta: a equidistância entre eixos e a não consideração das locomotivas produz uma aceleração duas vezes superior àquela obtida pelos métodos simplificados, para o mesmo coeficiente de amortecimento, numa ponte de curto vão. Numa ponte de longo vão, onde o fenómeno de amplificação dinâmica se faz sentir com menor intensidade, o valor máximo de aceleração é praticamente igual ao obtido pelos métodos simplificados. A única vantagem prática que se pode apontar a este método consiste na exposição analítica simples e intuitiva do fenómeno da ressonância numa expressão matemática solúvel com poucos recursos computacionais.
- O método de Fryba programado em MATLAB apresenta uma ligeira diferença de resultados comparado aos valores indicados no ERRI D214/RP9. Em relação ao caso b), veja-se que as soluções de DER, LIR e Fryba apresentam o mesmo andamento. A primeira velocidade de ressonância no domínio é de facto a apresentada pelo ERRI. Porém registam-se máximos de resposta para velocidades superiores, o que leva a crer que talvez não tenham sido consideradas pelo ERRI velocidades de ressonância acima da primeira. Em todos os casos a solução dada por Fryba é superior às dadas pelos métodos DER e LIR. A explicação para tal advém da consideração de 25 modos de vibração na solução de Fryba construída em oposição a apenas um modo de

vibração (fundamental) para os métodos DER e LIR. Assim sendo pode-se não estar do lado da segurança ao utilizar os métodos simplificados para a obtenção das respostas da estrutura, devendo-se portanto deixar uma folga de segurança à aceleração máxima permitida. Interessante perceber que, em concordância com esta afirmação, é para as velocidades de ressonância superiores (excitação de modos de vibração superiores) que o desvio entre os métodos aumenta.

Outras comparações foram também estabelecidas com métodos de integração directa (apresentados em 4.5.1) com bastante sucesso nos resultados (Henriques, 2007). Da mesma forma de outros ensaios com diferentes comboios concluiu-se que a resposta da estrutura tanto nos métodos DER como LIR tende a ser sobrestimada quando a carga por eixo das locomotivas difere das carruagens (Ribeiro, 2004), caso dos comboios ICE-2 ou ETR.

#### 4.4 Fenómeno de ressonância

Ao contrário da aleatoriedade que caracteriza a passagem de veículos numa ponte rodoviária, a repetição de cargas à mesma distância (n carruagens geometricamente iguais que compõem um comboio) induz uma regularidade na excitação.

O conceito de ressonância está intrinsecamente ligado a acções harmónicas. Consiste na condição do rácio de frequência ser igual à unidade, i.e., a frequência da acção aplicada iguala a frequência de vibração natural não amortecida da estrutura, situação para qual se dá a máxima resposta dinâmica para baixos valores de amortecimento (Fig. 4.31). Para a condição anterior, o factor de amplificação é dado por:

$$\beta_1 = \frac{1}{2\xi} \quad \text{Eq. (4.53)}$$

onde,

$\xi$  Coeficiente de amortecimento da estrutura

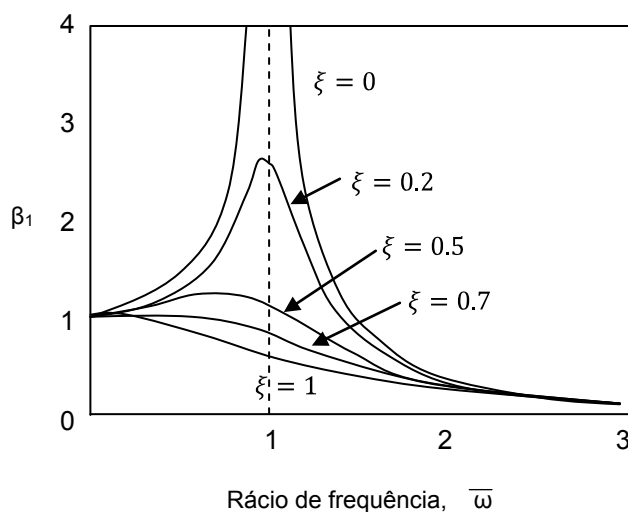


Fig. 4.31 – Factor de amplificação dinâmica  $\beta_1$

As vibrações ressonantes de um sistema veículo-estrutura podem ser divididas nos seguintes tipos, de acordo com os mecanismos que as geram (Xia *et al.*, 2006):

- 1 – Ressonância da ponte por carregamento periódico de uma série de cargas móveis circulantes, com eixos espaçados de uma distância constante. Para a análise da ressonância na ponte, a série de cargas deve consistir não só nas forças verticais nos eixos pelo peso do comboio, mas também as forças laterais transmitidas nos pontos de contacto devido à aceleração centrífuga ou pressão do vento actuando no veículo
- 2 – Ressonância da ponte por rácio de carregamento de uma série de cargas móveis
- 3 – Ressonância da ponte por acções periódicas de forças laterais do material circulante induzidas por irregularidades na via ou desalinhamento do eixo em relação ao centro geométrico do carril
- 4 – Ressonância do veículo pela acção periódica de vãos contínuos de comprimento regular e suas deformações

Os mecanismos anteriores, periódicos, podem ser analiticamente caracterizados como uma série de funções harmónicas, com recurso a transformações de Fourier, um artifício utilizado em muitas análises simplificativas (Fig. 4.32)

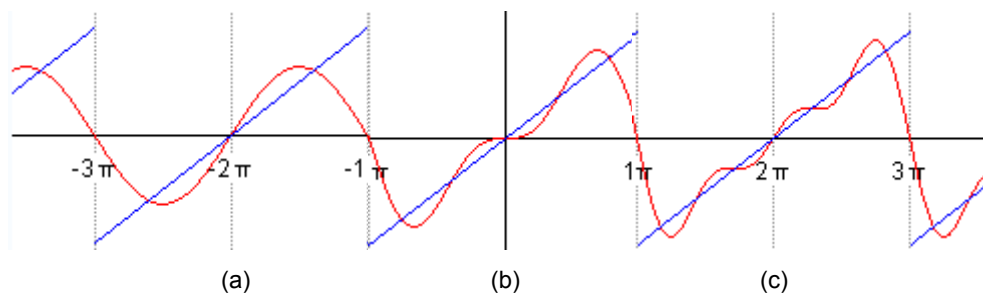


Fig. 4.32 – Aproximação de uma função linear periódica de período  $2\pi$  a uma série de Fourier com um termo (a), dois termos (b) e três termos (c). No limite, para infinitos termos a imagem das duas funções iguala-se (*adaptado de [http://en.wikipedia.org/wiki/Image:Periodic\\_identity\\_function.gif](http://en.wikipedia.org/wiki/Image:Periodic_identity_function.gif)*)

#### 4.4.1 Carregamento periódico de uma série de cargas móveis

A solução analítica deste problema tem por base a modelação apresentada em 4.3.1.2.2, onde há um espaçamento constante entre cargas pontuais (eixos). A partir da equação Eq. (4.47) percebe-se que um dos máximos da resposta se dá para a anulação do denominador no termo

$H\left(t - t_{N-1} - \frac{L}{v}\right)$ , i.e.,

$$\sin\left(\frac{\omega_1 d}{2v}\right) = 0 \Leftrightarrow \frac{\omega_1 d}{2v} = i\pi, \quad i = 1, 2, 3, \dots \quad \text{Eq. (4.54)}$$

Reescrevendo a expressão anterior em função de todos os modos de vibração, pode-se obter a velocidade de ressonância:

$$v_{cr} = \frac{L_v \times \omega_n}{2\pi i}, \quad n = 1, 2, 3, \dots \text{ e } i = 1, 2, 3, \dots \quad \text{Eq. (4.55)}$$

onde,

- $v_{cr}$  Velocidade de ressonância para o primeiro modo de vibração
- $d$  Espaçamento entre eixos (dianteiros ou traseiros)
- $\omega_1$  Frequência própria angular do primeiro modo de vibração



A equação anterior indica que quando um comboio circula à velocidade  $v$ , o veículo com espaçamento entre eixos constante produz uma acção dinâmica periódica na ponte com um período de carregamento  $d/v$ . A ressonância da ponte ocorre quando este período se aproxima ao  $n$ -ésimo período natural de vibração da ponte, por definição.

A terceira condição, referente às irregularidades da via e desalinhamento do eixo, tem uma correspondente velocidade de expressão igual à Eq. (4.55), substituindo apenas  $d$  por  $L_v$ , o comprimento de onda característico para a distribuição das irregularidades na via ou outros fenómenos (problema de carácter probabilístico).

#### 4.4.2 Rácio de carregamento de uma série de cargas móveis

Olhando mais atrás, para a Eq. (4.46), um máximo da resposta pode também ser dado para a anulação do denominador de  $1/(1 - S_1^2)$ , i.e.  $S_1 = 1$ . O parâmetro de velocidade adimensional  $S$  define-se como o rácio entre a frequência de excitação associada à carga móvel e a frequência de vibração da viga, conforme indicado atrás, daí a designação deste segundo tipo de ressonância. Para pontes simplesmente apoiadas tem-se:

$$S_1 = \frac{\pi v_{cr}}{\omega_1 L} = 1 \quad \text{Eq. (4.56)}$$

Reescrevendo a expressão anterior em função de todos os modos de vibração, pode-se obter a velocidade de ressonância:

$$v_{cr} = \frac{\omega_n L}{n\pi}, \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad \text{Eq. (4.57)}$$

Esta velocidade de ressonância é, em regra, bastante elevada. Estima-se que para pontes simplesmente apoiadas com frequências fundamentais de vibração em Hz na ordem dos  $100/L$ , as velocidades de ressonância correspondentes estejam entre os 600 e os 800km/h, velocidades fora do registado em operações correntes. Porém esta condição assume uma certa importância em pontes de mais flexíveis (e.g.: pontes com pilares altos).

#### 4.4.3 Ressonância do veículo

O último fenómeno de ressonância enumerado corresponde à ressonância do próprio veículo. Quando um conjunto de carruagens atravessa uma ponte a uma velocidade  $V$ , as acções periódicas nos veículos podem ser excitadas pelas flechas de ponte de  $n$  vãos idênticos.

A ressonância do veículo ocorre quando a frequência da excitação ( $= v/L$ , em Hz) coincide com a frequência natural das carruagens, amplificando a resposta dinâmica do veículo. A velocidade crítica do comboio é então dada por:

$$v_{cr} = \frac{\omega_{veículo} L}{2\pi} \quad \text{Eq. (4.58)}$$

A excitação da flecha da ponte nos veículos é equivalente a um sistema de massa suspensa com um movimento harmónico de deslocamentos/acelerações imposto na base. A transmissibilidade (função de transferência  $\beta_2$ , Azevedo, 1991) entre as amplitudes da massa oscilante (neste caso a carruagem condensada num sistema de um só grau de liberdade – ver Fig. 4.3) e da viga é dada por:

$$\beta_2 = \sqrt{\frac{1 + (2\xi\bar{\omega})^2}{(1 - \bar{\omega})^2 + (2\xi\bar{\omega})^2}} \quad \text{Eq. (4.59)}$$

Para um amortecimento da massa suspensa de  $\xi = 0.2$ , para a situação de ressonância ( $\bar{\omega} = 1$ ), a transmissibilidade tem um valor de  $\beta_2 = 2.69$ . Significa que, para um deslocamento da viga de  $\delta$ , a amplitude do movimento do veículo será de  $2.69\delta$ . Por outro lado, a ressonância do veículo aumenta a resposta dinâmica da ponte uma vez que a força da massa suspensa impressa na estrutura assume um máximo.

A frequência fundamental vertical de carruagens costuma situar-se entre os 0.8 e os 1.5 Hz, logo para pontes com vãos entre os 20 e 40 metros, a velocidade de ressonância crítica situa-se entre os 57 e os 216 km/h (Xia *et al.*, 2006). Como tal, não se aconselha a repetição de vários vãos idênticos para a solução de uma ponte ferroviária de alta velocidade. Outra forma de circular o problema consiste na modificação da frequência fundamental vertical das carruagens por manipulação das características mecânicas das suspensões.

#### 4.5 Análise dinâmica de um sistema de n graus de liberdade

As soluções apresentadas até ao momento nesta dissertação têm como princípio a forma algébrica da equação do movimento, introduzida neste trabalho em 4.3.1.1, e/ou condensações de um sistema de n graus de liberdade num sistema de um grau de liberdade. Zienkiewicz *et al.* (2000) descreve as bases para a resolução de problemas dinâmicos e os procedimentos analíticos a adoptar num modelo de elementos finitos para um sistema de vários graus de liberdade, com base em trabalhos anteriores (Clough *et al.* em 1993 e Chopra, 1995).

O comportamento dinâmico de estruturas elásticas, usando um modelo de viga Euler-Bernoulli, tem algumas especificidades já enumeradas atrás (4.3.1.1): quando os deslocamentos de um corpo elástico variam segundo o tempo, dois conjuntos de forças adicionais entram na acção e equação de equilíbrio dinâmico reescreve-se, para um sistema de n graus de liberdade,

$$\mathbf{f}_I + \mathbf{f}_D + \mathbf{f}_S = \mathbf{p}(t) \quad \text{Eq. (4.60)}$$

NOTA: a equação é escrita para o modelo de cargas móveis, o que exclui a interacção entre o veículo e estrutura o que afectaria o vector de forças (Delgado *et al.*, 1997)

O primeiro vector de forças,  $\mathbf{f}_I$ , é a força inercial, que para uma aceleração caracterizada por  $\ddot{\mathbf{u}}$  pode ser substituída pela sua equivalente estática,  $-\rho\ddot{\mathbf{u}}$ , usando o princípio de d'Alembert. Esta força tem a mesma direcção do deslocamento  $\mathbf{u}$  e é dada por unidade de volume. Assim as unidades de  $\rho$  são massa por unidade de volume.

O segundo vector de forças,  $\mathbf{f}_D$ , é devido à resistência que se opõe ao movimento (ver 5.4). Podem-se dever a pequenos movimentos na estrutura, resistência do ar, etc., e estão relacionados de uma forma não-linear à velocidade  $\dot{\mathbf{u}}$ . Por simplificação é costume considerar apenas a resistência viscosa linear, resultando outra vez numa força por unidade de volume e um equivalente estático de magnitude. O parâmetro  $\mu$  é um valor numérico que representa um conjunto de parâmetros de viscosidade.

O último vector de forças,  $\mathbf{f}_S$ , corresponde ao comportamento linear em regime estático e é função da sua rigidez elástica.

Recorde-se que a equação fundamental do Método dos Elementos Finitos (MEF) para um problema estático é dada por:

$$\mathbf{K}^{(e)}\mathbf{u}^{(e)} = \mathbf{f}^{(e)} \quad \text{Eq. (4.61)}$$

onde,

$$\mathbf{K}^{(e)} = \int_{\Omega'} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega + \int_{\Omega'} \boldsymbol{\Psi}^T K_s \boldsymbol{\Psi} d\Omega \quad \text{Eq. (4.62)}$$

$$\mathbf{f}^{(e)} = \int_{\Omega'} \boldsymbol{\Psi}^T \mathbf{p} d\Omega + \int_{\Gamma_t} \boldsymbol{\Psi}^T \bar{\mathbf{t}} d\Gamma + \int_{\Omega'} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \boldsymbol{\epsilon}_0 d\Omega \quad \text{Eq. (4.63)}$$

Se a força distribuída  $\mathbf{p}$  passar a ser escrita como  $\bar{\mathbf{p}} - \mu\dot{\mathbf{u}} - \rho\ddot{\mathbf{u}}$ , o vector de forças nodais do elemento finito passa a ser dado por (excluindo as contribuições de deformações iniciais,  $\int_{\Omega'} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \boldsymbol{\epsilon}_0 d\Omega$ , e tensões de fronteira,  $\int_{\Gamma_t} \boldsymbol{\Psi}^T \bar{\mathbf{t}} d\Gamma$ ):

$$\mathbf{f}^{(e)} = \int_{\Omega'} \boldsymbol{\Psi}^T \mathbf{p} d\Omega = \int_{\Omega'} \boldsymbol{\Psi}^T \bar{\mathbf{p}} d\Omega - \int_{\Omega'} \boldsymbol{\Psi}^T \rho \ddot{\mathbf{u}} d\Omega - \int_{\Omega'} \boldsymbol{\Psi}^T \mu \dot{\mathbf{u}} d\Omega \quad \text{Eq. (4.64)}$$

onde,

$\boldsymbol{\Psi}$  Função de forma do elemento

A forma final da equação diferencial matricial é então dada por:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{f} \quad \text{Eq. (4.65)}$$

onde,

$$\mathbf{C} = \int_{\Omega'} \boldsymbol{\Psi}^T \mu \boldsymbol{\Psi} d\Omega \quad \text{Eq. (4.66)}$$

$$\mathbf{M} = \int_{\Omega'} \boldsymbol{\Psi}^T \rho \boldsymbol{\Psi} d\Omega \quad \text{Eq. (4.67)}$$

Com a análise dinâmica de sistemas com n graus de liberdade em regime não-linear ou sistemas lineares com amortecimento não proporcional surgiu a necessidade de criar uma matriz de amortecimento proporcional à massa ou à rigidez da estrutura, designando-se de amortecimento de Rayleigh. Por os modos de vibração não amortecidos serem ortogonais entre si, depende-se o amortecimento a um dos dois parâmetros. Isto significa ser possível diagonalizar a matriz de amortecimento numa transformação para coordenadas generalizadas, de forma a resolver a equação do movimento para cada modo de vibração numa só equação diferencial ordinária.

Se escrevermos o amortecimento em função do coeficiente de amortecimento viscoso modal,  $\zeta_n$ , temos:

$$C_n = \zeta_n 2\omega_n M_n = \alpha_e M_n \text{ ou } \alpha_i K_n \text{ (onde } K_n = \omega_n^2 M_n) \quad \text{Eq. (4.68)}$$

A expressão anterior mostra que, se tivermos um amortecimento proporcional à massa, o coeficiente de amortecimento é inversamente proporcional à frequência, enquanto se proporcional à rigidez é directamente proporcional. Rayleigh sugeriu que se combinasse as duas linearmente, dando origem à seguinte expressão do coeficiente de amortecimento:

$$\zeta_n = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha_e}{\omega_n} + \omega_n \alpha_e \right) \quad \text{Eq. (4.69)}$$

Os valores de  $\alpha_e$  e  $\alpha_i$  podem-se obter por resolução de uma sistema de duas equações para  $\zeta_n$ ,  $\zeta_m$ ,  $\omega_n$  e  $\omega_m$  conhecidos (modos de vibração  $n$  e  $m$ ).

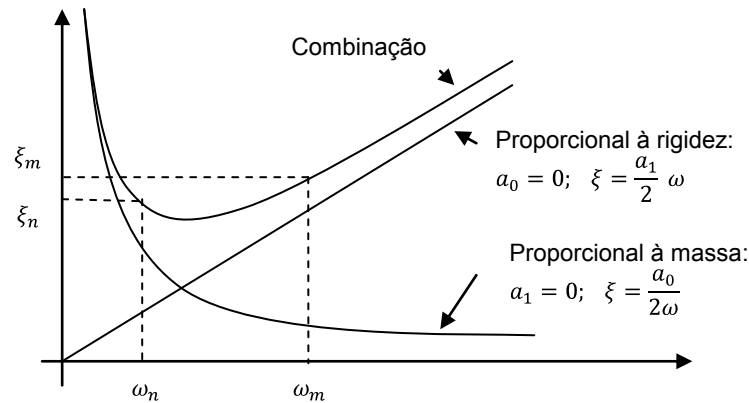


Fig. 4.33 – Relação entre o coeficiente de amortecimento e frequência de vibração não amortecida (Fonte: Clough, 2003)

Para a resolução da Eq. (4.65) existem dois tipos de métodos:

- Métodos de integração directa,
- Métodos de sobreposição modal,

A necessidade de evidenciar os princípios teóricos por trás do MEF vem com a aplicação deste mesmo método pelo programa de análise computacional utilizado na análise do caso de estudo, SAP2000®.

#### 4.5.1 Métodos de integração directa

Estes métodos consistem na integração directa da Eq. (4.65) para obter a história da resposta no tempo (em termos de deslocamentos  $u_t$ , velocidades  $\dot{u}_t$  ou acelerações  $\ddot{u}_t$ ), através da utilização de procedimentos incrementais – integração passo-a-passo. Para o caso em questão, como se pretende apenas simular um comportamento fisicamente linear da estrutura, admite-se as matrizes  $\mathbf{K}$ ,  $\mathbf{C}$  e  $\mathbf{M}$  constantes ao longo do tempo, sendo apenas a acção variável. Desta forma a equação de equilíbrio dinâmico é satisfeita em pontos discretos dentro do intervalo de tempo da solução, desfasados de  $\Delta t$  (passo de integração), e a variação do deslocamento, velocidades e aceleração dentro dos mesmos intervalos é postulada, através de uma série de esquemas de integração directa, cada um com diferente exactidão e estabilidade. A partir do anterior, transforma-se um conjunto de equações diferenciais de segunda ordem em equações lineares em cada intervalo  $\Delta t$ . A integração avança um passo na solução quando

determina os valores  $\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}$ ,  $\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}$  e  $\mathbf{u}_{t+\Delta t}$  a partir dos já conhecidos  $\ddot{\mathbf{u}}_t$ ,  $\dot{\mathbf{u}}_t$  e  $\mathbf{u}_t$ . Se a solução no instante  $t + \Delta t$  é obtida considerando as condições de equilíbrio no instante  $t$ , trata-se de um método explícito. Se a solução no mesmo instante é obtida considerando o equilíbrio no instante  $t + \Delta t$ , então é um método implícito.

#### 4.5.1.1 Métodos explícitos

Os algoritmos explícitos permitem a decomposição da equação de equilíbrio não havendo a necessidade de inverter a matriz de rigidez. Porém são métodos condicionalmente estáveis, uma vez que o passo de integração deve ser menor que o valor crítico  $\Delta t_{cr} = T_m/\pi$ , em que  $T_m$  é o menor período do sistema (Bento *et al.*, 1999). São normalmente usados em problemas de propagação de onda onde a frente de onda, dominada por componentes de alta frequência, tem importância no dimensionamento da estrutura (e.g.: resposta rápida a ações de choque como explosões ou impactos).

Entre os métodos explícitos destaca-se o método das diferenças centrais que se baseia nas seguintes expressões:

$$\ddot{\mathbf{u}}_t = \frac{1}{\Delta t^2} (u_{t-\Delta t} - 2u_t + u_{t+\Delta t}) \quad \text{Eq. (4.70)}$$

$$\dot{\mathbf{u}}_t = \frac{1}{2\Delta t} (-u_{t-\Delta t} + u_{t+\Delta t}) \quad \text{Eq. (4.71)}$$

Utilizando estas equações para exprimir as velocidades e as acelerações na equação de equilíbrio para o instante  $t$ , pode-se obter a solução  $\mathbf{u}_{t+\Delta t}$  através da equação:

$$\bar{\mathbf{M}}\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \bar{\mathbf{P}} \quad \text{Eq. (4.72)}$$

onde,

$$\bar{\mathbf{M}} = \frac{1}{\Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{1}{2\Delta t} \mathbf{C}$$

$$\bar{\mathbf{P}} = \mathbf{P}_t - \left( \mathbf{K} - \frac{2}{\Delta t^2} \mathbf{M} \right) \mathbf{u}_t - \left( \frac{1}{\Delta t^2} \mathbf{M} - \frac{1}{2\Delta t} \mathbf{C} \right) \mathbf{u}_{t-\Delta t}$$

#### 4.5.1.2 Métodos implícitos

Os algoritmos implícitos envolvem a inversão da matriz de rigidez a cada nova integração. São incondicionalmente estáveis, i.e., convergem para a solução, com o passo de integração a ser escolhido em função da exactidão pretendida. São normalmente usados em problemas inerciais onde a resposta é dependente de componentes com baixa frequência (e.g.: resposta sísmica ou grandes deformações de estruturas elasto-plásticas sujeitas a carregamentos crescente ou constante).

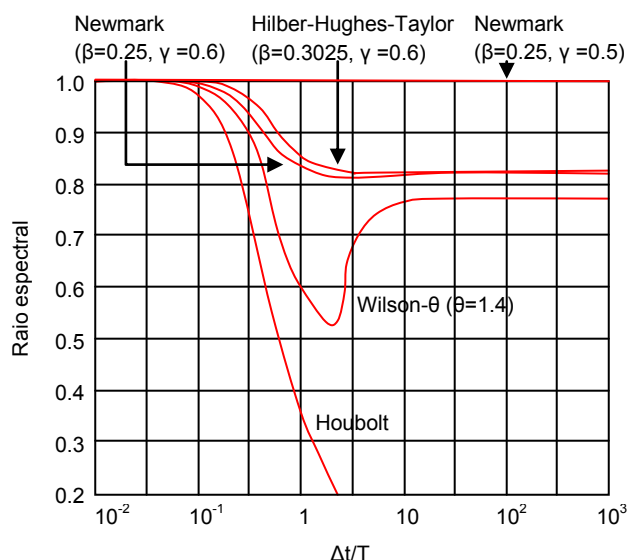


Fig. 4.34 – Raio espectral para os métodos implícitos mais comuns, sem amortecimento estrutural (Fonte: adaptado de Bathe, 1982). A medida, definida em Bathe, representa de forma geral o desvio registado entre a solução exacta (raio espectral igual a 1) e os métodos considerados

Entre os vários métodos implícitos existentes destacam-se os métodos de Newmark e Hilber-Hughes-Taylor, com resultados mais exactos (Fig. 4.34). Outros métodos são também seleccionáveis no programa de cálculo, tais como Wilson- $\theta$  ou Chung-Hulbert. A apresentação dos métodos tem por base o trabalho comparativo de Xie (1995).

#### Método de Newmark

O deslocamento e velocidade no instante  $t + \Delta t$  são dados pelas seguintes expressões:

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{u}_t + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_t + \Delta t^2 \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{\mathbf{u}}_t + \Delta t^2 \beta \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} \quad \text{Eq. (4.73)}$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{u}}_t + \Delta t (1 - \gamma) \ddot{\mathbf{u}}_t + \Delta t \gamma \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} \quad \text{Eq. (4.74)}$$

onde  $\beta$  e  $\gamma$  são parâmetros. O método de Newmark implica que a equação de equilíbrio seja satisfeita para o instante  $t + \Delta t$ , i.e.:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} + \mathbf{K} \mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{f}_{t+\Delta t} \quad \text{Eq. (4.75)}$$

Substituindo as Eqs. (4.73) e (4.74) na Eq. (4.75),  $\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}$  passa a ser a única incógnita na equação não linear que pode ser resolvida usando o método de Newton-Raphson.

Quando  $\beta = 1/4$  e  $\gamma = 1/2$ , o método é exacto, como se vê pela Fig. 4.34. Note-se que, quando  $\beta = 0$  e  $\gamma = 1/2$ , este método é equivalente ao método das diferenças centrais.

#### Método de Hilber-Hughes-Taylor- $\alpha$ (HHT)

Este método tem sido aplicado em vários programas de análise por elementos finitos, como é o caso do SAP2000. O método usa as Eqs. (4.73) e (4.74) e a única variação consiste numa relação modificada de equilíbrio dinâmico:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} + (1 + \alpha) \mathbf{K} \mathbf{u}_{t+\Delta t} - \alpha \mathbf{K} \mathbf{u}_t = \mathbf{f}_{t+\Delta t} \quad \text{Eq. (4.76)}$$

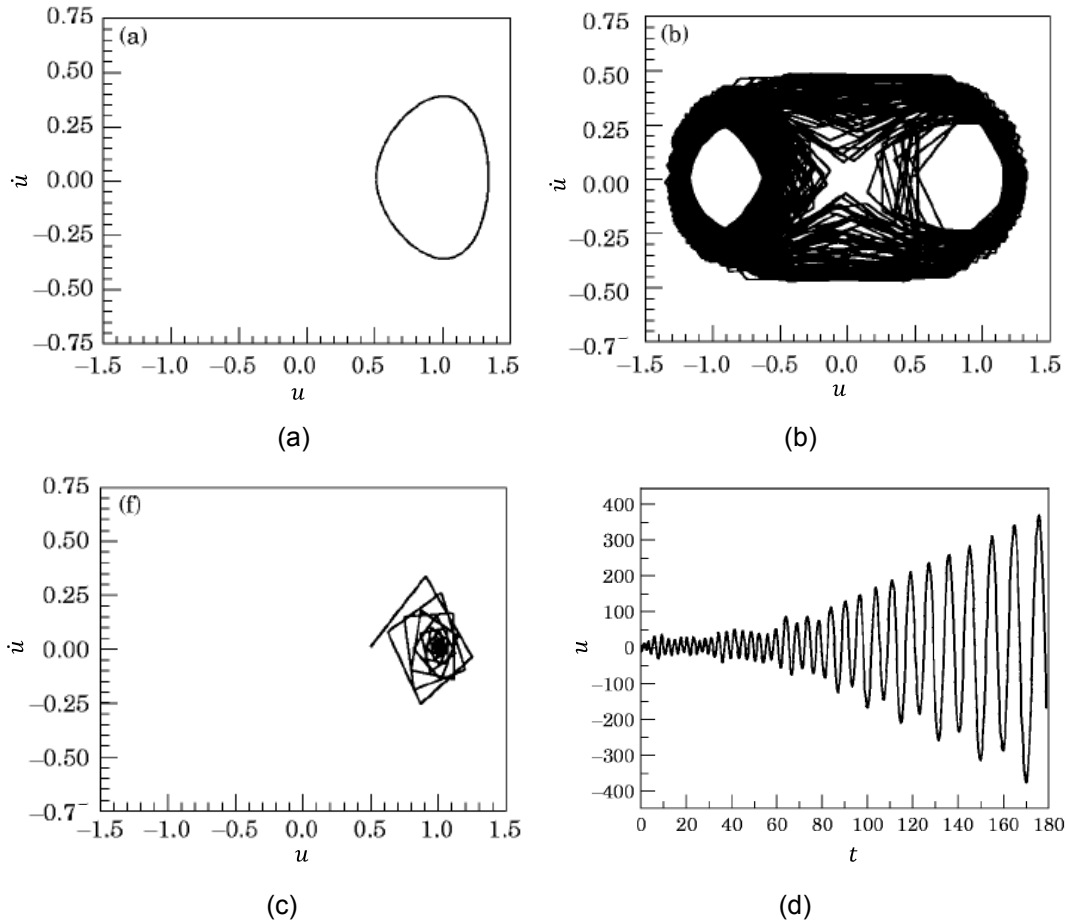


Fig. 4.35 - Imagens das fases de uma mola de equação  $\ddot{u} - 0.5u(1 - u^2) = 0, u_0 = 0.5, v_0 = 0, T = 7.3, \Delta t = 2.5$ , duração de 2500. a) Solução exacta, b) Newmark,  $\beta = 0.25, \gamma = 0.5$ , c) HHT,  $\alpha = -0.1, \beta = 0.3025, \gamma = 0.6$  (Fonte: Xie, 1995)  
d) Instabilidade do método HHT para a equação  $\ddot{u} + 100 \tanh u = 0, u_0 = 10.0, v_0 = 0, \Delta t = T/8, \alpha = -0.1, \beta = 0.3025, \gamma = 0.6$  (Fonte: Xie, 1995)

Nos métodos implícitos o passo de integração costuma ser superior ao crítico e consequentemente os modos superiores não são integrados adequadamente. Torna-se vantajoso que o algoritmo amortea a resposta dos modos superiores por redução progressiva da amplitude. Idealmente, o algoritmo não deve exibir uma dissipação numérica nos modos inferiores, que determinam a resposta da estrutura, e exibir a mesma dissipação para os modos superiores, que não são integrados com exactidão.

O objectivo de usar métodos dissipativos é o de reduzir o ruído causado pelas respostas dos modos superiores, que devem ter uma influência pequena na resposta, sendo esta a justificação pela qual se optaria por este método em caso de integração directa (Fig. 4.35). Uma outra forma de proceder à eliminação deste ruído é a utilização de filtros que atenuem a resposta de frequências não desejadas (e.g.: filtro de Chebyshev, tipo I ou tipo II – Henriques, 2007, ou Butterworth).

#### 4.5.2 Métodos de sobreposição modal

O princípio de sobreposição modal, como o próprio nome indica, consiste na combinação da resposta dos vários modos de vibração da estrutura para a resposta total. O mesmo princípio é adoptado quando são determinadas as soluções analíticas de cargas móveis em vigas simplesmente apoiadas (4.3.1.1 e 4.3.1.2).

O ponto de partida para estes métodos é a vibração em regime livre sem amortecimento. A Eq. (4.65) é reescrita como:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad \text{Eq. (4.77)}$$

Se se admitir que o movimento de resposta numa dada frequência toma a forma  $\mathbf{u}(t) = \mathbf{u}\cos(\omega t - \phi)$ , em que  $\mathbf{u}$  é um vector que representa a configuração da deformada de vibração, a qual não depende do tempo, a aceleração pode ser escrita em função do deslocamento e assim:

$$[\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M}]\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad \text{Eq. (4.78)}$$

A solução não trivial ( $\mathbf{u} \neq \mathbf{0}$ ) para este sistema de equações corresponde ao anular do determinante do primeiro factor da equação anterior

$$\det(\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M}) = 0 \quad \text{Eq. (4.79)}$$

As raízes do polinómio característico que daqui resulta correspondem aos valores próprios,  $\omega^2$ , da matriz da Eq. (4.78), por definição o quadrado das frequências angulares de vibração da estrutura. Já os modos de vibração,  $\mathbf{v}$ , são os vectores próprios da mesma matriz.

Estes vectores próprios devem então ser normalizados pela massa, de acordo com a expressão:

$$\Phi = \frac{\mathbf{v}}{\sqrt{\mathbf{v}^T\mathbf{M}\mathbf{v}}} \quad \text{Eq. (4.80)}$$

O que é mais importante neste postulado é que nem todos os modos de vibração produzidos pela análise modal são necessários, apenas aqueles que contribuem significativamente para a resposta da estrutura, o que diminui em grande parte os recursos computacionais.

Os métodos apoiam-se então na possibilidade de escrever o vector de coordenadas geométricas  $\mathbf{u}(t)$  em coordenadas generalizadas  $\mathbf{q}(t)$ , a partir da igualdade:

$$\mathbf{u}(t) = \Phi\mathbf{q}(t) \quad \text{Eq. (4.81)}$$

Devido à independência temporal dos modos de vibração, pode-se obter da mesma forma:

$$\dot{\mathbf{u}}(t) = \Phi\dot{\mathbf{q}}(t) \quad \text{Eq. (4.82)}$$

$$\ddot{\mathbf{u}}(t) = \Phi\ddot{\mathbf{q}}(t) \quad \text{Eq. (4.83)}$$

Para a aplicação da técnica de sobreposição modal as matrizes de massa e rigidez são diagonalizadas, possível com a transformação em coordenadas generalizadas. Se a Eq. (4.65) for multiplicada por  $\Phi^T$  em cada parcela, passamos a ter:

$$\Phi^T\mathbf{M}\Phi\ddot{\mathbf{q}} + \Phi^T\mathbf{C}\Phi\dot{\mathbf{q}} + \Phi^T\mathbf{K}\Phi\mathbf{q} = \Phi^T\mathbf{f} \quad \text{Eq. (4.84)}$$

Como

$$\Phi^T\mathbf{M}\Phi = \begin{bmatrix} 1 & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & 1 \end{bmatrix} = \mathbf{I} \quad \text{Eq. (4.85)}$$



$$\Phi^T K \Phi = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & \omega_n^2 \end{bmatrix} = \Omega^2 \quad \text{Eq. (4.86)}$$

Temos então,

$$I\ddot{q} + \Phi^T C \Phi \dot{q} + \Omega^2 q = \Phi^T f \quad \text{Eq. (4.87)}$$

Importa finalmente diagonalizar o termo  $\Phi^T C \Phi \dot{q}$  para reduzir o problema a  $n$  equações diferenciais ordinárias. O procedimento mais comum para este caso é admitir que este termo pode ser substituído por:

$$\Phi^T C \Phi = \begin{bmatrix} 2\xi_1\omega_1 & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & 2\xi_n\omega_n \end{bmatrix} \quad \text{Eq. (4.88)}$$

,onde

$\xi_n$  Coeficiente de amortecimento no modo  $n$

A matriz obtida é referida como matriz generalizada (ou modal) de valores de amortecimento. Este procedimento aqui adoptado apresenta algumas vantagens em relação ao método de Rayleigh, entre as quais a de não ter obrigatoriamente a mesma dimensão das matrizes de massa e rigidez (repita-se que a condensação é a principal vantagem da sobreposição modal). As equações diferenciais do movimento passam a ter a seguinte forma:

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n\omega_n\dot{q}_n + \omega_n^2 q = \phi^T f \quad \text{Eq. (4.89)}$$

, análoga à Eq. (4.34).

#### 4.5.3 Programa de análise computacional: SAP2000®

O SAP2000 é um programa de análise por elementos finitos desenvolvido pela Computers and Structures, Inc. com variadas potencialidades e de uso democratizado entre Projectistas. Numa primeira fase foi equacionado o uso do programa LUSAS para o cálculo dinâmico devido à rapidez demonstrada nas análises efectuadas no caso de estudo do software. No entanto as dificuldades apresentadas em análises mais simples com modelos de viga de Euler-Bernoulli e Timoshenko desaconselham a sua adopção.

A versão do software usada foi a 11.0.4. Esta versão permite o estudo de cargas móveis (*moving load*) apenas para uma análise estática, a partir da definição do veículo e via. Apresenta como resultado a envolvente dos esforços e deslocamentos da estrutura, traçando também as linhas de influência da ponte. Uma nova versão do Bridge Design® incluída na versão 12 permite já a análise dinâmica do mesmo problema.

De qualquer forma, nesta dissertação foi utilizado um pré-processador desenvolvido por Henriques (2007) que define funções de carga em ordem ao tempo.

- Primeiro é escolhido um caminho de cargas composto pelos nós desse alinhamento e atribuído ao nó  $n$  um caso de carga estático  $P_n$
- De seguida cria-se para cada par nó/velocidade uma função de carga do tipo rampa (ver Fig. 4.37). Sejam os nós  $n-1$  e  $n+1$  os nós que antecedem e precedem o nó de estudo. Quando o eixo do comboio está entre os nós  $n-1$  e  $n$ , o valor de carga aumenta linearmente com a aproximação do eixo ao nó  $n$ , assumindo o máximo igual ao valor nominal de carga por eixo quando está sobre o nó  $n$ . Ao afastar-se do nó, dá-se a

diminuição do valor da função de carga até ao nó  $n+1$ . Para a situação que o eixo está fora dos intervalos  $n-1$  e  $n+1$ , a função de carga tem um valor igual a zero

- Finalmente o pré-processador devolve um caso de análise que combina os múltiplos casos de carga  $P_n$  (ver Fig. 4.36). A cada caso de análise corresponde uma velocidade de circulação

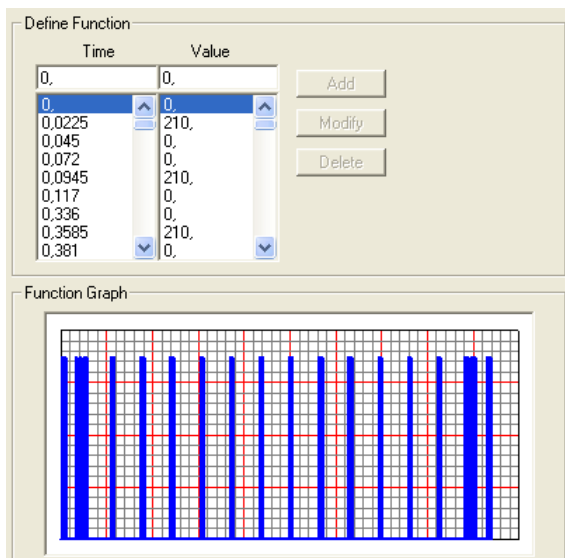


Fig. 4.37 – Função de rampa para Nó1-150km/h para o modelo de cargas HSLM-A10

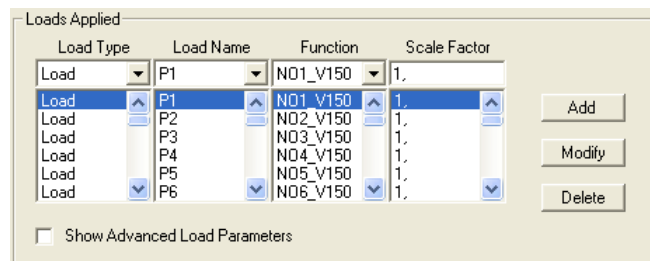


Fig. 4.36 – Caso de análise para o modelo de cargas HSLM-A10 a 150km/h

A partir do pré-processador é ainda possível definir o método de resolução da equação do movimento (sobreposição modal ou integração directa), tipo de amortecimento escolhido e número de ciclos de vibração em regime livre.

Decidiu-se nesta dissertação realizar apenas sobreposição modal uma vez que exige menos recursos computacionais sem prejuízo na exactidão da resposta. Esta conclusão é retirada da análise comparativa feita por Henriques (2007), que também procede à optimização do modelo de cálculo. Com base nesta e noutras conclusões, são tomadas as seguintes decisões para o caso de estudo:

- O modelo é constituído por malha de elementos finitos com dimensão máxima de 1 metro (valor de referência tomado também em trabalhos anteriores no campo da dinâmica estrutural e engenharia sísmica). A convergência da solução é assegurada para uma malha destas dimensões
- As frequências estudadas vão até aos 30 Hz (ver o A2.4.4.2.1(4) do EN 1991-2)
- O passo de integração adoptado é de  $T/10 = 0.032s$ , onde  $T$  é o menor período do sistema (Bento *et al.*, 1999)
- O incremento de velocidade é de 7.5 km/h, com base na sensibilidade dos resultados dos métodos DER e LIR e limitação de linhas da folha de cálculo do Microsoft EXCEL®
- O amortecimento modal é constante e com o valor de 1% (valor recomendado na Fig. 5.6 c) para estruturas de betão armado pré-esforçado)

- A análise dinâmica efectuada admite um comportamento física e geometricamente linear da estrutura.

O desenho da estrutura é feito no Bridge Module (para maior detalhe ver 6.2). Por defeito o SAP2000 faz a representação de vigas (*frames*) segundo a teoria de Timoshenko e de casca (*shells*) segundo o modelo de laje de Kirchoff + membrana (SAP2000®, 2006).

Uma vez feita a análise, os resultados devolvidos para cada caso de análise (e.g.:HSLM-A1v150) podem ainda ser manipulados. Pode ser do interesse do utilizador considerar apenas um conjunto de modos de vibração, obter os resultados passo-a-passo (*step-by-step*), picos de resposta (*envelopes*) ou do último passo (*last step*). Todos estes resultados podem estar na forma de gráficos do SAP2000 (*Plot functions*) ou exportados para folhas de cálculo a fim de ser tratados por programas gráficos (e.g.: MATLAB®).

#### 4.6 Interação veículo-estrutura

Os últimos avanços no campo da análise dinâmica têm-se registado ao nível dos modelos de interacção veículo-estrutura. A consideração da interacção veículo-estrutura permite obter uma resposta do veículo, o que, num projecto de alta velocidade ferroviária, tem aplicações práticas: o principal indicador de conforto dos passageiros é a aceleração máxima vertical ou lateral dos veículos.

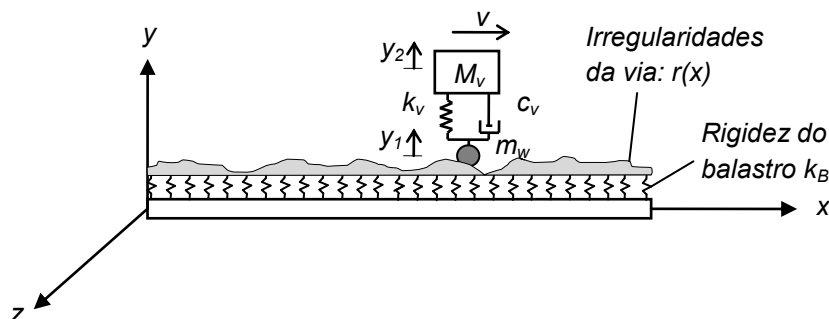


Fig. 4.38 – Elemento simples da interacção veículo-estrutura

Estes modelos levam à representação cuidada do comboio, tal como na Fig. 4.4, de modo a recriar a interacção de sistemas que se faz sentir, cada qual com as suas matrizes de massa, amortecimento e rigidez. Delgado *et al.* (1997) define a equação que rege a interacção entre os dois sistemas:

$$\begin{bmatrix} M_b & 0 \\ 0 & M_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_b(t) \\ \ddot{u}_v(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_b(t) \\ \dot{u}_v(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_b & 0 \\ 0 & K_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_b(t) \\ u_v(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_b(t) \\ F_v(t) \end{Bmatrix} \quad \text{Eq. (4.90)}$$

onde  $M$ ,  $C$  e  $K$  representam as matrizes de massa, amortecimento e rigidez,  $F$  é o vector de forças externas,  $u$  é o vector de deslocamentos nodais e os índices  $b$  e  $v$  dizem respeito à ponte e ao veículo, respectivamente.

O ponto comum das duas equações é o deslocamento obtido: a acção da carga móvel  $F_b$  provoca um deslocamento  $u_b$  na ponte que no mesmo instante passa a ser um deslocamento

de base  $u_v$ , a que o veículo se sujeita.

Uma modelação condensada do elemento de interacção veículo-estrutura é proposta por Yang (2004)<sup>10</sup>.

Segundo o EN 1991-2, a contabilização do efeito dinâmico da interacção veículo-estrutura tende a diminuir a resposta em ressonância para pontes com um vão menor a 30 metros. Para entrar em conta com estes efeitos sugere o mesmo documento dois procedimentos alternativos:

- Realizar uma análise dinâmica interactiva veículo/estrutura. Alguns programas de cálculo como o ANSYS® ou o ABAQUS® permitem a elaboração destes modelos. Segundo o A2.4.4.3.3 do EN 1990-A2, é necessário para tal indicar:
  - O intervalo de velocidades de estudo
  - As características de carregamento dos comboios reais especificados para o projecto de acordo com o 6.4.6.1.1 do EN 1991-2
  - Interacção dinâmica de massa entre os veículos do comboio real e a estrutura e o amortecimento e rigidez da suspensão do veículo (e.g.: ver Tabela 4.4)
  - O número suficiente de veículos que produza o máximo efeito de carga no maior dos vãos
  - Um número suficiente de vãos da estrutura com múltiplos vãos de modo a desenvolver efeitos de ressonância nas suspensões dos veículos (ver 4.4.3)

Tabela 4.4 – Dados dinâmicos de uma carruagem do comboio ICE 2 para definição de modelos de interacção veículo-estrutura

Corpo do veículo	Massa	33930	Kg
	Momento de Inércia	$2115 \times 10^6$	$\text{Kgm}^2$
Bogie	Massa	2373	Kg
	Momento de Inércia	1832	$\text{Kgm}^2$
Eixo de rodas	Massa	1728	Kg
Carga de eixo de rodas		$112 \times 10^5$	N
Coeficientes de rigidez	Secundário/bogie	$3 \times 10^5$	N/m
	Primário/eixo de rodas	$1.6 \times 10^6$	N/m
Coeficientes de amortecimento	Secundário/bogie	$6.0 \times 10^3$	Ns/m
	Primário/eixo de rodas	$2.0 \times 10^4$	Ns/m
Comprimento do veículo		26.4	m
Distância entre o centro de gravidade do corpo do veículo e centro geométrico do primeiro bogie		9.5	m
Distância entre o centro de gravidade do corpo do veículo e centro geométrico do último bogie		9.5	m
Distância entre os eixos de rodas dianteiro e traseiro		2.5	m

- Aumentar o coeficiente de amortecimento assumido para a estrutura, de acordo com a Fig. 4.39. Para vãos contínuos deve ser tomado o menor dos valores de  $\Delta\zeta$ . O amortecimento total passa a ser dado por:

$$\zeta_{Total} = \zeta + \Delta\zeta \quad \text{Eq. (4.91)}$$

<sup>10</sup> O seu estudo sai já fora do âmbito deste trabalho. Para uma melhor compreensão recomenda-se a leitura deste livro.

onde,

$$\Delta\zeta = \frac{0.0187L - 0.00064L^2}{1 - 0.0441L - 0.0044L^2 + 0.000255L^3}$$

$\zeta$  Coeficiente de amortecimento dado pela Fig. 5.6 c)

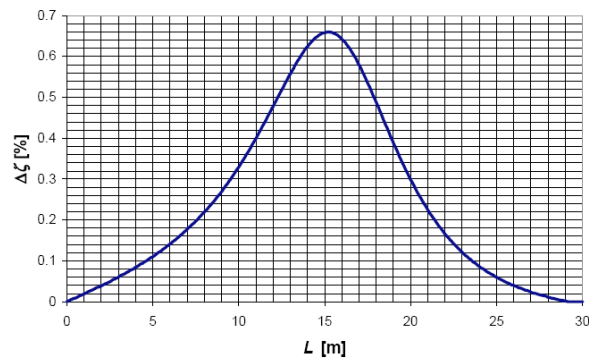


Fig. 4.39 – Amortecimento adicional  $\Delta\zeta$  (%) em função do comprimento de vão

Outros estudos paralelos foram conduzidos por Museros (2002). Estudando o efeito da passagem do comboio ICE 2 em 25 pontes distintas, foi feita a regressão dos resultados obtidos e assim obtidas as expressões que permitem obter o coeficiente de redução por efeito da interacção em função do momento de inércia da secção.

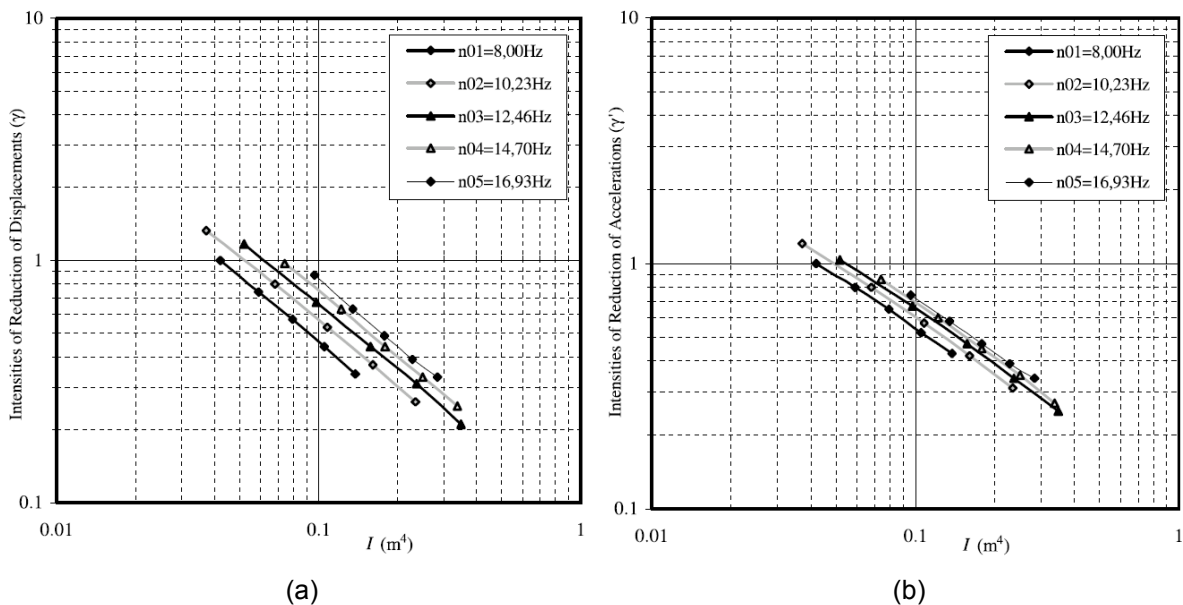


Fig. 4.40 – Redução da amplificação dinâmica com a consideração da interacção veículo-estrutura para os deslocamentos (a) e para as acelerações (b)



## 5 Comportamento dinâmico segundo o EN 1991-2

Com base em alguns dos métodos anteriores e na norma EN 1991-2 pretende-se agora estudar qual a influência dos principais parâmetros da ponte na resposta da estrutura, quer pela demonstração de alguns valores recomendados pela norma anterior, quer por análises de sensibilidade conduzidas pelo autor, quer ainda pela descrição sintética destes mesmos parâmetros. Alguns problemas ligados ao fenómeno dinâmico e ainda não mencionados são também alvo de uma descrição, no final deste capítulo, entre os quais, efeitos de irregularidades de via e imperfeições de veículos.

Uma leitura da norma EN 1991-2 leva à listagem dos principais factores que influenciam o comportamento dinâmico de uma estrutura:

- A velocidade de tráfego
- O vão L do elemento e o comprimento da linha de influência para a flecha para o elemento considerado
- O número de eixos do comboio, carga por eixos e espaçamentos – Assinatura dinâmica
- O amortecimento da estrutura
- A massa da estrutura
- A rigidez da estrutura
- As frequências de vibração da estrutura e elementos relevantes e os respectivos modos de vibração
- Irregularidades verticais da via
- Definição do conjunto mola/amortecedor de cada *bogie* – Interação veículo-estrutura
- A repetição ao longo da via ou tabuleiro de suportes (travessas, contraventamentos)
- Imperfeições do veículo (material amolgado, empenado ou defeitos na suspensão)
- As características dinâmicas da via (balastro, travessas e outros componentes)

De acordo com o mesmo documento a decisão de realizar uma análise dinâmica (4.5) ou uma análise estática equivalente (4.2) segue um conjunto de condições a estudar, representadas na Fig. 5.1.

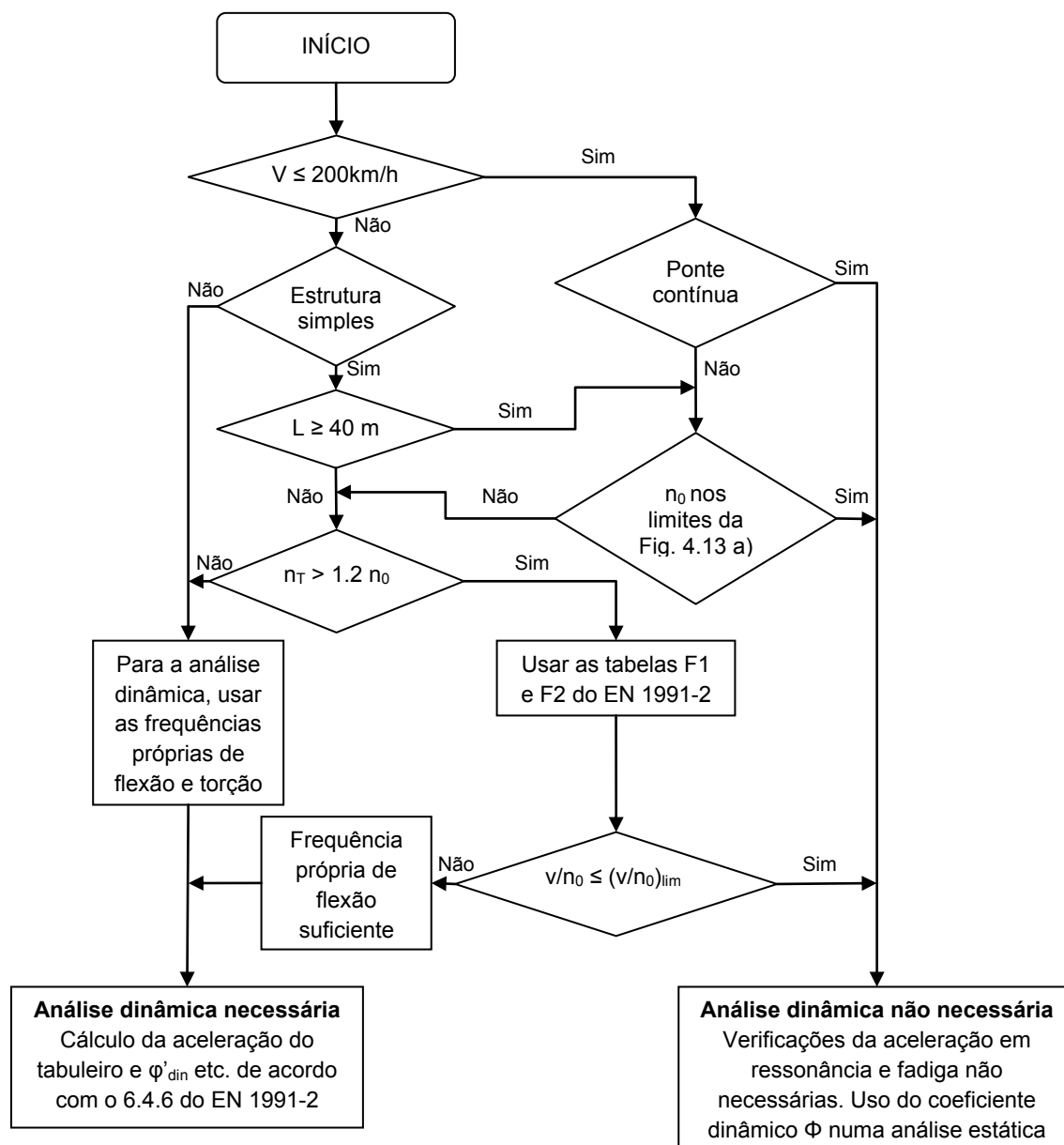


Fig. 5.1 – Fluxograma para a determinação da necessidade de análise dinâmica onde,

V velocidade máxima do comboio [km/h]

L comprimento de vão [m]

$n_0$  primeira frequência de flexão da ponte sujeita às acções permanentes

$n_T$  primeira frequência de torção da ponte sujeita às acções permanentes

v velocidade máxima nominal [m/s]

## 5.1 Velocidade de tráfego

Segundo a cláusula 4.3.3.13 das normas TSI L245/143, as verificações de segurança devem ser feitas no intervalo de velocidades entre 0 e 1.2 V km/h, onde V é a velocidade máxima de projecto para a linha em estudo. O coeficiente de segurança de 1.2 entra em conta com a variabilidade da velocidade e, assim, com as possíveis velocidades de ressonância de valor pouco superior ao máximo previsto. É certo que os próprios modelos analíticos ou



computacionais podem variar dos reais, pelo que as velocidades de ressonância podem não coincidir. Pela Fig. 4.29 b), percebe-se que o pico de resposta é, em alguns casos, superior para maiores velocidades de ressonância.

Outros parâmetros, como a força centrífuga, variam com o quadrado da velocidade, apresentando uma certa sensibilidade ao aumento de velocidade.

No presente, com uma tecnologia de controlo mais avançada, é possível limitar automaticamente a velocidade do comboio em certos troços, pelo que a autoridade nacional pode optar por reduzir o valor do coeficiente de segurança, o que conduz a menores custos de obra.

De acordo com o ERRI D214/RP 9, “aproximadamente à velocidade de 200km/h os efeitos de ressonância excedem os incrementos dinâmicos previstos para os comboios de alta velocidade modernos atravessando estruturas de baixo amortecimento”. Esta frase é discutível, na medida em que os comboios actuais não são os comboios referenciados pelo ERRI. Por outro lado, a experiência europeia de longos anos, com comportamentos satisfatórios em várias pontes de velocidade de projecto até 200 km/h, é apenas empírica e estocástica. De facto, é possível atingir a ressonância para velocidades menores a 200km/h e ultrapassar a aceleração máxima recomendada, conforme a Fig. 5.2: veja-se que a primeira e principal velocidade de ressonância é 150km/h, aproximadamente.

Numa chamada de atenção deve-se apontar que segundo o fluxograma do EN 1991-2 (Fig. 5.1) não seria necessária a análise dinâmica desta ponte (encontra-se dentro do intervalo de frequências da Fig. 4.13a)).

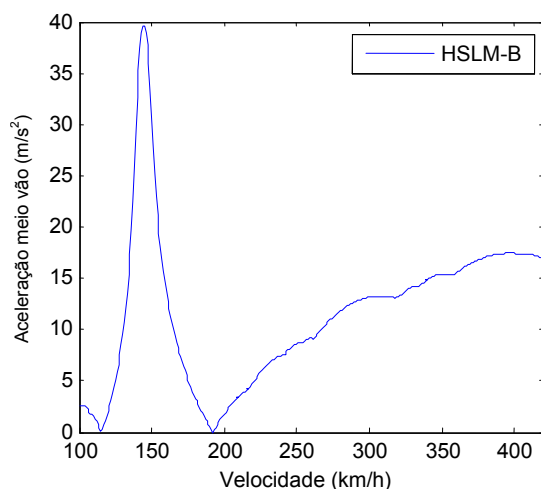


Fig. 5.2 – Aceleração a meio vão na ponte 1 do catálogo ERRI (ver Tabela 4.3,  $\xi=1\%$ ) pela passagem do comboio universal HSLM-B ( $d=2.5m$  e  $N=10$ ), segundo o método DER.

Para o projecto de alta velocidade, em que a condição de  $V > 200km/h$  está implícita, deve-se sempre ter em conta os efeitos dinâmicos.

## 5.2 Comprimento de vão

Uma análise estática de deslocamentos numa ponte leva à simples conclusão de que quanto maior for o comprimento de vão, maiores os deslocamentos a meio vão. Recorde-se a expressão para uma carga concentrada a meio vão, para uma viga simplesmente apoiada:

$$\delta_{L/2} = \frac{PL^3}{48EI} \quad \text{Eq. (5.1)}$$

A mesma conclusão não é prolongável para uma análise dinâmica do problema. De facto, a partir de um certo comprimento a resposta dinâmica de uma viga simplesmente apoiada tende a diminuir, conforme o observado na Fig. 5.3 a): o valor máximo para efectuar uma análise dinâmica é de 43 metros. Este valor está próximo do mínimo permitido no EN 1991-2 para uma análise estática equivalente<sup>11</sup>, de acordo com a Fig. 5.1.

O máximo obtido para 20 metros de vão verifica a condição de ressonância para o valor de  $D$  (distanciamento entre eixos) com maior valor em módulo de carga concentrada (210kN):

$$d_{resson} = 2i \frac{\pi v}{\omega_1} \Big|_{i=2} \Rightarrow d_{resson} = 4 \frac{\pi \frac{420}{3.6}}{133 \times 20^{-0.9}} = 26 \text{ metros} \quad \text{Eq. (5.2)}$$

Da mesma forma, um mínimo obtido para 30 metros de vão é coerente com o conceito de dimensionamento óptimo. Este conceito, estudado por Yang (2004), consiste na determinação da relação comprimento de vão - comprimento de carruagem ( $L/d$ ) óptimo tal que para a velocidade de ressonância se dê com a supressão da resposta dinâmica dos anteriores eixos, i.e., a parcela  $H\left(t - t_{N-1} - \frac{L}{v}\right)$  da Eq. (4.47) se anule para a condição de ressonância:

$$\sin\left(\frac{\omega_1 d}{2v}\right) = 0 \cap \cos\frac{\omega_1 L}{2v} = 0 \Rightarrow \frac{L}{d} = i - 0.5 \Big|_{i=1} \Rightarrow d_{opt} = \frac{30}{1.5} = 20 \text{ metros} \quad \text{Eq. (5.3)}$$

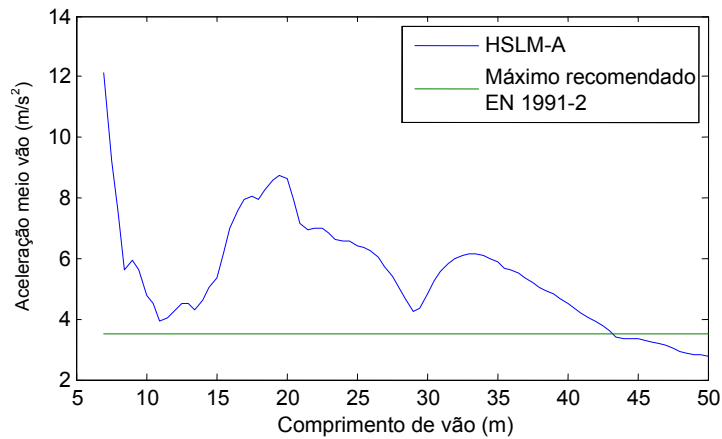
que coincide com o valor médio do comprimento das carruagens correntes.

De facto a relação  $L/d$  é determinante na resposta dinâmica de uma estrutura e, pela Fig. 5.3 b) percebe-se que quanto menor for esta relação, maior a resposta dinâmica da estrutura. A relação não é directa uma vez que a condição de ressonância depende de outros factores como a velocidade de circulação do comboio e frequência natural da estrutura, de acordo com a Eq. (4.57).

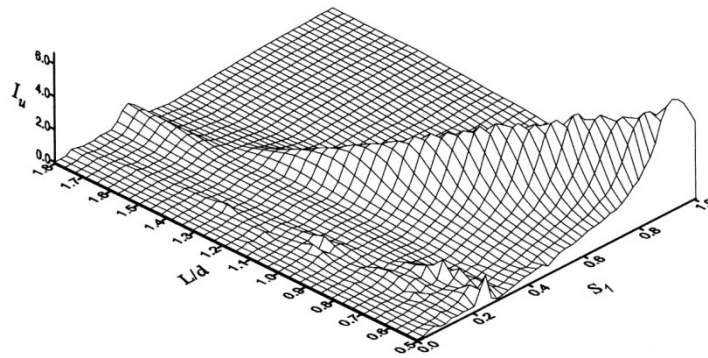
Para pontes de vários vãos, o aumento do comprimento de vão induz, da mesma maneira, uma diminuição da amplificação dinâmica (Wu *et al.*, 1987). A mesma conclusão é retirada do caso de estudo desta dissertação (ver 6): o pico de aceleração dá-se nos vãos de menor comprimento.

De facto, o recurso ao conceito de comprimento característico  $L_\phi$  permite estender a premissa anterior a qualquer elemento estrutural da ponte.

<sup>11</sup> Se  $n_0$  é obtido pela Eq. de Conjunto da Tabela 4.1, a condição de  $n_0$  estar dentro dos limites está cumprida a partir de  $L=9\text{m}$ , aprox (ver Fig. 4.13 b), Linha 1)



(a)



(b)

Fig. 5.3 – a) Acelerações máximas registadas para a envolvente HSLM-A para pontes simplesmente apoiadas, segundo o método DER. Os valores de amortecimento (ponte metálica), frequência natural e massa por unidade de comprimento seguem o definido na Fig. 5.6, Eq. Conjunto da Tabela 4.1 e Eq. (4.20)

b) Relação entre o parâmetro de velocidade  $S_1$ , rácio  $L/d$  e o factor de impacto  $I_u$  (= *coeficiente dinâmico*  $\Phi - 1$ ) estudado para pontes de betão pré-esforçado com  $m=30+0.2L$  (ton/m) e  $\omega_1=900/L$ (rad/s) e um comboio com as características mencionadas na Fig. 4.25 (Fonte: Yang, 2004)

### 5.3 Assinatura dinâmica

Conforme visto em capítulos anteriores, o modelo de cargas móveis define-se pelo número de eixos, o distanciamento entre eles e carga por eixo. Numa abordagem analítica ao problema, só estes dados são insuficientes para determinar qual o modelo mais penalizador para a estrutura, uma vez que também depende das características da ponte. Assim, as metodologias simplificativas mencionadas em 4.3.2 fazem a comparação dos efeitos dinâmicos de cada comboio separando os dois aspectos condicionantes da resposta do sistema dinâmico: as características do comboio e as características da ponte.

Tanto no DER como no LIR a parcela  $G(\lambda)$  traduz o espectro de carregamento de um comboio que quando multiplicada pela parcela  $A\left(\frac{L}{\lambda}\right)$  da Eq. (4.49) devolve a agressividade segundo o EN1991-2 E.2(6). Se na parcela  $G(\lambda)$  assumir-se um amortecimento nulo é possível obter uma expressão independente do mesmo que devolve a assinatura dinâmica de um dado comboio:

$$S_0(\lambda) = \max_{i=1 \text{ a } M} \sqrt{\left[ \sum_{k=1}^i P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2 + \left[ \sum_{k=1}^i P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2} \quad \text{Eq. (5.4)}$$

Se a magnitude da Assinatura dinâmica de um novo comboio for menor à dos comboios para os quais a estrutura foi dimensionada, então está garantida a segurança da estrutura aos efeitos dinâmicos.

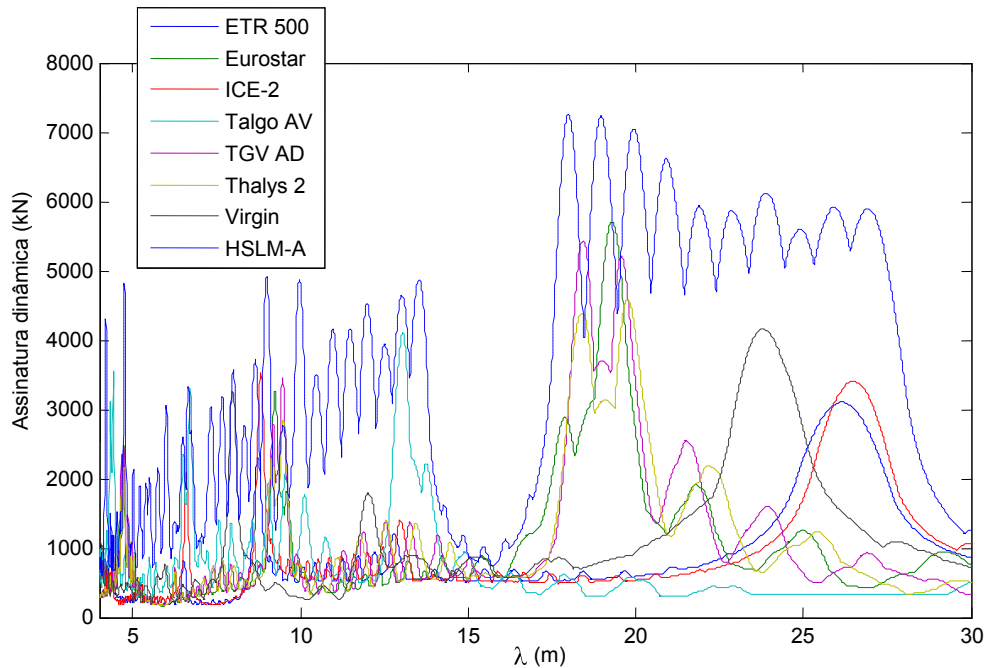


Fig. 5.4 – Assinatura dinâmica de alguns comboios existentes na rede europeia mencionados em 3.4 e a envolvente de assinatura dos comboios HSLM-A.

NOTA: No Anexo A encontram-se tabelados os valores de carga por eixo e distância de eixos à origem para cada modelo europeu estudado.

É precisamente deste princípio que nascem os comboios universais, cuja assinatura é uma envolvente de todo o material circulante da rede europeia de alta velocidade.

De notar que para comprimentos de onda inferiores a 10 metros existem pontos onde a envolvente HSLM-A tem uma assinatura dinâmica inferior à dos comboios reais. É interessante perceber que o limite superior de 7 metros de vão para o domínio de aplicação do comboio HSLM-B corresponde aos tais 10 metros de comprimento de onda para uma velocidade de 410 km/h<sup>12</sup>, valor próximo da velocidade máxima de cálculo.

Pelos métodos DER e LIR é possível fazer uma verificação relativamente simples da segurança de pontes em modelo de viga simplesmente apoiada recorrendo apenas à Assinatura dinâmica calculada para determinado comboio (ver 4.3.2). Para estruturas mais complexas não existe nenhum método analítico para a solução do mesmo problema, restando ao Projectista uma análise por programas de cálculo de elementos finitos (e.g.: ver 4.5.3).

<sup>12</sup> Usando a equação de Conjunto da Tabela 4.1 para calcular a frequência natural.

## 5.4 Amortecimento

O amortecimento em estruturas ocorre por perda de energia durante cada ciclo de oscilação.

Os principais factores de amortecimento numa ponte são:

- Dissipação de energia por flexão dos materiais
- Fricção nos apoios e juntas
- Transferência de energia para o solo, sobretudo ao nível dos encontros
- Dissipação de energia no balastro
- Abertura de fendas nos materiais (e.g.: betão)

Para um oscilador linear de um grau de liberdade, na ausência de acção exterior, o coeficiente de amortecimento é dado por:

$$\zeta = c/2m\omega \quad \text{Eq. (5.5)}$$

, para a seguinte equação do movimento

$$m\ddot{q} + c\dot{q} + kq = 0 \quad \text{Eq. (5.6)}$$

Experimentalmente, o coeficiente de amortecimento pode ser obtido, num sistema em vibração em regime livre, pela razão entre as amplitudes máximas para os ciclos  $i$  e  $i+j$  (decremento logarítmico):

$$2\pi\zeta = \frac{1}{j} \ln \left( \frac{q_{i \max}}{q_{i+j \max}} \right) \quad \text{Eq. (5.7)}$$

Dois modelos diferentes de amortecimento são considerados:

- Amortecimento viscoso proporcional à velocidade de vibração
- Amortecimento friccional ou de Coulomb proporcional ao deslocamento

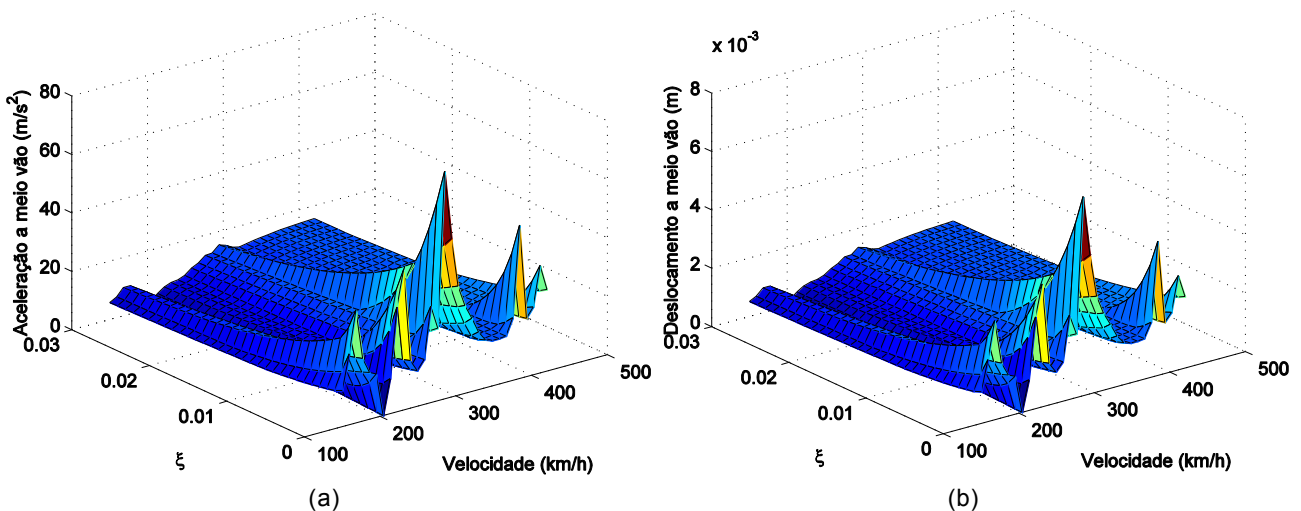


Fig. 5.5 – Análise de sensibilidade para o amortecimento. Resolução pelo método LIR para o problema da passagem do comboio Eurostar na ponte 1 do ERRI (Tabela 4.3).

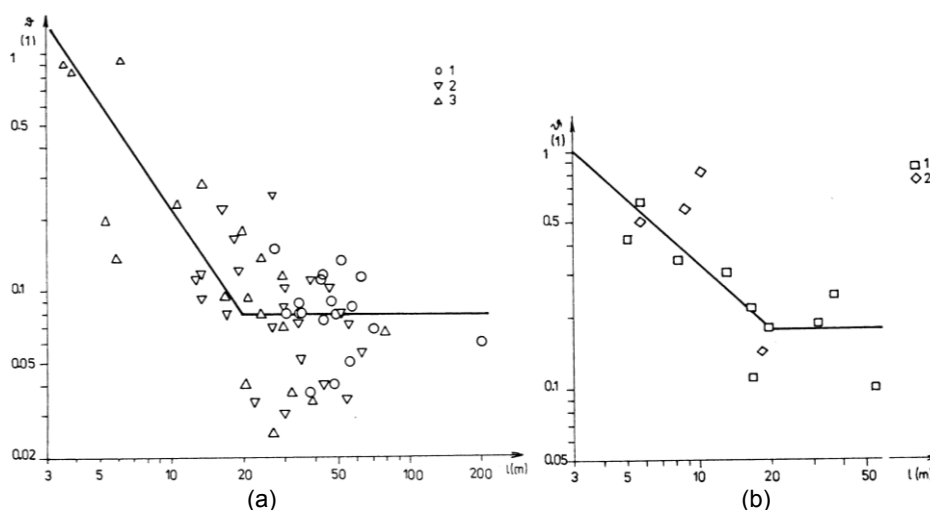
Um exemplo clássico que envolve estes dois tipos de amortecimento é o do betão armado. O betão em fase I (não fendilhado) apresenta um baixo coeficiente de amortecimento ( $\zeta < 1\%$ ):

amortecimento viscoso. Quando ocorre fendilhação, temos amortecimento viscoso na zona comprimida e friccional entre o betão e a armadura na zona de tracção.

Em pontes, o mecanismo de amortecimento é bastante complexo. Se para baixas amplitudes, o amortecimento é igual ao amortecimento do material, com o incremento da mesma aumenta o fenómeno de fricção nas juntas e ligações aumentando o valor de amortecimento. Na prática, assumir apenas o amortecimento viscoso é conservativo e logo o mais utilizado.

De acordo com a Fig. 5.5, quanto menor o amortecimento, maior a resposta do sistema. Importa, então, definir os limites inferiores para garantir uma boa estimativa dos efeitos dinâmicos em ressonância.

A tabela 6.6 do EN 1991-2:2003 apresenta um conjunto de valores de amortecimento a considerar no dimensionamento de uma ponte, em função do material. Estes valores surgem dos ensaios conduzidos pelo ERRI e constantes do D214/RP9.



Tipo de Ponte	$\zeta$ Limite inferior para o amortecimento crítico (%)	
	$L < 20 \text{ m}$	$L \geq 20 \text{ m}$
Metálica ou Mista	$\zeta = 0.5 + 0.125(20 - L)$	$\zeta = 0.5$
Betão pré-esforçado	$\zeta = 1.0 + 0.07(20 - L)$	$\zeta = 1.0$
Betão armado	$\zeta = 1.5 + 0.07(20 - L)$	$\zeta = 1.5$

(c)

Fig. 5.6 – Decremento logarítmico de amortecimento medido em pontes metálicas treliçadas (a-1), vigadas com balastro (a-2), vigadas sem balastro (a-3) e de betão armado com balastro (b-1) e sem balastro (b-2). As linhas traçadas em (a) e (b) correspondem aos valores médios, obtidos por regressão linear (Fonte: Frýba, 1996).

Valores de cálculo em função do tipo de ponte e vão, de acordo com o EN 1991-2 (c).

Optou-se por fazer uma regressão linear dos resultados experimentais em função do comprimento de vão. O factor de correlação não é muito alto, devido também aos factores indicados no início deste capítulo. É esperado o aumento do amortecimento com o avançar dos anos, sobretudo devido aos fenómenos de fricção: deterioração da estrutura, desaperto das ligações, contaminação do balastro. Entre os testes de serviço recomendados pela TSI, deve-se incluir uma medição do coeficiente de amortecimento da ponte.

## 5.5 Massa da estrutura

Um outro parâmetro importante na definição da estrutura é a massa da mesma. De facto, para um oscilador de  $n$  graus de liberdade, a resolução da equação de movimento impõe o cálculo da matriz ( $n \times n$ ) de massas associadas ao  $n$  graus de liberdade. Pela Fig. 5.7 quanto menor a massa, maior a resposta do sistema. Isto porque quanto menor a massa, maior a frequência (recorde-se a expressão para a frequência natural de um oscilador de 1 grau de liberdade)<sup>13</sup> e, por sua vez quanto maior a frequência natural do sistema, maior a resposta. Assim sendo, define-se um limite inferior dentro do razoável para efeitos de cálculo.

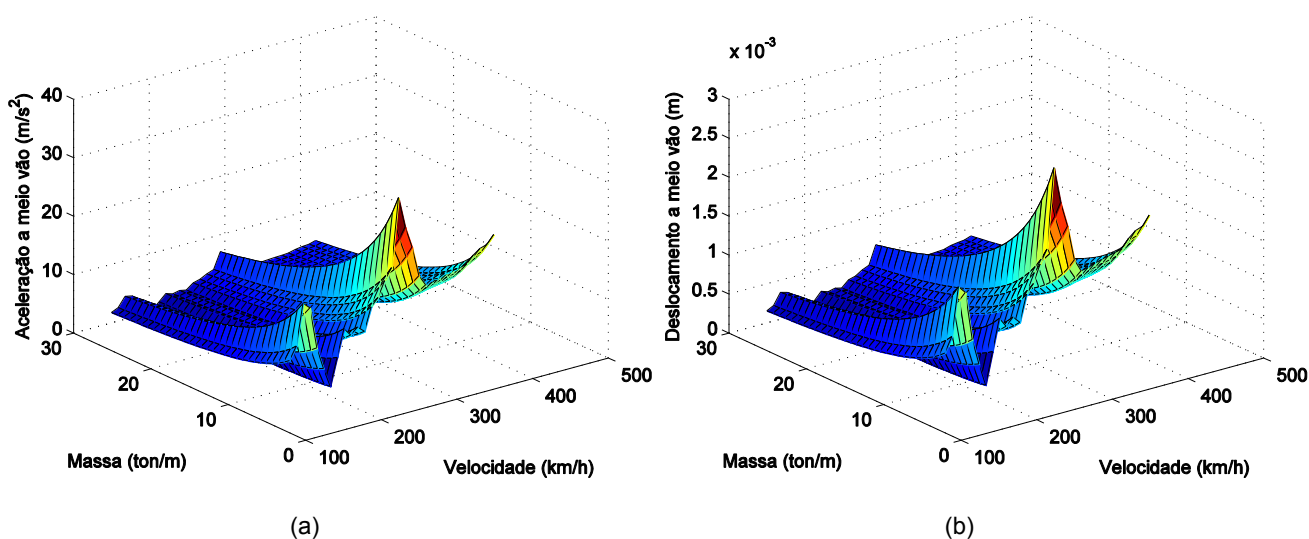


Fig. 5.7 – Análise de sensibilidade para a massa. Condições iguais à Fig. 5.5.  $\zeta = 1.0\%$

Contudo, atente-se que a velocidade crítica (de ressonância) dá-se para uma igualdade entre  $d$  (distância entre eixos) e  $v_{cr} \times T$  (período), para um sistema de cargas igualmente espaçadas. Para menores frequências, temos menores velocidades críticas. Logo, também se deve definir um limite superior para efeitos de cálculo.

Conforme escrito no 6.4.6.3.2 (2) do EN 1991-2, consideram-se as seguintes hipóteses:

- Para a determinação da máxima aceleração do tabuleiro, o balastro admite-se com o peso volúmico seco e espessura mínima
- Para a determinação das menores velocidades de ressonância, o balastro admite-se com o peso volúmico saturado e, se previsto, o peso dos carris para um nova pista.

Mas, mais uma vez, devem proceder-se a ensaios para determinar com precisão o peso específico dos materiais usados, sobretudo do betão se betonado in-situ. Uma outra forma de obter a massa da estrutura consiste na medição das reacções nos apoios em situação de não serviço (e.g.: à noite, sem circulação) cuja soma deve equivaler ao peso das cargas permanentes,  $G$ .

<sup>13</sup>  $f_0 = 1/2\pi \sqrt{k/m}$

Tabela 5.1 - Valores padrão de peso específico para os materiais constituintes de uma ponte, segundo o Anexo A do EN 1991-1-1

Materiais	Peso específico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
<b>Betão</b>	
<b>Peso normal</b>	24.0 <sup>1)2)</sup>
<b>Metais</b>	
<b>Ferro fundido</b>	71.0 a 72.5
<b>Ferro forjado</b>	76.0
<b>Aço</b>	77.0 a 78.5
<b>Enchimento de pontes</b>	
<b>Areia (seca)</b>	15.0 a 16.0
<b>Balastro, cascalho (solto)</b>	15.0 a 16.0
<b>Calhau</b>	18.5 a 19.5
<b>Escória</b>	13.5 a 14.5
<b>Barro</b>	18.5 a 19.5
<b>Pavimento de pontes ferroviárias</b>	
<b>Camada de protecção de betuminoso</b>	25.0
<b>Balastro normal (e.g. granito, gnaisse)</b>	20.0
<b>Balastro basáltico</b>	26.0
1) Aumenta 1kN/m <sup>3</sup> para percentagem normal de armadura ordinária e pré-esforço	
2) Aumenta 1kN/m <sup>3</sup> para betão não curado	
	<b>Peso por desenvolvimento longitudinal <math>g_k^{3)}</math> (kN/m)</b>
<b>Estruturas balastradas</b>	
<b>2 carris UIC 60 (recomendado para alta velocidade)</b>	1.20
<b>Travessa em betão pré-esforçado com fixações</b>	4.80
<b>Travessa em madeira com fixações</b>	1.90
<b>Estruturas não balastradas</b>	
<b>2 carris UIC 60 com fixações</b>	1.70
<b>2 carris UIC 60 com fixações, viga da ponte e guardas de segurança</b>	4.90
3) Para um espaçamento de 600 mm	

Alguns investigadores propuseram metodologias alternativas para a resolução deste problema, tais como o varrimento de um conjunto de matrizes de massa de modo a encontrar a mais desfavorável para o dimensionamento da ponte (Pinto, 2007). Para a análise estocástica do problema as normas IAPF2007 recomendam a consideração de um valor inferior de carga permanente  $G_{k,inf}$  70% do valor nominal e superior  $G_{k,sup}$  130% do mesmo valor.

## 5.6 Rigidez da estrutura

Para a resolução da equação diferencial do movimento, resta determinar a matriz  $K$ , correspondente à rigidez do sistema. Dos parâmetros da ponte, é aquele cuja obtenção é mais morosa, dificultando com a complexidade da estrutura. Para além do mais, os materiais exibem diferentes comportamentos em sistemas estáticos e dinâmicos.

Da Eq. (4.49), percebe-se que o termo quadrático da frequência corta com o  $K^*$ , tornando a aceleração do sistema independente da rigidez do mesmo, como se pode ver também na Fig. 5.8 a). De referir que tal afirmação baseia-se na simplificação do método de DER em admitir que o primeiro modo de vibração da estrutura (modo natural) é o de flexão vertical, o que



acontece na grande maioria dos casos. Só assim se pode dizer que  $K^*$  é igual à rigidez de flexão da viga simplesmente apoiada.

Por outro lado, para uma maior rigidez, maior frequência natural, maior velocidade crítica.

Pode-se observar pela Fig. 5.8 b) que para maior rigidez, menores deslocamentos verticais. Isto porque o parâmetro de velocidade diminui com o aumento da frequência. O próprio deslocamento estático diminui com a rigidez:  $\{q\} = [K]^{-1} \{F\}$ .

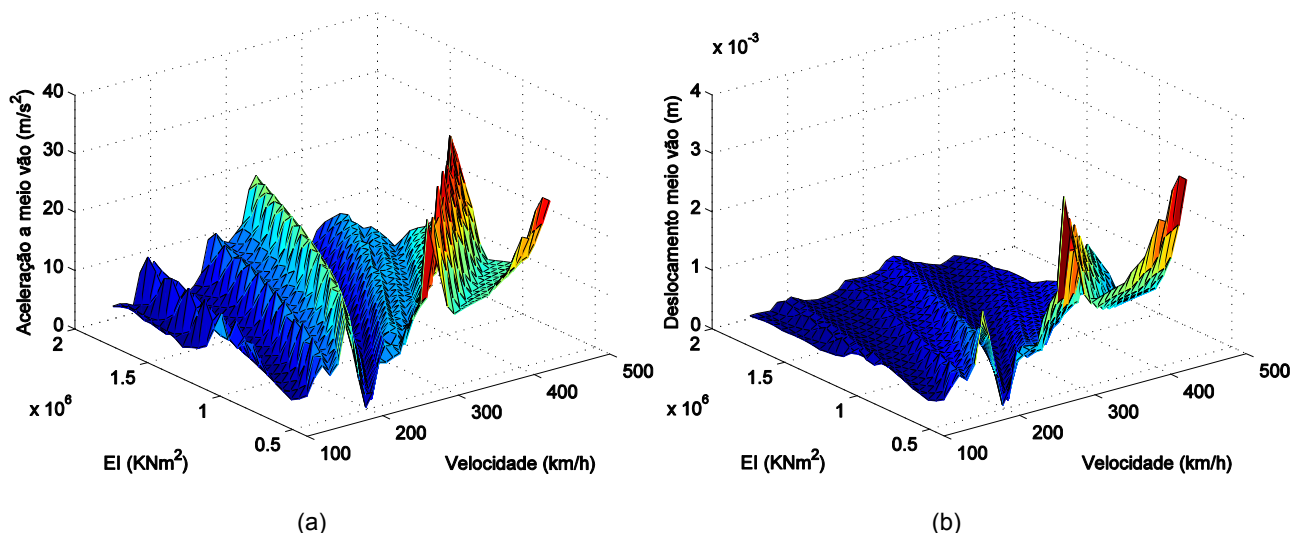


Fig. 5.8 – Análise de sensibilidade para a rigidez. Condições iguais à Fig. 5.5.  $\zeta = 1.0\%$

Assim sendo, interessa determinar um limite inferior para efeitos de cálculo. Associadas ao comportamento dinâmico da ponte surgem algumas diferenças a nível de:

- Rigidez para o betão armado fendilhado
- Rigidez de um tabuleiro misto, nas zonas de momento flector negativo (betão traccionado)
- Módulo de Elasticidade do betão
- Propriedade dos materiais para deformações estáticas rápidas e comportamento em frequências correspondentes a uma resposta dinâmica em ressonância
- Resultado esperado e observado para as deformações (tanto por flexão como por torção)

O módulo de elasticidade do aço é de 210 GPa, tanto para comportamento estático ou dinâmico. O módulo de distorção é de 80 GPa.

Para o betão, atente-se às conclusões do ERRI, baseadas nos trabalhos de Ammann e Nussbaumer: para acções dinâmicas, o módulo de elasticidade aumenta quando comparado com o valor estático. A relação linear, válida para betão com  $f_{cm}$  até 60 MPa (C50/60), admite um aumento na ordem dos 15%. No artigo 17.2 do REBAP prevê-se um aumento de 25% do módulo de elasticidade do betão para deformações muito rápidas, como é o caso de acções sísmicas. O valor de  $E_{cm}$  pode variar conforme a natureza dos agregados utilizados na sua composição (ver EN 1992-1-1 3.1.3 (2)). Outros factores como a temperatura ou humidade são

também determinísticos. Por esta razão se recomenda testes (ensaios de provete) a amostras recolhidas no local. A recomendação recai para o uso do  $E_{cm}$  (tabela 3.1 do EN 1992-1-1) como valor de cálculo para o limite inferior da rigidez, assim como o módulo de distorção resultante de um coeficiente de Poisson de 0.2 para betão não-fendilhado e 0 para betão fendilhado.

Tabela 5.2 – Tabela 3.1 do EN 1992-1-1

	Classes de betão													Relação analítica	
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	$E_{cm} = 22 \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3}$
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	32	34	35	36	37	38	39	41	42	44	

Para os elementos de betão armado, a fendilhação da peça induz uma variação da secção efectiva, o que modifica as inércias (para flexão e torção). O grupo de Betão Armado e Pré-Esforçado do IST elaborou um conjunto de ábacos que permite determinar a posição da nova linha neutra elástica de uma secção em T fendilhada, em função da taxa de armadura longitudinal, relações geométricas da secção e esforços. É comum porém dimensionar uma estrutura deste tipo a um estado limite de descompressão em serviço, limitando-se as tensões ora a  $f_{ctm}$  ou a zero (de preferência - envolve maiores custos em pré-esforço). De acordo com o D214/RP9, a rigidez da peça pode ser tomada com a inércia de uma peça não-fendilhada para uma construção pré-esforçada. Em relação à torção, há uma diferença bastante grande entre secções abertas e fechadas. A escolha recai sobre secções fechadas para pontes ferroviárias de duas vias, em que a passagem de um comboio numa das linhas introduz torção (Fig. 5.9). Para secções em caixão, recorde-se a fórmula que dá a rigidez de torção:

$$J = \frac{4A_m^2}{\oint \frac{1}{t} ds} = \frac{4tA_m^2}{L_m} \text{ (para espessura constante)} \quad \text{Eq. (5.8)}$$

onde,

$A_m$  Área média

$t$  Espessura da peça

$L_m$  Perímetro médio

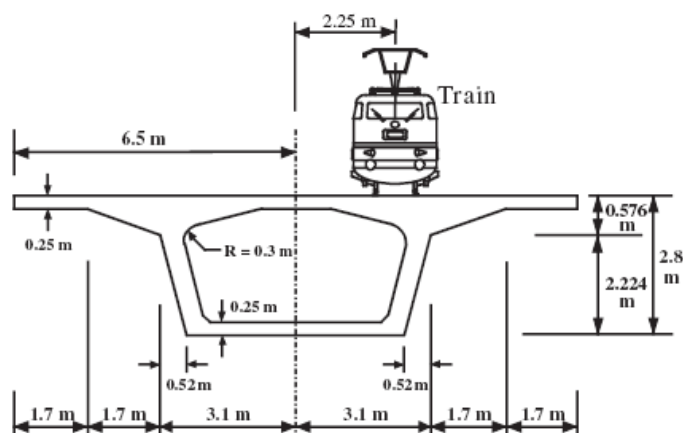


Fig. 5.9 – Secção transversal da ponte em betão pré-esforçado em Taiwan (Fonte: Ju *et al.*, 2006)

Em peças de betão armado é comum analisar-se o problema da torção como um esforço

transverso na largura efectiva em que as armaduras (transversais e longitudinais) são o elemento resistente.

## 5.7 Frequências de vibração da estrutura

A resolução do problema dinâmico com técnicas de sobreposição modal envolve a determinação dos modos de vibração da estrutura e respectivas frequências (ver 4.5.2). Os próprios métodos simplificados calculam a resposta da estrutura com base na frequência fundamental de vibração vertical.

Assim estão definidas no EN 1991-4 Anexo F as expressões que permitem determinar de forma simples os valores das primeiras frequências de vibração (vertical e torção) para uma ponte de secção em caixão a partir apenas da massa e rigidez das estruturas, os dois parâmetros definidos nos capítulos anteriores. As expressões surgem da aplicação do método de Rayleigh, Eq. (4.30), com o conhecimento das expressões que dão o modo de vibração fundamental de flexão vertical, caso das vigas simplesmente apoiadas, encastradas e em consola.

No Anexo D encontra-se a expressão que aproxima a frequência de vibração vertical para uma ponte de secção em caixão.

## 5.8 Irregularidades verticais da via e imperfeições do veículo

Em termos dinâmicos os efeitos de irregularidades da via (alteração da geometria original do carril) são uma fonte de excitação das pontes durante a passagem de veículos. A amplificação dinâmica do carregamento devido às irregularidades da via aumenta com a velocidade e diminui para pontes de longo vão e deve-se sobretudo à massa não suspensa dos veículos (Fig. 4.16) que contacta directamente com o perfil metálico.

Matematicamente a formulação destas irregularidades é de certo modo abstracta. Fryba (1996) divide as irregularidades em dois tipos: periódicas e aleatórias. Para a representação das primeiras recorre a uma série de Fourier com os parâmetros de Fourier definidos de acordo com as medições em serviço. Entre as irregularidades periódicas Fryba aponta o impacto de rodas amolgadas, efeito de travessas e vigas transversais, aproximação a pilares e encontros de pontes. Para a representação das irregularidades aleatórias define uma função de densidade espectral.

De forma a evitar tais representações complexas do perfil longitudinal da via o UIC definiu um factor  $\varphi''$  (Eq. (4.4)) que representa o efeito dinâmico adicional devido às irregularidades de via. Resulta dos estudos do comité D214 que esta expressão pode subestimar os efeitos das mesmas irregularidades em caso de ressonância e pontes de curto vão. Ainda assim a expressão anterior consta do EN 1991-2 e deve ser utilizada numa abordagem de dimensionamento da estrutura. De acordo com os mesmos estudos do comité as

irregularidades de via têm um maior efeito nas acelerações do tabuleiro que nos deslocamentos.

Os efeitos de irregularidade geométrica da via são de tal ordem importantes que um plano de manutenção da via pode chegar aos 15000 Euros anuais por km de via (Teixeira, 2008). Para linhas de alta velocidade é comum adoptar uma conservação preditiva, i.e., segundo o estado da via. Para avaliar o mesmo estado existem alguns aparelhos de medição especiais (Esveld, 2001).



Fig. 5.10 – Aparelho de manutenção localizada usado pela Deutsch Bahn (Fonte: Esveld, 2001)

Estes testes em serviço são mesmo exigidos pelas normas TSI, de acordo com a Tabela 2.2. Neste domínio, que sai do âmbito desta dissertação, devem ser cumpridos os requisitos do prEN 13848-5: Parte 5: Avaliação da qualidade geométrica da via.

A introdução de carris contínuos soldados, aparelhos de aperto elásticos e um melhor controlo de qualidade reduziram a necessidade de manutenção.

A escolha de carris com a cabeça endurecida (HSH – Head Special Hardened) tem sido uma tendência actual na rede de alta velocidade europeia. Menor desgaste, menos defeitos por fadiga (cortes e empenamentos) e amolgamentos são algumas das vantagens destes tipos de carris (Fig. 5.11).

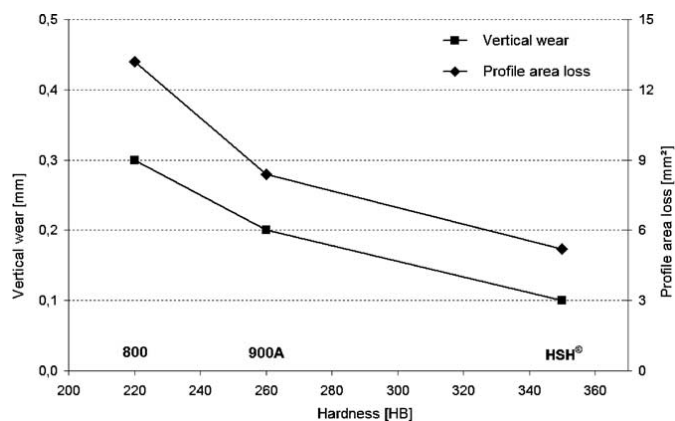


Fig. 5.11 – Dependência da perda de material por desgaste, segundo a escala de dureza (Fonte: Heyder, 2004)

Para se ter uma ideia da amplificação dinâmica sofrida em alta velocidade por efeitos de irregularidades de via e veículo atente-se aos estudos de Nielsen *et al.* (1995).

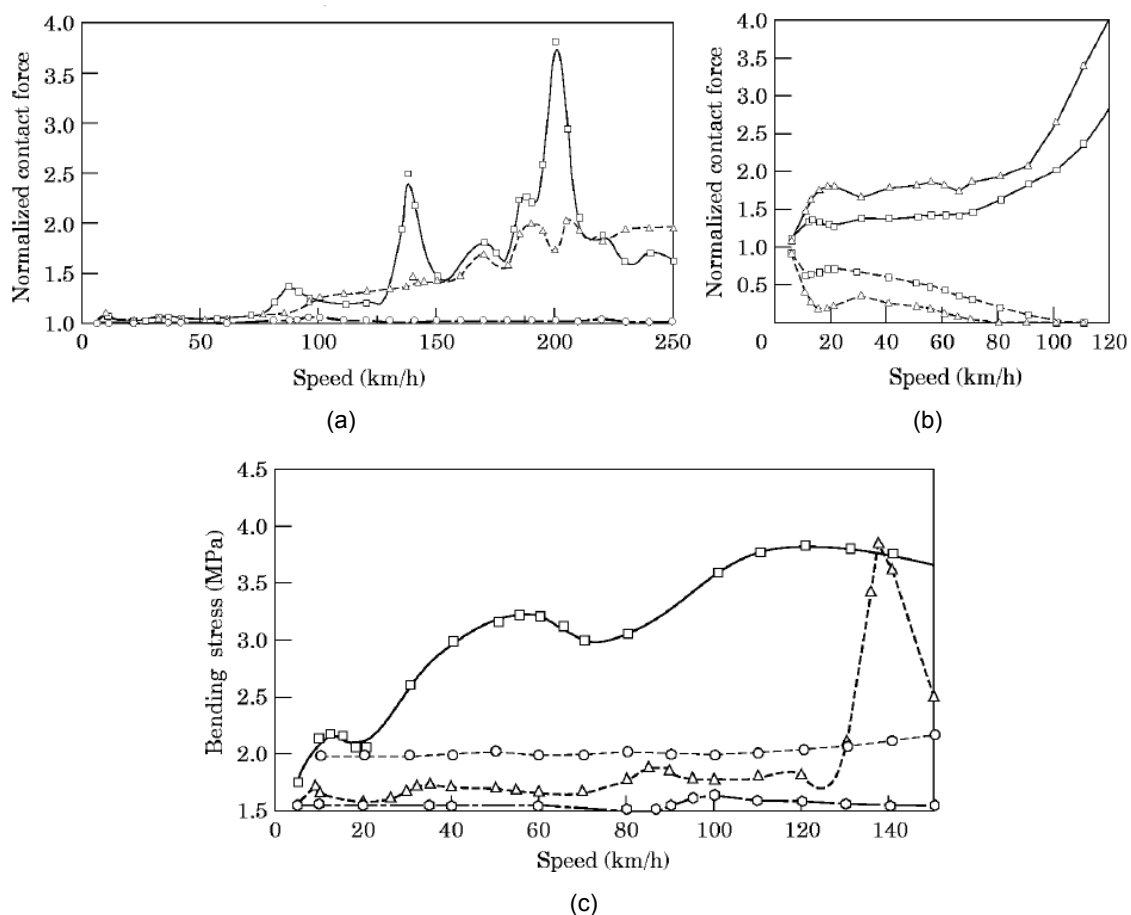


Fig. 5.12 – Estudos de Nielsen *et al.* conduzidos para uma modelação algébrica das irregularidades de via nos pontos de contacto com o comboio (modelo de interacção veículo-estrutura)

(a) Força de contacto máxima (normalizada a metade da força estática) entre a roda e o carril em função da velocidade do comboio quando um modelo de bogie, 6 graus de liberdade, percorre uma via corrugada (quadrado), quando um modelo de veículo, 3 graus de liberdade, percorre uma via corrugada (triângulo) ou quando um modelo de bogie percorre uma via perfeita (círculo). Para melhor perceber a modelação escolhida, ver Fig. 4.4.

(b) Força de contacto máxima e mínima entre a roda e o carril devido a uma roda amolgada 60 mm de profundidade (quadrado) e 90 mm (triângulo).

(c) Máxima tensão por flexão de uma travessa na fibra inferior devido a: amolgadura da roda (quadrado), carril corrugado (triângulo), via perfeita (hexágono) e travessa não suportada (círculo). Esta última situação está intrinsecamente ligada a uma má drenagem do balastro o que leva a erosão do mesmo.



## 6 Análise dinâmica de uma ponte ferroviária

O caso prático desta dissertação diz respeito à verificação de segurança de uma linha convencional à passagem de comboios de alta velocidade. Crê-se que à nova rede ferroviária de alta velocidade nacional sejam alocadas algumas das pontes existentes da linha comum de baixa velocidade pelo que é pertinente a realização deste tipo de avaliação.

A organização deste capítulo serve o esquema proposto ao Projectista na avaliação deste tipo de estruturas.

### 6.1 Descrição da ponte

A estrutura que foi dimensionada para o modelo de carga LM71 com um coeficiente  $\alpha$  de 1.21<sup>14</sup> e coeficiente dinâmico  $\Phi$  de 1.1, deve agora obedecer às seguintes condições (de acordo com 6.4.6.5 do EN 1991-2):

- Aceleração máxima do tabuleiro de 0.35g para o caso de estruturas balastradas ou 0.5g para estruturas não balastradas. Esta verificação deve ser feita com os modelos de carga HSLM e, se conhecidos, para os modelos de carga dos comboios reais que aí circulem,
- Os efeitos da carga vertical para os esforços da estrutura dados pelo mais desfavorável dos dois:

$$\left(1 + \varphi'_{din} + \frac{\varphi''}{2}\right) \times (HSLM \text{ ou } RT) \quad \text{Eq. (6.1)}$$

$$\Phi \times (LM71) \quad \text{Eq. (6.2)}$$

- A segurança adicional à fadiga pelo mais desfavorável dos dois casos indicados na alínea anterior.

Como não existe o conhecimento de comboios reais a adoptar na via portuguesa, escolhem-se apenas para o dimensionamento os dez modelos HSLM-A indicados para uma estrutura contínua.

A ponte em questão foi desenvolvida pelo autor no âmbito da disciplina de Pontes, tendo-se incluído neste Estudo Prévio “os elementos demonstrativos da implantação da obra e sua integração paisagística, secção a vazão a adoptar, natureza dos terrenos de fundação, solução estrutural adoptada, características dos materiais a utilizar na obra, acções consideradas no projecto e regulamentos utilizados na verificação da segurança estrutural”. Nesta dissertação reportar-se-á apenas à solução estrutural adoptada remetendo-se ao projecto de Pontes para um maior detalhe.

A ponte ferroviária tem duas vias, uma secção transversal de 12.3 metros (Fig. 6.1 (a)) e um desenvolvimento longitudinal em três vãos de 40+72.5+40 m (Fig. 6.1 (b)). O processo

---

<sup>14</sup> prevendo um possível tráfego de mercadorias

construtivo adoptado para o tabuleiro foi o de avanços sucessivos, marcados em alçado, envolvendo duas fases de pré-esforço: pré-esforço de consola (construtivo) e de continuidade (de serviço). Um conjunto de sete aduelas mais a de fecho perfazem o número de avanços escolhido para simular uma forma parabólica do tabuleiro. As aduelas de betão armado pré-esforçado betonado “in situ” têm a altura máxima de 4.45 metros (secção de apoio) e a mínima de 2.45 m (secção a meio vão). O betão é de classe C35/45 ( $E_{din} = 34GPa$ , de acordo com o Tabela 5.2), as armaduras ordinárias A500NR e aço de pré-esforço A1670/1860. O critério de compressão em todas as secções para qual o pré-esforço (tanto o de consola como o de continuidade) é dimensionado é garantia da não-fendilhação do betão e a utilização do valor de 0.2 para o coeficiente de Poisson.

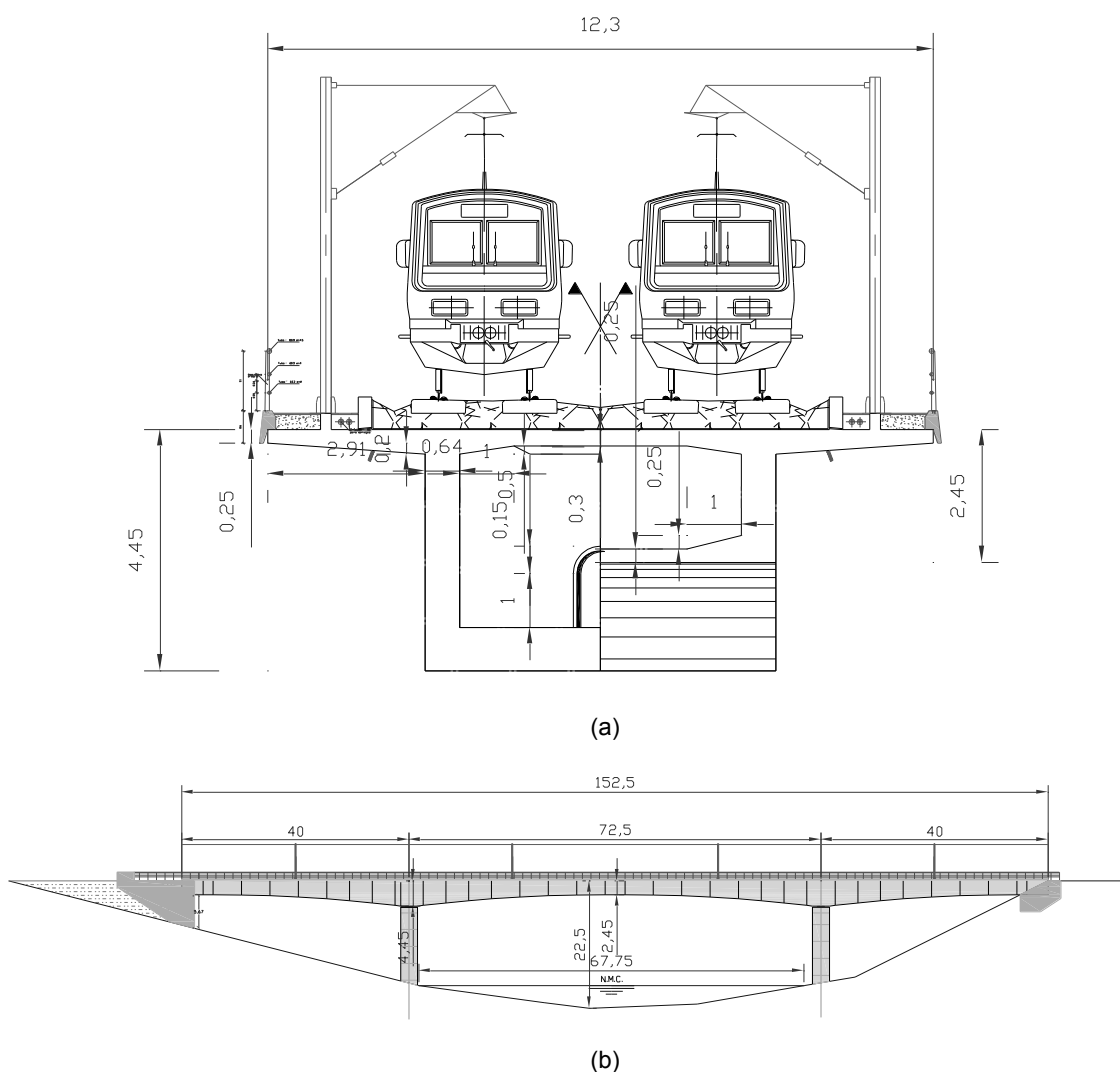


Fig. 6.1 – Secção transversal no apoio e meio vão (a) e alçado (b)

A ligação superestrutura-infraestrutura faz-se por dois aparelhos de apoio por pilar/encontro com rotação e deslocamento longitudinal libertos (a menos de um dos encontros). O efeito da flexibilidade vertical destes apoios é desprezado na análise feita.



Finalmente, nas secções de apoio e extremidade foram betonados diafragmas de um metro de espessura.

Uma atenção especial para a particularidade deste método construtivo influenciar o diagrama de esforços do peso próprio, que no instante inicial tem o andamento de consola e a tempo infinito tende para uma ponderação deste diagrama e o diagrama elástico da estrutura hiperestática (efeito de fluência). Portanto nos ensaios computacionais contabiliza-se apenas o efeito da sobrecarga móvel para o cálculo das respostas. O coeficiente dinâmico  $\phi$  usado na análise estática equivalente da linha convencional foi obtido através da seguinte fórmula (RSA):

$$\phi = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 = 1.002 < 1.1 \Rightarrow \phi = 1.1 \quad \text{Eq. (6.3)}$$

onde,

$L_\phi$  Comprimento equivalente, caso 5.2 da tabela 6.2 do EN1991-2 ( $= 1.3 \times \frac{L_1+L_2+L_3}{3} = 66.08m$ )

Da mesma forma uma das alterações do modelo de alta velocidade consiste na distância entre eixos da via, adoptada de 4.6 m (em oposição aos 4.1 m da linha convencional).

Para as análises modais, ao peso próprio da estrutura foi adicionado a restante carga permanente, peso dos vários elementos que se encontram à face do tabuleiro:

Tabela 6.1 – Restantes cargas permanentes consideradas no tabuleiro de uma ponte ferroviária convencional. Considerou-se no modelo da alta velocidade as mesmas densidades mas adaptou-se a geometria do balastro à rede de alta velocidade (ver 6.5)

RCP	KN/m	RCP	KN/m
Carris + Travessas	12	Caixa de serviços (c/ enchimento de passeio)	5.4
Viga de bordadura	4.5	Fracção de passeio	8.91
Guarda-corpos	1.5	Viga entre passeio e balastro	7.5
Viga de apoio da catenária	3	<b>Balastro</b>	<b>139.125</b>
Catenária	0.56	TOTAL	182.495

O problema da fadiga foi já abordado no Estudo Prévio da ponte. Na altura foi considerado o efeito de n ciclos de carga ao longo da vida da estrutura na redução do pré-esforço útil por perdas diferidas. Como os momentos flectores a alta velocidade são bastante menores (ver Fig. 6.7 b)), prevê-se que a tensão instalada ao nível dos cabos de pré-esforço seja também menor e assim a variação de tensão em cada novo ciclo também. Assim sendo, considerou-se como tal verificada a segurança à fadiga dos cabos de pré-esforço. Ainda assim, remete-se para o Anexo D do EN 1991-2 e para os trabalhos de Sousa *et al.* (2007) para um melhor entendimento da matéria.

## 6.2 Modelação da ponte

Atente-se às conclusões do ERRI D214/RP9 relativamente às comparações entre os valores medidos e calculados em pontes existentes. É verificado em regra que os deslocamentos estimados são menores que os calculados para qualquer modelação feita. O mesmo documento toma como exemplo uma ponte de três vãos de 30.2, 53.2 e 30.2m de vigas metálicas e laje de 400mm de espessura em betão armado e diafragmas nas secções de extremidade. Para a modelação desta ponte foram escolhidos dois modelos: Modelo de Grelha e Modelo de Elementos Finitos de Casca, os mais comuns no desenho deste tipo de estruturas.

O Modelo de Grelha revelou-se mais rápido para correr mas sobrestimou em demasia os deslocamentos devido à hipótese simplificada de ignorar o comportamento à tracção do betão nas secções de apoio.

O Modelo de Elementos Finitos de Casca apresentou deslocamentos mais próximos àqueles registados no local. Mesmo assim, para suprimir a sobrestimação dos deslocamentos decidiu-se modificar o módulo elástico do betão armado para 40GPa, sendo esta a única alteração que teve efeitos práticos (reduziu em 5% os deslocamentos estimados). No caso de estudo desta dissertação a redução seria consideravelmente maior uma vez que a secção em caixão é toda ela em betão armado.

Assim, sendo, concluiu-se que o modelo de elementos finitos estima com maior exactidão que o modelo de grelha o comportamento à flexão nos vãos de extremidade e central e o comportamento à torção no vão central.

Recomenda então o ERRI que para uma estimativa conservativa dos deslocamentos um modelo bidimensional será suficiente. Quando se pretende resultados mais exactos para o comportamento da estrutura um modelo tridimensional deve ser feito.

Uma atenção especial na interpretação das conclusões do ERRI que entram em conflito com as conclusões deste modelo – para este caso de estudo considerou-se tanto o comportamento à compressão como à tracção do betão, daí os modelos de grelha e viga serem de facto mais rígidos e, por consequência, registarem menores deslocamentos comparados ao modelo de elementos finitos de casca.

Uma vez que a secção em estudo é de altura variável a utilização de um modelo de grelha não é prática. Uma das simplificações de modelo de grelha proposta para secções em caixão é a de Song (2001). Nesta simplificação a divisão longitudinal faz-se para duas grelhas simétricas, indicadas na Fig. 6.2 (a). Como a secção é variável ocorre um desvio do eixo longitudinal a cada nova aduela pois existe uma mudança da posição do centro de massa segundo a horizontal. Se ainda assim se pretendesse elaborar o modelo de grelha usar-se-ia a Fig. 6.2 (b) para a definição das grelhas transversais.

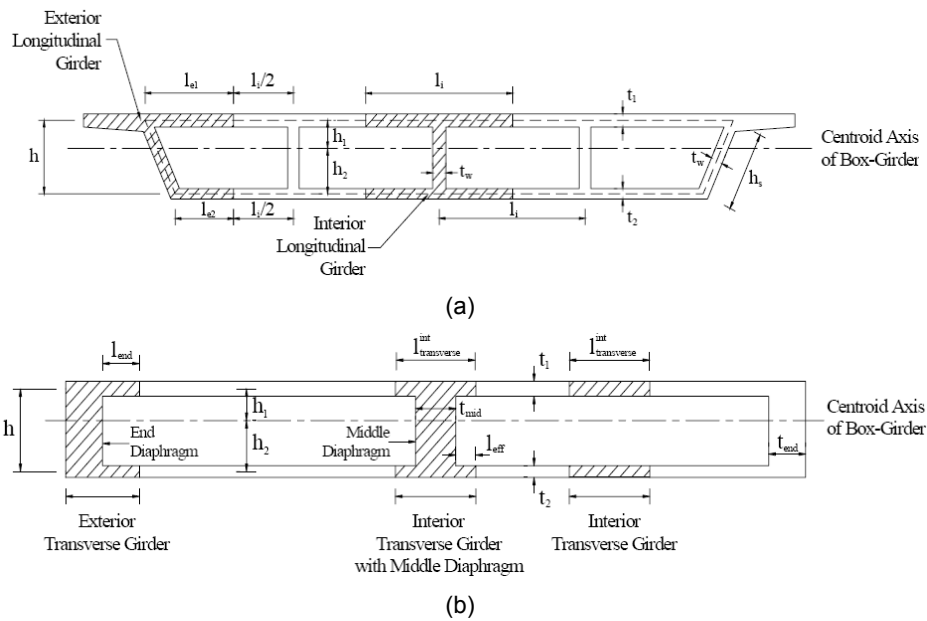


Fig. 6.2 – Secção efectiva para determinar momentos de inércia e áreas de corte para as grelhas longitudinalais (a) e transversais (b) (Fonte: Song, 2001)

Dos ensaios realizados por outros autores com o mesmo programa de cálculo e pré-processador, o tempo de processamento dos modelos de grelha e casca foi aproximadamente o mesmo. Por sua vez o desenho da estrutura com o Bridge Module do SAP2000 é bastante intuitivo, definindo-se aí as variações paramétricas de altura da secção e altura do banzo inferior, comprimentos de aduelas, condições de apoio e diafragmas. O modelo pode depois ser dado como viga, modelo de casca ou modelo sólido.

Para o caso de estudo optou-se assim por elaborar dois modelos: **Modelo de Viga e Modelo de Elementos Finitos de Casca** (ordenado por refinamento). O modelo de viga pode impor certos exageros de simplificação: por exemplo, o comportamento da laje superior, com flexão cilíndrica quando a carga é aplicada longe da alma, não é contabilizado neste modelo, onde a mesma funciona apenas como banzo superior. É fácil de perceber que quanto mais detalhada for a representação da estrutura, com os seus fenómenos locais, melhores os resultados obtidos. A utilização do modelo de viga que à partida pode constituir uma incógnita na variabilidade dos resultados constitui já a prática comum em gabinetes de projecto. Analisar-se-á as diferenças com o modelo de casca.

O primeiro modelo para os ensaios, Fig. 6.3, trata-se da representação mais simplista da ponte com as dimensões nominais (de planta) e sem a consideração da interacção carril-estrutura ou o comportamento estrutural do balastro. Para as análises preliminares é suficiente pelo que alguns destes parâmetros são tratados mais à frente.

No modelo de viga após o seu desenho foi necessário adicionalmente considerar momento de inércia polar em cada secção de forma a considerar a massa afastada do centro de massa e assim incluir o efeito da torção nos modos de vibração. Foi atribuído ao nó central de cada aduela um momento de inércia na direcção 1-1 com o valor:

$$I_{rx} = L_{aduela} \times \frac{J_i + J_{i+1}}{2} \times \frac{Y}{g} \quad (kN \cdot m \cdot s^2) \quad \text{Eq. (6.4)}$$

onde,

- $L_{aduela}$  Comprimento da aduela (m)
- $J_i$  Constante de torção para a secção inicial da aduela
- $J_f$  Constante de torção para a secção final da aduela
- $\gamma$  Peso volúmico da aduela ( $=25 \text{ kN/m}^3$ )
- $g$  Constante gravitacional ( $=9.8 \text{ m/s}^2$ )

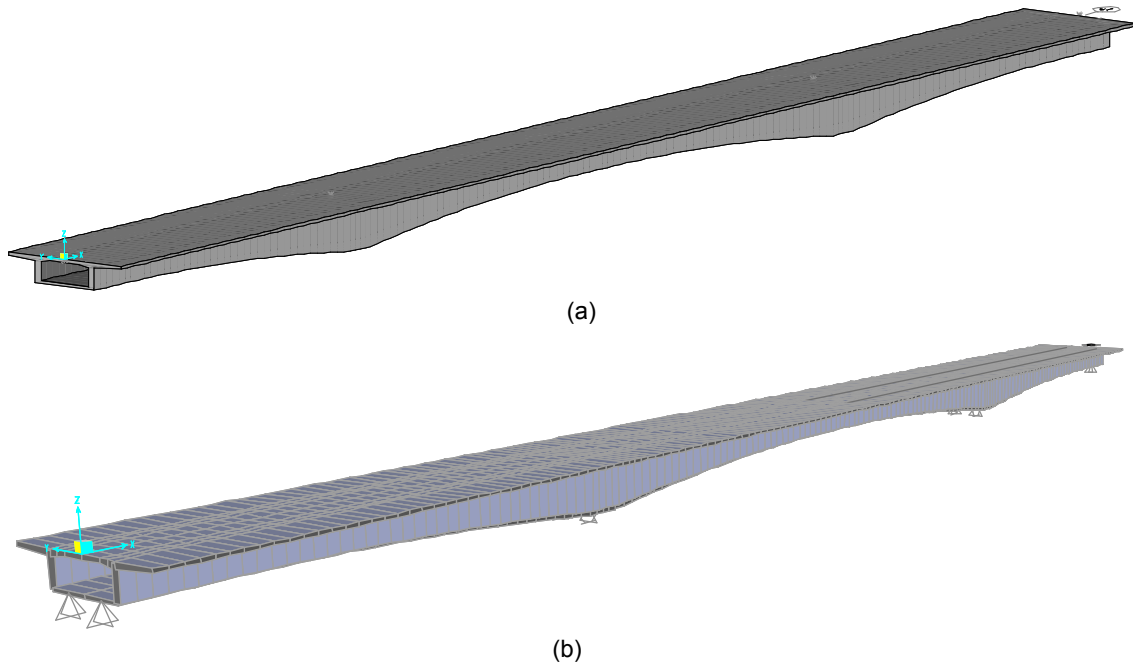


Fig. 6.3 – Representação tridimensional da ponte em modelo de viga (a) e modelo de casca (b). No Anexo E encontram-se as propriedades de cada secção (bridge sections) e aduela (bridge span). Na imagem não é possível ver que no modelo de viga foi considerado apenas um apoio por pilar/encontro com a rotação em 1-1 (torção) fixa.

O modelo de cargas foi, por defeito, colocado no centro da via. Uma modificação do *output* do pré-processador permitiu ainda considerar a hipótese de encaminhar metade das cargas em cada carril, usada em análises posteriores (ver 4.5.3). A diferença das respostas é ínfima como mostra a Fig. 6.4.

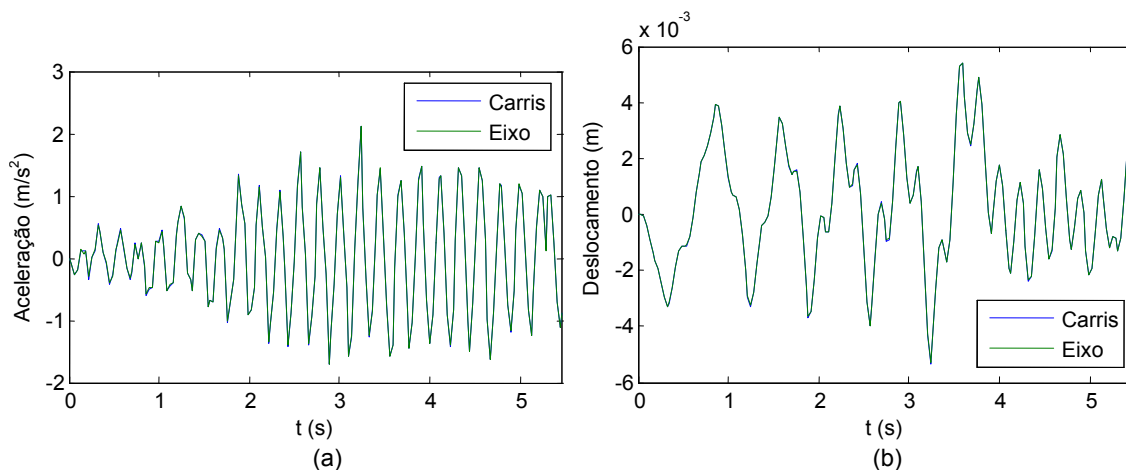


Fig. 6.4 – Comparação da aceleração vertical (a) e do deslocamento vertical (b) a meio vão de extremidade para a passagem do comboio HSLM-A2 à velocidade de 390km/h para o caso em que o modelo de cargas está dividido em dois carris ou alinhado no eixo da via.

### 6.3 Manipulação dos modelos de viga e casca

Como o modelo de casca é mais refinado força-se o modelo de viga a devolver os mesmos resultados por manipulação cuidada e justificada da rigidez da estrutura em certas zonas uma vez que este modelo sobrestima as rigidezes de flexão e, sobretudo, de torção. Este ajuste pode variar de caso para caso mas sugerem-se nesta dissertação algumas modificações a adoptar em regra.

No Anexo F encontram-se os resultados de todas as análises modais efectuadas no estudo desta ponte: modelo de viga original, viga (modificado), casca e balastrado. Contém todos os modos de vibração de frequência até os 30 Hz, factores de participação de massa máximos e representação gráfica dos primeiros quatro modos vertical, primeiros dois horizontais e primeiros dois de torção.

#### 6.3.1 Análise Estática

Pretende-se numa primeira fase saber quais as diferenças de resposta (deslocamentos e rotações) dos dois modelos originais para a passagem do modelo de carga LM71 (UIC-n1 em SAP2000, sem coeficiente dinâmico) apenas numa das linhas:

Tabela 6.2 – Resultados da análise estática nos dois modelos

	Modelo de viga original		Modelo de casca		ε <sub>viga-casca</sub> (%)	
	Nó 72	Nó 352	Nó 862	Nó 366	72 - 862	352-366
<b>u<sub>z</sub> (Abs)</b> <b>(cm)</b>	0.76	2.78	0.90	3.25	-15.73%	-14.57%
<b>Θ<sub>x</sub> (Max)</b> <b>(mrad)</b>	0.14	0.32	0.55	0.88	-74.86%	-64.03%

NOTA: Nó 72 (MV) e Nó 862 (MC) : (x,y,z) =(17.5,0,0) – Ponto de resposta máxima no vão lateral. Como se trata de uma ponte de altura variável o máximo desvia dos 5/8 de vão (modelo simplesmente apoiado – encastrado) para 1/2 vão. São também estudados mais à frente os pontos simetricamente opostos: Nó 652 (MV) e Nó 1612 (MC) : (x,y,z) =(135,0,0).

Nó 352 (MV) e Nó 366 (MC) : (x,y,z) =(76.25,0,0) – Ponto de resposta máxima no vão central - 1/2 vão.

Os resultados confirmam o princípio de maior rigidez do elemento de viga. Os dados relativamente aos esforços obtidos poderiam também ser incluídos porém o autor optou não o fazer uma vez que os desvios entre as reacções de apoio da estrutura hiperestática obtidos entre modelos são bastante pequenos.

### 6.3.2 Análise Modal

A determinação das frequências próprias e modos de vibração da estrutura é um procedimento obrigatório para o tipo de análise escolhida, sobreposição modal. Os dois modelos originais apresentam logo diferenças neste aspecto, uma vez que nem sequer o número de graus de liberdade é igual.

A análise modal efectuada engloba todos os modos de vibração até aos 30 Hz, de acordo com o A2.4.4.2.1(4) do EN 1990. O número total de modos de vibração neste intervalo é de 20 e 63 para os modelos de viga e casca, respectivamente. O tempo de corrida para esta análise foi de 0:48 segs para o modelo de viga e 4:38 segs para o modelo de casca, o que traduz a diferença de recursos computacionais necessários para cada modelo.

De acordo com a Tabela F.1, os valores máximos próximos para os factores de participação de massa nos primeiros quatro modos de vibração demonstram que a variação registada nas frequências depende não da massa mobilizada para cada modo mas da rigidez da estrutura a esse movimento.

### 6.3.3 Modificação do modelo de viga original

Procurou-se, assim, através do SAP2000 modificar as propriedades da secção para diminuir o desvio entre as frequências e o desvio entre os deslocamentos.

Após algumas iterações chegaram-se aos valores óptimos: 0.9 e 0.32 para multiplicadores do momento de inércia segundo 3-3 e constante de torção, respectivamente.

#### Análise estática

O mesmo procedimento descrito em 6.3.1 foi adoptado para o caso.

Tabela 6.3 – Resultados da análise estática nos dois modelos

	Modelo de viga (modificado)		Modelo de casca		$\epsilon_{\text{viga-casca}} (\%)$	
	Nó 72	Nó 352	Nó 862	Nó 366	72 - 862	352-366
<b><math>u_z</math> (Abs)</b> <b>(cm)</b>	0.83	3.04	0.90	3.25	-8.09%	-6.56%
<b><math>\Theta_x</math> (Max)</b> <b>(mrad)</b>	0.43	1.10	0.55	0.88	-21.31%	21.83%

De facto nota-se uma melhoria significativa dos resultados. A diminuição da rigidez de flexão vertical pelo ajuste do momento de inércia segundo 3-3 leva a que o desvio entre os deslocamentos verticais  $u_z$  tenha diminuído. Da mesma forma, a diminuição da rigidez de torção, esta mais drástica, levou também ao equilíbrio de desvios da rotação  $\Theta_x$  para os nós de meio vão de extremidade (negativo) e central (positivo).

### Análise modal

Compararam-se de seguida os modos de vibração obtidos para os modelos de viga original e modificado e o modelo de casca. O objectivo mais uma vez foi o de diminuir o desvio entre modos de vibração tendo em conta o factor de participação de massas de cada um, i.e., a importância na resposta total da estrutura. Procurou-se acertar os primeiros quatro modos de vibração vertical, primeiros dois de vibração horizontal e primeiros dois de torção.

Modelo de viga original			Modelo de viga (modificado)			Modelo de casca	
Freq(Hz)	Tipo de modo	$\epsilon_{\text{viga-casca}} (\%)$	Freq(Hz)	Tipo de modo	$\epsilon_{\text{viga-casca}} (\%)$	Freq(Hz)	Tipo de modo
2.10	1°V	10.53%	2.01	1°V	5.79%	1.90	1°V
4.06	2°V	5.73%	3.86	2°V	0.52%	3.84	2°V
4.53	1°H	-3.41%	4.26	1°H	-9.17%	4.69	1°H
5.44	3°V	-3.89%	5.18	3°V	-8.48%	5.66	3°V
7.45	4°V	14.26%	7.10	4°V	8.90%	6.52	4°V
9.49	1°M	4.86%	9.22	1°M	1.88%	9.05	1°M
...			...			...	
20.24	2°M	44.16%	13.48	2°M	-3.99%	14.04	2°M
...			...			...	
22.69	1°T	28.26%	20.51	1°T	15.94%	17.69	1°T

Legenda: V – Vertical, H – Horizontal, M – Misto (Horizontal + Torção) e T – Torção pura

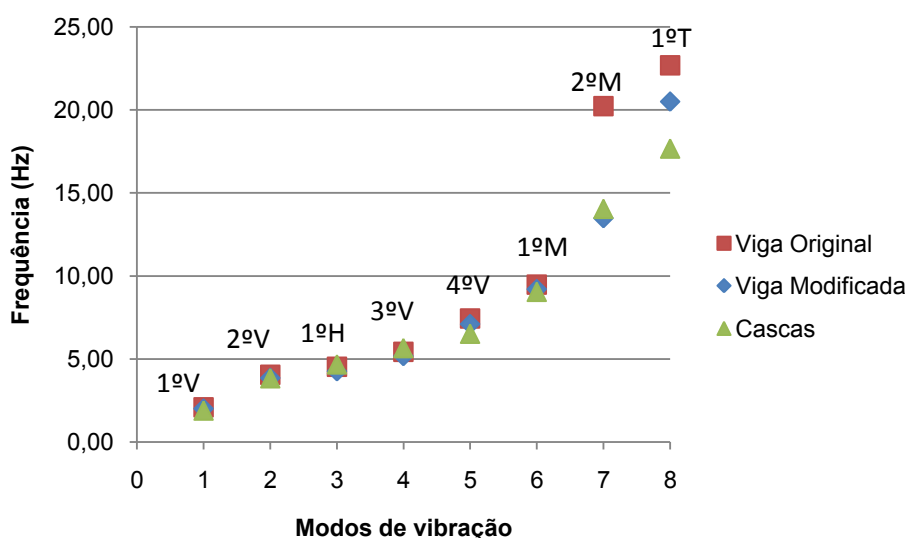


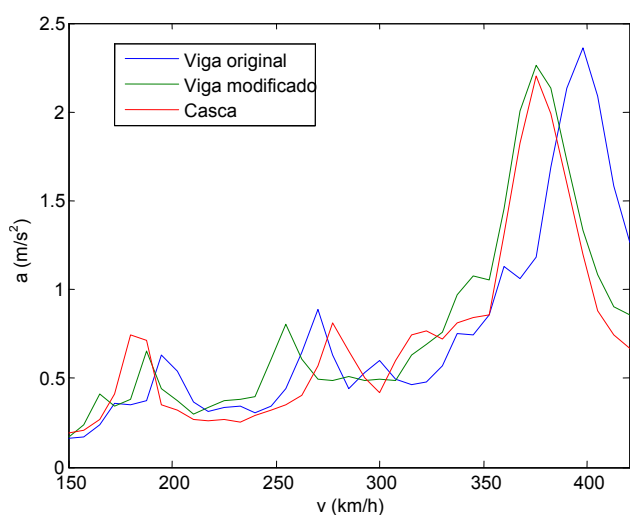
Fig. 6.5 – Aproximação dos principais modos de vibração do modelo de viga aos modos do modelo de casca

Neste campo também foi notória uma melhoria significativa dos resultados. É porém impossível reduzir a zero os desvios dos modos de vibração por manipulação geral (não local) da estrutura. Uma das limitações na redução da inércia segundo 3-3 prendeu-se com o 3° modo de vibração vertical cujo factor de participação de massas é o mais elevado segundo  $u_z$ . Desta forma recomenda-se uma nova correcção para os multiplicadores com base em valores medidos em serviço.

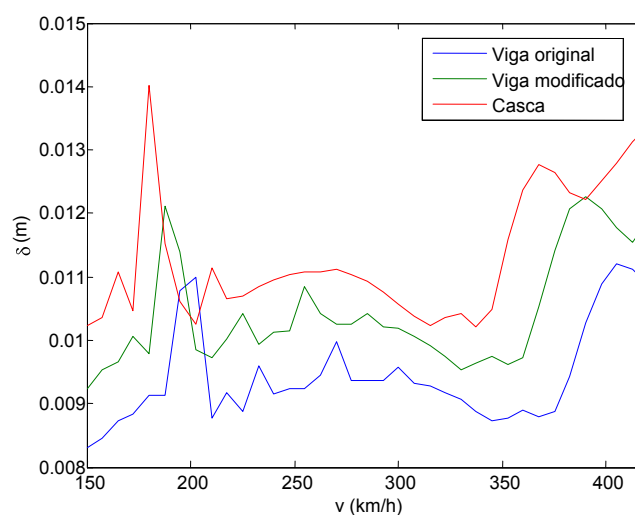
## Comparação de respostas

Resume-se em seguida as conclusões retiradas da análise comparativa:

- **A modificação do modelo de viga resulta numa melhor aproximação ao modelo de casca (ver Fig. 6.6 a) e b)).**
- O acerto nos modos de vibração dos modelos de viga modificado e casca estão patentes no gráfico de resposta em função do tempo (ver Fig. 6.6 a)). No mesmo gráfico se percebe que o período dos ciclos de vibração do modelo original é menor.
- Quando o modelo de casca está em ressonância há uma diferença entre os modelos de viga, principalmente para o original. Para velocidades fora da ressonância a diferença entre modelos tende logicamente a diminuir (ver Fig. 6.6 c) e d)).
- Em relação às acelerações, os modelos de viga modificado e casca apresentam registos máximos com um desvio médio de 10% com alguma dispersão (ver Fig. 6.8) mas para as mesmas velocidades de ressonância, em regra. Fazendo a comparação com o modelo de viga original, como as frequências de vibração não estão perfeitamente alinhadas mas a frequência da excitação é igual, a ressonância dá-se para velocidades diferentes (desvio médio de velocidades de 3%) o que implica variações nos máximos. O desvio de velocidades tem um valor positivo pois é espectável que as velocidades de ressonância sejam maiores neste último modelo (Eq. (4.57)).
- Em relação aos deslocamentos, o modelo de viga modificado apresenta registos máximos inferiores (8%, em média – ver Fig. 6.11 - e ver Fig. 6.6 d) e f)), como seria de esperar dada a maior rigidez do modelo, mas ainda assim melhores que o modelo original.



(a)



(b)



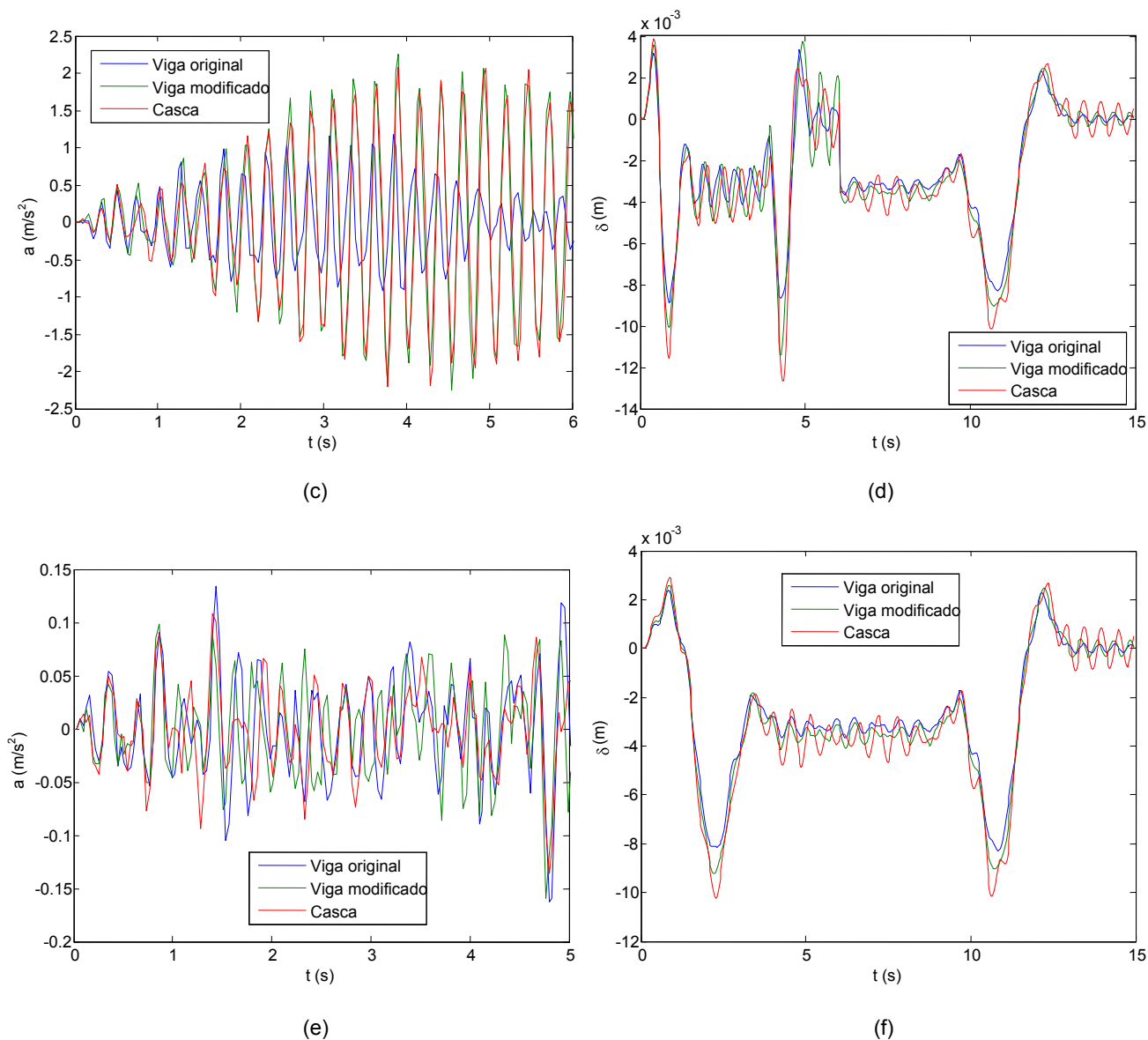


Fig. 6.6 – Comparação das acelerações (a) e deslocamentos (b) máximos para a passagem do comboio HSLM-A10 nos modelos de viga e casca.

Comparação das respostas em função do tempo para a passagem do comboio HSLM-A10 nos modelos de viga e casca: aceleração vertical à velocidade de ressonância do modelo de casca  $v=375\text{km/h}$  (c), deslocamento vertical à velocidade de ressonância do modelo de casca  $v=375\text{km/h}$  (d), aceleração vertical fora da velocidade de ressonância  $v=150\text{km/h}$  (e), deslocamento vertical fora da velocidade de ressonância  $v=150\text{km/h}$  (f). A aceleração vertical é medida no vão de extremidade e o deslocamento máximo medido no vão central (ver Tabela 6.2 para coordenadas).

#### 6.4 Verificação de segurança segundo o EN 1991-2

Uma vez completos os modelos anteriores passa-se à verificação da segurança da estrutura segundo os critérios do EN 1991-2 e EN 1990 - A2.2.4. Serão considerados apenas os critérios que exigem adicionalmente verificações para os comboios universais HSLM.

#### 6.4.1 Estados limites últimos

Estudam-se primeiro os esforços desenvolvidos na estrutura pelo mais desfavorável dos dois casos:

$$\left(1 + \varphi'_{din} + \frac{\varphi''}{2}\right) \times (HSLM) = HSLM \quad \text{Eq. (6.5)}$$

$$\Phi \times (LM71 \times \alpha) = (1 + 1.1) \times (1.21 \times LM71) = 1.331 \times LM71 \quad \text{Eq. (6.6)}$$

onde,

$$\varphi'' = 1 \times \left[ 0.56e^{-\left(\frac{66.08}{10}\right)^2} + 0.50 \left( \frac{2.0 \times 66.08}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{66.08}{20}\right)^2} \right] = 5.92 \times 10^{-6} \approx 0$$

O factor  $\varphi'_{din}$  (normas UIC e EN) representa o incremento dinâmico do modelo de cargas. Numa análise dinâmica, conforme a efectuada, deixa de fazer sentido considerar este incremento, optando-se assim por multiplicar os resultados obtidos apenas por  $\left(1 + \frac{\varphi''}{2}\right)$  para entrar em conta com o efeito das irregularidades de via. Para a ponte em questão despreza-se o efeito das irregularidades.

O modelo LM71 foi também multiplicado pelo coeficiente  $\alpha = 1.21$ , de acordo com o ATE.

Faça-se a comparação dos pesos dos dois modelos de carga:

- Modelo  $LM71 \times 1.331$  (se no meio vão central):

$$1.331 \times [(72.5 - (0.8 \times 2 + 1.6 \times 3)) \times 80 + 4 \times 250] = 8369.33KN \quad \text{Eq. (6.7)}$$

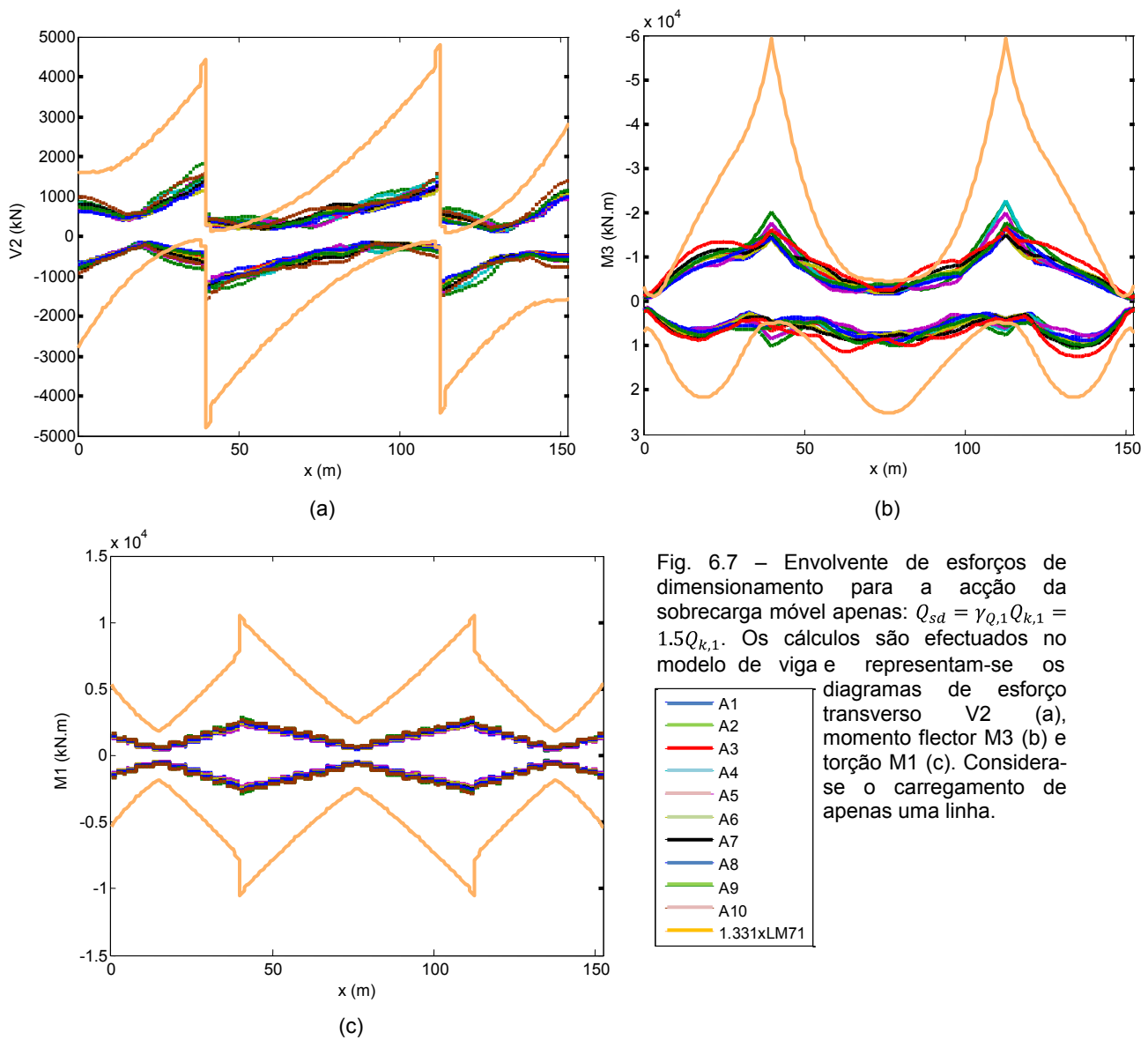
- Modelo  $HSLM - A2$  (mais pesado dos comboios de alta velocidade):

$$17 \times 200 = 3400KN \quad \text{Eq. (6.8)}$$

Destes resultados se conclui que o modelo LM71 é cerca de duas vezes e meia mais pesado que o modelo HSLM-A2 o que, à semelhança da Fig. 6.7, permite concluir que mesmo com amplificação dinâmica os esforços produzidos pelo último dificilmente serão mais penalizadores para a estrutura, principalmente em pontes de longo vão como é o caso.

Uma atenção especial para alguns pontos localizados em que o efeito da sobrecarga dinâmica é de facto mais desfavorável: esforço transversal positivo à direita dos apoios e momento positivo nos vãos de extremidade próximo dos apoios. São situações pontuais que poderão levar apenas a um maior cuidado no plano de dispensas das armaduras.

**Para o caso de estudo e de acordo com a Fig. 6.7, uma vez dimensionada para o tráfego ferroviário convencional, a ponte verifica a segurança para os estados limites últimos em caso de tráfego ferroviário de alta velocidade.**



#### 6.4.2 Estados limites de utilização

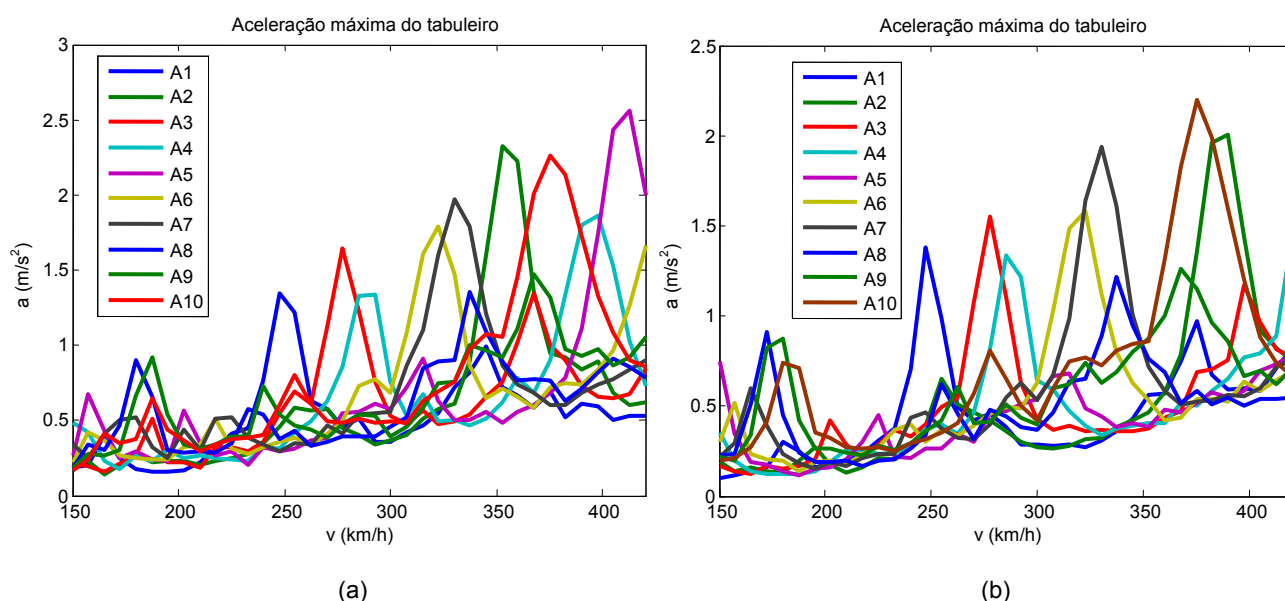
Neste capítulo dar-se-á uma especial atenção aos critérios de aceleração, deslocamento e distorção máximos. Aqueles que não são aqui mencionados (e.g.: deslocamento transversal e longitudinal) têm o modelo LM71 como o condicionante, pelo que se remete ao Estudo Prévio para estas verificações (Pereira *et al*, 2007). Outros são apenas medidos em serviço, tais como, o levantamento nos apoios ou o deslocamento vertical no final do tabuleiro para lá do apoio.

Uma atenção especial à deformação transversal e vibração do tabuleiro: a primeira frequência de vibração lateral é de 4.26Hz para o modelo de viga e 4.69Hz para o modelo de casca, valores acima do mínimo recomendado na alínea A.2.4.4.2.4(3): 1.2Hz. Para frequências menores dá-se a ressonância entre a excitação lateral da circulação do comboio e a ponte. Para uma melhor compreensão deste fenómeno aconselha-se a leitura de Dias (2007).

Os ensaios serão conduzidos tanto para o modelo LM71 multiplicado apenas pelo coeficiente dinâmico  $\phi$  como para os modelos HSLM. Segundo a Tabela 6.10 do EN 1991-2, as verificações de aceleração máxima e conforto do passageiro devem ser feitas com apenas uma via carregada.

#### 6.4.2.1 Aceleração vertical do tabuleiro

O primeiro critério de segurança em serviço pretende evitar a instabilidade do balastro e folga excessiva no contacto entre carril e roda. Para o caso de estudo, via balastrada, a aceleração vertical máxima permitida é de  $3.5\text{m/s}^2$ . Como tal procurou-se determinar quais as acelerações produzidas pelos dez modelos HSLM-A e assegurar que se encontravam de acordo com as recomendações.



Comboio	Modelo de viga		Modelo de casca		$\epsilon_{\text{viga-casca}} (\%)$
	Accl <sub>máximo</sub> ( $\text{m/s}^2$ )	V <sub>acel máxima</sub> (km/h)	Accl <sub>máximo</sub> ( $\text{m/s}^2$ )	V <sub>acel máxima</sub> (km/h)	
HSLM – A1	1.35	247.5	1.38	247.5	-2.17%
HSLM – A2	2.32	352.5	2.19	388.5	5.94%
HSLM – A3	1.65	277.5	1.55	277.5	6.45%
HSLM – A4	1.86	397.5	1.46	420	27.40%
HSLM – A5 <sup>15</sup>	<b>2.56</b>	<b>412.5</b>	0.79	420	224.05%
HSLM – A6	1.79	322.5	1.58	322.5	13.29%
HSLM – A7	1.98	330	1.94	330	2.06%
HSLM – A8	1.35	337.5	1.22	337.5	10.66%
HSLM – A9	1.48	367.5	1.26	367.5	17.46%
HSLM – A10	2.26	375	<b>2.20</b>	<b>377.5</b>	2.73%

Fig. 6.8 – Acelerações verticais máximas do tabuleiro para os dez comboios HSLM-A no modelo de viga (a) e no modelo de casca (b).

<sup>15</sup> Desprezou-se o desvio verificado neste comboio. Pela Fig. 6.8 a) percebe-se que a aceleração máxima cresce bruscamente próximo dos 420km/h. Se o intervalo de velocidades em estudo aumentasse em 10% a aceleração máxima obtida pelo modelo de casca aproximar-se-ia dos valores de viga.

Relembre-se que o passo de velocidade é de 7.5km/h. Decidiu-se apenas diminuir este passo para os comboios que causaram maior aceleração no vão, HSLM-A2 e HSLM-A10. Assim sendo obtiveram-se os resultados apresentados na Fig. 6.8.

Caso geral a aceleração máxima deu-se no meio vão de extremidade. Os valores anteriores foram medidos no eixo longitudinal da ponte ( $y = 0$ ). Um novo ensaio permitiu analisar as várias acelerações registadas ao longo de um corte transversal.

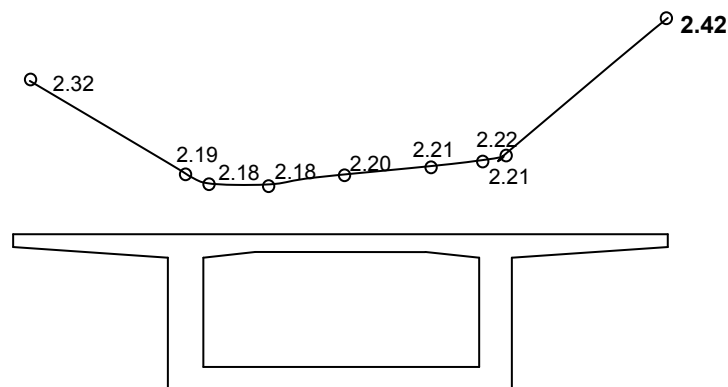


Fig. 6.9 – Corte transversal com as acelerações em  $x = 135m$  para o comboio HSLM-A10 à velocidade de 377.5km/h

Assim a máxima aceleração registada no tabuleiro foi de  $2.42 m/s^2$ , segundo o modelo de casca. Este valor é medido no extremo da consola que se sabe estar fora da área balastrada. Considere-se então, para o caso geral, a medição da aceleração no eixo longitudinal para efeitos de verificação.

**Para o caso de estudo e de acordo com a Fig. 6.8 e Fig. 6.9, a ponte verifica a segurança para a aceleração máxima vertical do tabuleiro,  $3.5 m/s^2$ : 27% abaixo do valor limite para o modelo de viga e 37% para o modelo de casca.**

#### 6.4.2.2 Deslocamento vertical do tabuleiro

O critério de limitação da flecha pretende evitar a mudança da geometria vertical da via e em geral garantir a hipótese dos pequenos deslocamentos para estruturas robustas (pontos 1 e 2). Por outro lado, para um sistema que não contempla a interação veículo-estrutura, como o do caso de estudo, o mesmo critério pode ser utilizado para assegurar o conforto do passageiro (ponto 3).

- Segundo o A2.4.4.2.3 do EN 1990 deve garantir-se que, para todas as configurações de carga possíveis com os seus valores característicos, o deslocamento vertical máximo ao longo da via devido ao tráfego ferroviário não ultrapassa os  $L_{\phi}/600$  (=11cm para o caso de estudo). Como a Tabela 6.10 do EN 1991-2 define que para esta verificação devem ser carregadas uma ou duas vias (se mais condicionante). Então,

numa abordagem dual do problema, carrega-se apenas uma das vias e reduz-se para metade o deslocamento máximo permitido

- Segundo o 4.2.1.1.3 do IAPF2007 deve garantir-se que, para as mesmas condições da alínea anterior, a rotação máxima do tabuleiro nos seus apoios é, para uma via balastrada, igual a  $\theta = 6.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$  (entre tabuleiro e encontro) ou  $(\theta_1 + \theta_2) = 10 \times 10^{-3} \text{ rad}$  (num apoio interior). Esta verificação em particular pretende limitar tensões adicionais nos carris, forças de levantamento nos sistemas de prega dos carris e descontinuidade angular nas juntas de dilatação
- Segundo o A2.4.4.3 do EN 1990 deve garantir-se que, em caso de não consideração da interação veículo-estrutura, o deslocamento vertical máximo ao longo da via é dado pela Fig. 6.10 e é função do comprimento de vão  $L$  (m), velocidade do comboio  $v$  (km/h), número de vãos e configuração da ponte. Para o caso de estudo, três vãos contínuos, o valor de  $L/\delta$  deve ser multiplicado por 0.9, de acordo com a alínea A2.4.4.3.1(5). Se, opcionalmente, o Projectista decidisse por um modelo de interação veículo-estrutura, os valores de aceleração vertical máxima do comboio seriam os seguintes:

Tabela 6.4 - Níveis indicativos de conforto

Nível de conforto	Aceleração vertical máxima (m/s <sup>2</sup> )
Muito bom	1.0
Bom	1.3
Aceitável	2.0

Para o caso de estudo temos os seguintes dados:

- Comprimento de vão  $L_\phi$  de 66 m
- Velocidades de 200km/h (arbitrado) para o modelo LM71 e 350km/h para os modelos HSLM-A

Assim sendo, a relação mínima de  $L/\delta$  é de 900 para o modelo LM71 e de 2385 para os modelos HSLM-A, o que implica um deslocamento vertical máximo de 7.3 e 2.8 cm, respectivamente (para o modelo LM71, o critério da alínea a) é mais condicionante).

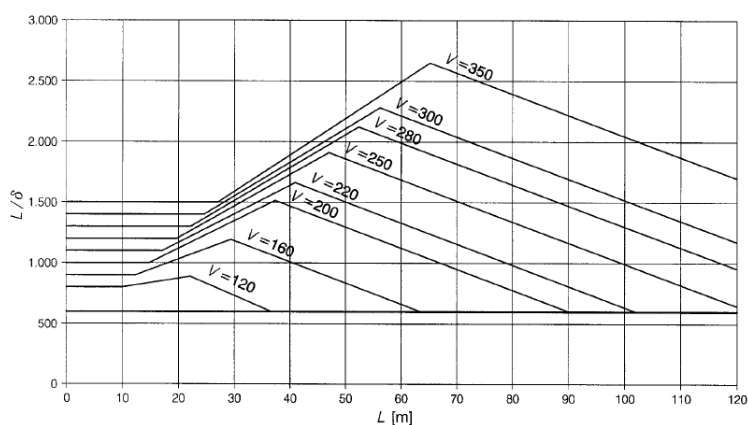
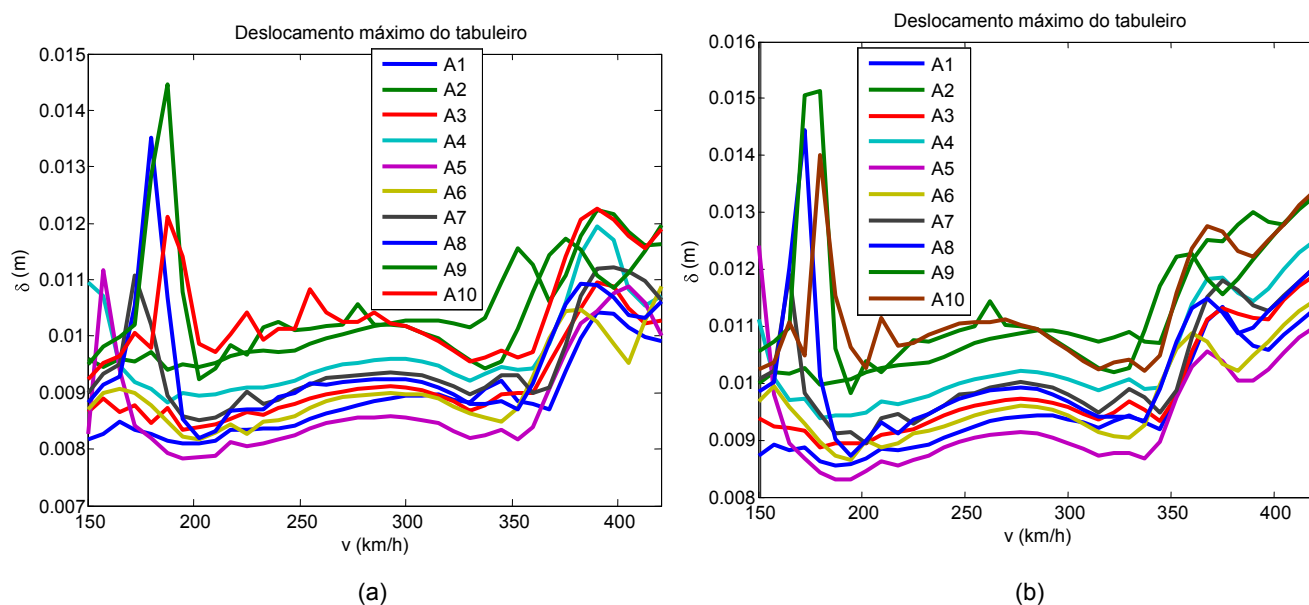


Fig. 6.10 – Deslocamento vertical máximo permitido para pontes com 3 ou mais vãos simplesmente apoiados e para um nível de conforto “muito bom”

Os resultados são então obtidos para os dez modelos HSLM-A.



Comboio	Modelo de viga		Modelo de casca		$\epsilon_{\text{viga-casca}} (\%)$
	Desl <sub>máximo</sub> (cm)	V <sub>desl máximo</sub> (km/h)	Desl <sub>máximo</sub> (cm)	V <sub>desl máximo</sub> (km/h)	
HSLM – A1	1.04	390	1.13	375	-7.96%
HSLM – A2	1.22	390	1.33	420	-8.27%
HSLM – A3	1.09	390	1.19	420	-8.40%
HSLM – A4	1.19	390	1.25	420	-4.80%
HSLM – A5	1.12	157.5	1.24	150	-9.68%
HSLM – A6	1.09	420	1.15	420	-5.22%
HSLM – A7	1.12	397.5	1.21	420	-7.44%
HSLM – A8	1.35	180	1.44	172.5	-6.25%
HSLM – A9	<b>1.44</b>	<b>187.5</b>	<b>1.51</b>	<b>180</b>	-4.64%
HSLM – A10	1.23	390	1.40	180	-12.14%

Fig. 6.11 – Deslocamentos verticais máximos do tabuleiro para os dez comboios HSLM-A no modelo de viga (a) e no modelo de casca (b).

O ensaio do modelo LM71 fora já conduzido em 6.3.3. Com a multiplicação do coeficiente dinâmicos temos os valores máximos de deslocamento vertical de 3.34 e 3.58 cm para os modelos de viga e casca, respectivamente.

Ao contrário das acelerações, os valores máximos de deslocamento vertical foram obtidos a meio vão central.

Relativamente às rotações nos apoios, foram medidas para o comboio de deslocamento máximo, HSLM-A9 à velocidade de 187.5 km/h (modelo de viga) e 180 km/h (modelo de casca).

Tabela 6.5 – Rotações máximas obtidas

	HSLM-A9			LM71		
	Modelo de viga	Modelo de casca	$\epsilon_{\text{viga-casca}}$ (%)	Modelo de viga	Modelo de casca	$\epsilon_{\text{viga-casca}}$ (%)
<b>Apoio extremidade:</b>						
$\Theta_y$ (Max) (mrad)	0.29	0.39	-25.64%	<b>0.70</b>	<b>0.75</b>	-6.67%
<b>Apoio intermédio:</b>						
$\Theta_y$ (Max) (mrad)	0.35	0.42	-16.67%	<b>0.80</b>	<b>0.96</b>	-16.67%

Para o caso de estudo e de acordo com a Fig. 6.11, Tabela 6.3 e Tabela 6.5, a ponte verifica a segurança para o deslocamento máximo vertical do tabuleiro:

- LM71 - 49% abaixo do valor limite para o modelo de viga e 45% para o modelo de casca
- HSLM-A – 48% abaixo do valor limite para o modelo de viga e 46% para o modelo de casca

e rotação máxima do tabuleiro:

- apoio de extremidade - 86% abaixo do valor limite para o modelo de viga e 85% para o modelo de casca
- apoio intermédio – 92% abaixo do limite para o modelo de viga e 90% para o modelo de casca

## 6.5 Modelação do balastro

Um modelo mais detalhado da ponte leva à representação do balastro e das travessas de betão armado.

O balastro tem um papel importante no comportamento dinâmico da estrutura uma vez que a sua integridade serve de critério dinâmico de dimensionamento. Os estudos conduzidos pelo ERRI indicam que uma aceleração dinâmica excessiva do tabuleiro pode causar a perda de coesão do balastro, perda do contacto friccional entre balastro-travessas e balastro-tabuleiro, escorregamento entre balastro e tabuleiro e desalinhamento ou afundamento do carril aumentando as irregularidades de via e conseqüentemente os efeitos de passagem do comboio.

A configuração do balastro segue a prática espanhola, regulamentada pelo Ministerio do Fomento (*Recomendaciones*, 1999). O mesmo documento define o corte-tipo utilizado pelo autor nesta dissertação (do tabuleiro à superfície) e parâmetros mecânicos dos materiais:

- 30 cm de tout-venant, camada de coroamento ( $E = 19.6MPa$ ,  $\nu = 0.30$ ,  $\gamma = 35^\circ$ ,  $\rho = 16.5KN/m^3$ <sup>16</sup>)
- 30 cm de sub-balastro ( $E = 117.6MPa$ ,  $\nu = 0.30$ ,  $\gamma = 35^\circ$ ,  $\rho = 16.5KN/m^3$ )
- 30 cm de balastro normal ( $E = 127.4MPa$ ,  $\nu = 0.20$ ,  $\gamma = 45.5^\circ$ ,  $\rho = 20KN/m^3$ )

<sup>16</sup> Fonte: Febritas.



O balastro ocupa uma área de 152.5 x 8.75 m centrado no eixo da ponte, de acordo com a secção original.

Os restantes elementos considerados na análise refinada foram:

- 2 carris UIC 60 ( $A = 76.20\text{cm}^2, E = 210\text{GPa}, \nu = 0.30, \rho = 74\text{KN}/\text{m}^3, I_{xx} = 3038.4\text{cm}^4, I_{yy} = 512.3\text{cm}^4, S_{xx} = 333.6\text{cm}^3, S_{yy} = 63.8\text{cm}^3$ ) afastados de 1.435 m (bitola europeia)

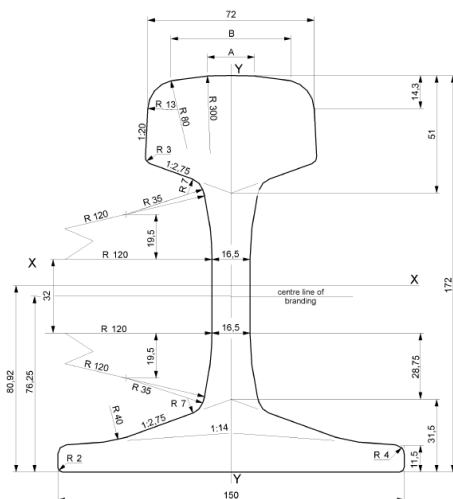


Fig. 6.12 – Perfil UIC 60 (Fonte: TSI L214/143)

- Travessa do tipo B70 equivalente<sup>17</sup> - secção rectangular ( $A = 892\text{cm}^2, E = 34\text{GPa}, \nu = 0.20, \rho = \frac{25\text{KN}}{\text{m}^3}, I_{xx} = 2.973 \times 10^4\text{cm}^4, I_{yy} = 14.79 \times 10^4\text{cm}^4, S_{xx} = 2.973 \times 10^3\text{cm}^3, S_{yy} = 6.631 \times 10^3\text{cm}^3$ ) afastadas entre si de 1 metro.

Para a definição do balastro no programa criaram-se três novos materiais com as propriedades mecânicas acima e admitiu-se um comportamento elástico linear.

Como cada camada tem uma malha de elementos finitos, estes têm dimensões parecidas nas três direcções. Optou-se assim por utilizar elementos sólidos serendipianos de oito nós.

Em relação ao modelo de cargas, decidiu-se dividir o peso das carruagens pelos dois carris. Esta decisão permite realizar a última das verificações do estado limite de utilização: distorção da via (ver 6.5.4).

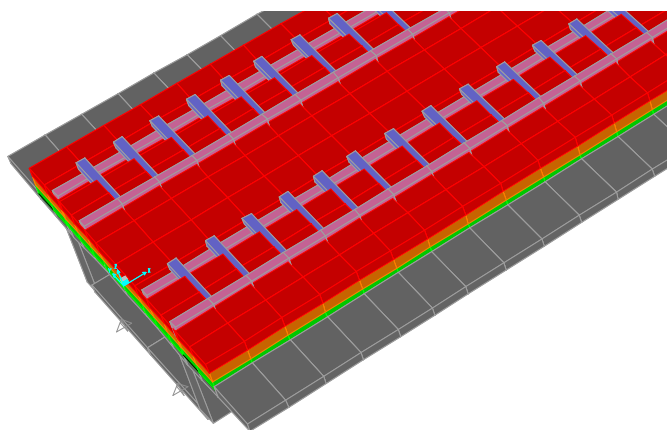


Fig. 6.13 – Representação gráfica do modelo de balastro:

Verde	–	Tout-venant
Laranja	–	Sub-balastro
Vermelho	–	Balastro
Roxo	–	Travessas
Rosa	–	Carris

<sup>17</sup> Fonte: Pfeleiderer. A distância *standard* entre estas travessas é de 50 cm portanto usou-se uma travessa equivalente com o dobro da largura.

### 6.5.1 Análise Estática

Novamente foi adoptado o procedimento descrito em 6.3.1.

Tabela 6.6 – Resultados estáticos obtidos para os modelos de balastro e casca

	Modelo de balastro		Modelo de casca		$\epsilon$ (%)	
	Nó 862	Nó 366	Nó 862	Nó 366	862	366
$u_z$ (Abs) (cm)	0.42	1.54	0.90	3.25	-53.66%	-52.62%
$\Theta_x$ (Max) (mrad)	0.24	0.38	0.55	0.88	-56.65%	-57.35%

Destes resultados conclui-se que em termos estáticos o balastro reduz para metade a resposta da estrutura. A principal razão para tal é a distribuição em profundidade das cargas pontuais, chegando ao tabuleiro uniformizadas. Trata-se de uma vantagem clara das vias balastradas.

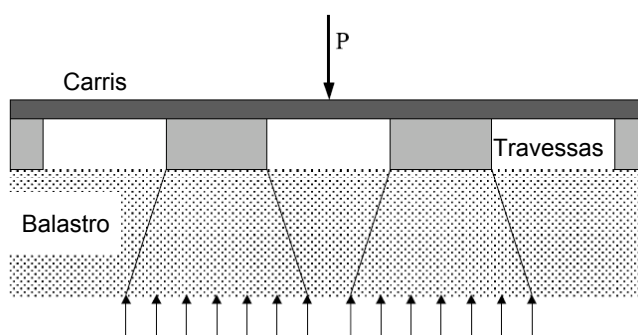


Fig. 6.14 – Distribuição das cargas pontuais pelas travessas e balastro (Fonte: Museros, 2002)

Em termos de rigidez de flexão, a contribuição da rigidez do balastro é suficientemente pequena para ser desprezada (o seu módulo de elasticidade é bastante inferior ao do betão armado, de acordo com o 6.5).

### 6.5.2 Análise Modal

Procedeu-se então à determinação das frequências próprias e modos de vibração da estrutura balastrada. Os resultados encontram-se no Anexo F.

Uma comparação dos principais modos de vibração (Tabela 6.7) mostra que os modos de vibração vertical e de torção são praticamente iguais, como seria de esperar (massa igual e rigidez ligeiramente maior).

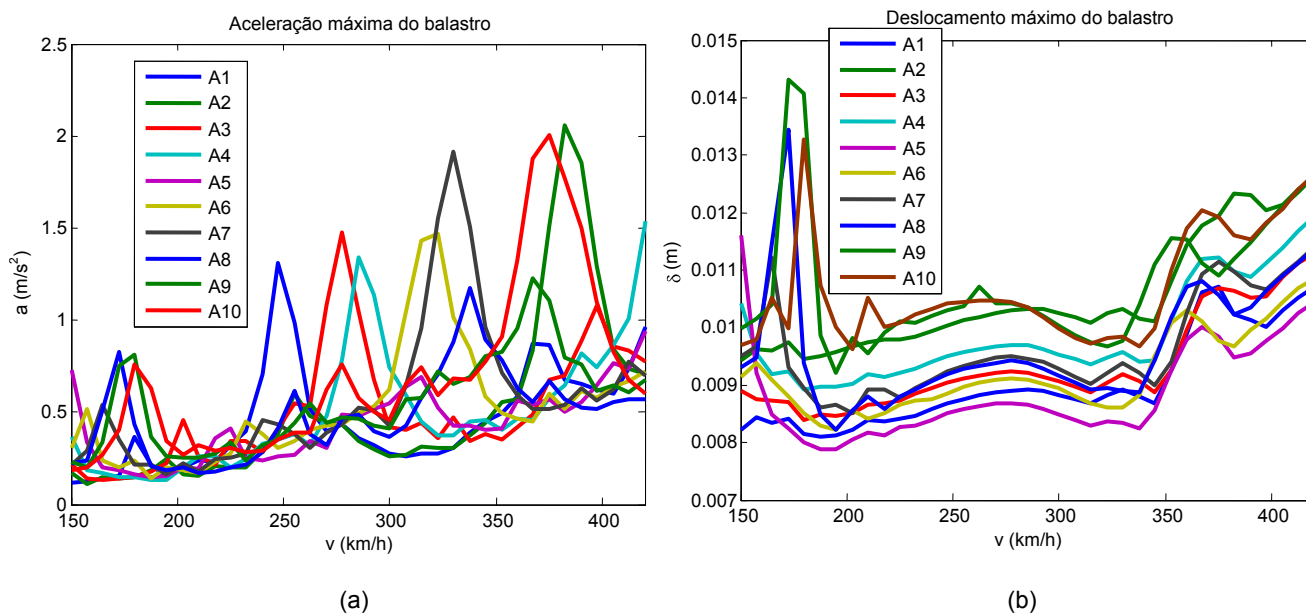
Os modos de vibração lateral sofrem, por sua vez, um aumento significativo. O balastro é modelado com *constraints* de *body* na sua lateral (para simular o efeito de confinamento dado pela viga entre passeio e balastro). Tal procedimento faz aumentar a rigidez lateral da estrutura. Como não é estudada a excitação lateral provocada pela circulação do comboio, tal fenómeno não introduz diferenças na resposta da estrutura, carregada apenas verticalmente.

Tabela 6.7 – Comparação entre os principais modos de vibração dos modelos de balastro e casca

Modelo de balastro		Modelo de casca		$\epsilon_{\text{balastro-casca}} (\%)$
Freq(Hz)	Tipo de modo	Freq(Hz)	Tipo de modo	
1.90	1°V	1.90	1°V	0.00%
3.83	2°V	3.84	2°V	-0.26%
5.62	3°V	5.66	3°V	-0.71%
6.46	4°V	6.52	4°V	-0.92%
...	...	...	...	...
8.91	1°T	9.05	1°M	-1.55%
...	...	...	...	...
13.51	2°T	14.04	2°M	-3.77%
18.32	1°H	4.69	1°H	290.62%

### 6.5.3 Comparação das respostas dos modelos de casca e balastro

Realizam-se, agora, para o modelo balastro os ensaios dos dez comboios HSLM-A. Os resultados obtidos estão apresentados na Fig. 6.15 e foram medidos à superfície do balastro. As diferenças entre as medições à superfície do balastro e do tabuleiro são bastante pequenas (maiores fora da velocidade de ressonância), pelo que poder-se-ia realizar a análise ao nível do tabuleiro sem perda de qualidade de resultados (ver Fig. 6.16).



Comboio	$Acel_{m\acute{a}x}$ ( $m/s^2$ )	$V_{desl\ m\acute{a}x}$ ( $km/h$ )	$Desl_{m\acute{a}x}$ ( $cm$ )	$V_{desl\ m\acute{a}x}$ ( $km/h$ )	$\epsilon_{balastro-casca}$ acel (%)	$\epsilon_{balastro-casca}$ desl (%)
HSLM – A1	1.31	247.5	1.07	420	-5.07%	-5.31%
HSLM – A2	<b>2.06</b>	<b>382.5</b>	1.26	420	-5.94%	-5.26%
HSLM – A3	1.48	277.5	1.13	420	-4.52%	-5.04%
HSLM – A4	1.54	420	1.19	420	5.48%	-4.80%
HSLM – A5	0.94	420	1.16	420	18.99%	-6.45%
HSLM – A6	1.47	322.5	1.09	420	-6.96%	-5.22%
HSLM – A7	1.91	330	1.14	420	-1.55%	-5.79%
HSLM – A8	1.17	337.5	1.34	172.5	-4.10%	-6.94%
HSLM – A9	1.23	367.5	<b>1.43</b>	<b>172.5</b>	-2.38%	-5.30%
HSLM – A10	2.01	375	1.33	180	-8.64%	-5.00%

(c)

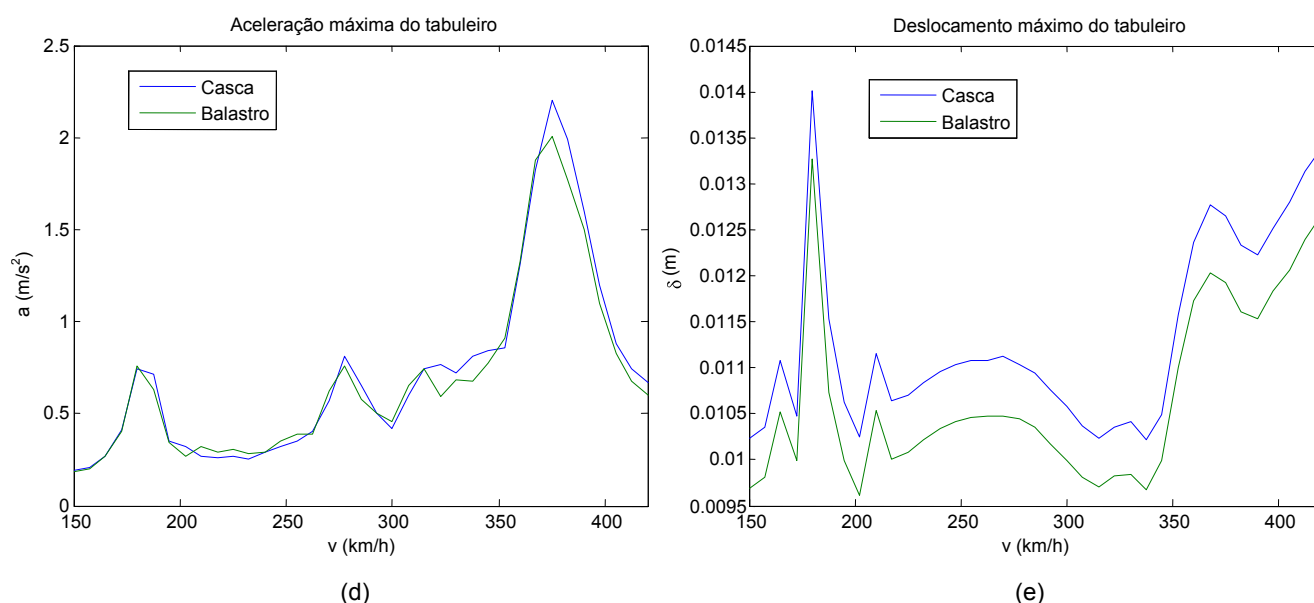


Fig. 6.15 – Acelerações (a) e deslocamentos (b) verticais máximos do balastro para os dez comboios HSLM-A no modelo de balastro. Comparação entre os resultados do modelo de casca e modelo balastrado para as acelerações (d) e deslocamentos (e) verticais máximos para o comboio HSLM-A10

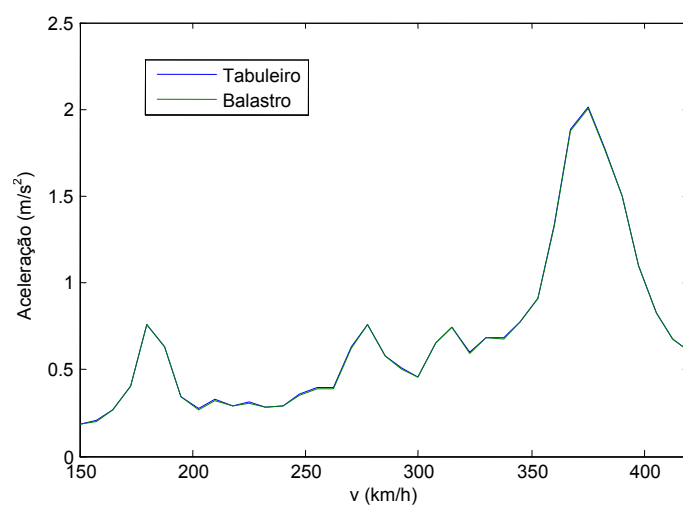


Fig. 6.16 – Acelerações verticais máximas medidas a meio vão de extremidade para o comboio HSLM-A10 à superfície do balastro e à superfície do tabuleiro

A diferença marginal da aceleração entre os modelos deve-se apenas ao efeito de distribuição de cargas. Em observações experimentais a diferença tende a aumentar: o balastro serve, até certo ponto, de dispositivo de dissipação de energia – aumenta o amortecimento geral da estrutura. Esta diferença aumenta em balastros mais flexíveis (Yau, 1999). Apesar de limitar as acelerações máximas permitidas, a opção por uma via balastrada, para além de outras vantagens como redução do ruído, leva a menores acelerações do tabuleiro e, numa perspectiva dual, menores acelerações da carruagem (para vãos contínuos, Yau, 1999). Observem-se os resultados obtidos por Museros (2002):

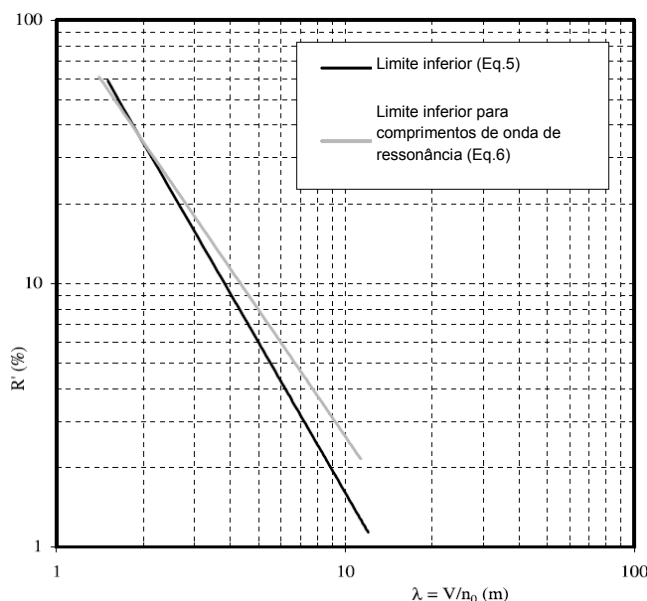


Fig. 6.17 – Limite inferior para a redução das acelerações em função do comprimento de onda. A equação 5 tem a expressão:  $127.35\lambda^{-1.9}$  e a equação 6:  $104.43\lambda^{-1.6}$  (Fonte: Museros, 2002). De referir que estes resultados foram obtidos para uma espessura de 25cm de balastro (o efeito de distribuição de cargas é menor)

O desvio entre os deslocamentos dinâmicos tem a mesma explicação dos desvios entre os deslocamentos estáticos (ver 6.5.1).

Quando no ponto xi) do 6.4.2(1) do EN 1991-2 se refere às características dinâmicas da via, entenda-se que se reporta às diferenças registadas para vias balastradas (*ballast track*) e não balastradas (*slab track*) e aqui estudadas no exemplo de modelo de sólidos e modelo de casca, respectivamente. Como curiosidade, outras características de pontes em caixão foram estudadas, tais como o efeito do diafragma a meio vão (Sieffert *et al.*, 2006). Concluiu-se que a sua presença tem o efeito de reduzir o número de modos de vibração (modos de torção com frequência mais elevada) mas tem um efeito mínimo na resposta dinâmica à passagem do comboio à velocidade de ressonância.

#### 6.5.4 Distorção do tabuleiro

Este critério pretende minimizar o risco de descarrilamento do comboio. A máxima distorção  $t$  (mm/3m) da via  $s$  (bitola UIC-1.435m) medida longitudinalmente no comprimento de 3 m não deve exceder o valor de 1.5 para  $V > 200$  km/h (LM71 e HSLM-A), de acordo com o A2.4.4.2.2.

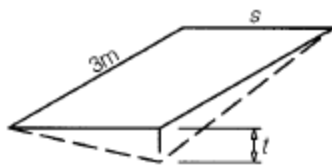


Fig. 6.18 – Distorção do tabuleiro

A distorção será medida no ponto de deslocamento máximo e para o comboio mais desfavorável: meio vão central e HSLM-A9. Escolheram-se para o efeito os nós 4648,  $(x,y)=(76.25,-1.6)$  e 9407,  $(x,y)=(79.25,-3,0115)$ .

A resposta ao longo do tempo assume o seguinte andamento:

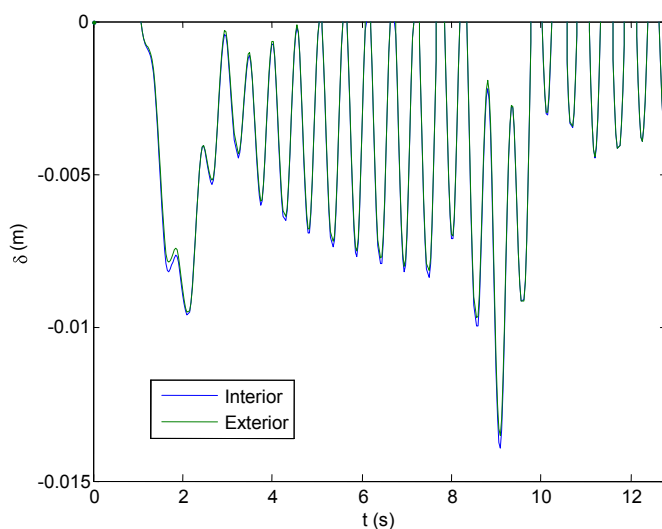


Fig. 6.19 – Detalhe do deslocamento em função do tempo para o carril interior (nó 4648) e para o carril exterior (nó 9407)

**O desvio máximo dá-se aos 9.024 segs e tem um valor de 0.42 mm/3m, valor abaixo do limite regulamentar.**

## **7 Conclusões e Recomendações para investigações futuras**

### **7.1 Sumário e Conclusões**

A principal motivação deste trabalho de investigação passou pela descrição das especificações estruturais de obras-de-arte da rede ferroviária de alta velocidade, seja por referência aos principais estudos no tema ou por análises conduzidas pelo autor. O carácter geral e abrangente foi cuidadosamente mantido ao longo da dissertação, procurando sempre abordar os temas numa perspectiva de Projectista.

Os regulamentos nacionais, que servem o projecto mais comum (e.g.: estruturas de edifícios, pontes rodoviárias e ferroviárias convencionais) não se adaptam à nova realidade e, como tal, o autor, nos primeiros capítulos desta dissertação, pretendeu elaborar um compêndio das normas europeias resultantes da experiência de longos anos de alta velocidade. A proximidade geográfica e interoperabilidade de corredor levam a vincar a experiência espanhola por entre as demais.

De entre os regulamentos estudados, aqueles que apresentam a melhor adaptação à realidade portuguesa são o EN 1991-2 e o IAPF2007. A sua organização e conteúdo permitem ao Projectista dimensionar com segurança uma estrutura sujeita aos fenómenos dinâmicos inerentes. Ainda assim apresentam algumas limitações no que respeita à desactualização de algumas das expressões propostas, como a expressão do coeficiente dinâmico, e a consideração do modelo de cargas móveis para o dimensionamento destas estruturas. É expectável que num futuro próximo surjam novas adendas com requisitos e indicações para a modelação de um sistema de interacção veículo-estrutura, uma vez que tornar-se-á condicionante o conforto do passageiro com o aumentar da velocidade de serviço.

No contexto de interoperabilidade com o serviço espanhol de alta velocidade, o corredor Lisboa-Madrid deve ser projectado com o menor dos desfasamentos de critérios. Assim sendo, deve-se investir na escrita do Anexo Nacional do EN 1991-2 para ir de encontro à realidade ibérica.

A compreensão do comportamento estrutural de pontes de alta velocidade inicia-se com a listagem das acções de dimensionamento. Relativamente à sobrecarga móvel, os modelos de carga surgem da envolvente estática e dinâmica do material circulante existente. É importante assegurar que o novo modelo adquirido para a rede portuguesa não é mais desfavorável que os modelos estático LM71 e dinâmico HSLM. Mais uma vez é provável que nos próximos tempos se dê a actualização dos modelos de carga dinâmicos uma vez que o material circulante já não é o mesmo que, há décadas atrás, serviu de amostra para a criação da envolvente.

O caso particular de obras-de-arte tem um fenómeno associado que tem vindo, ao longo do tempo, a suscitar grande interesse dentro da comunidade científica: a amplificação dinâmica de cargas. Numa abordagem simplificada de dimensionamento, alguns investigadores propuseram expressões racionais para uma análise estática equivalente do problema. A principal objecção consiste na não consideração do efeito da ressonância, o que resulta, na maioria dos casos, numa sobrestimação da resposta fora da ressonância e subestimação em ressonância.

Algumas destas propostas foram examinadas por comparação com resultados obtidos por análise dinâmica:

- As propostas dos códigos europeu e americano revelam-se insuficientes por não estarem escritas em função da velocidade
- Os métodos de Yang modificado e Humar-Kashif mostram melhor adaptabilidade à solução, tendo apenas o último a limitação de estar definido até à velocidade de 280 km/h
- Finalmente, o método de Eisenmann, à semelhança dos códigos, apresenta insuficiências por depender apenas de um parâmetro: neste caso, a velocidade

Adicionalmente o autor propõe ainda uma nova expressão para a determinação do coeficiente dinâmico para pontes exclusivamente destinadas a alta velocidade. É cuidadosamente justificada cada opção tomada e no final verificada, para a ponte de estudo, a exactidão do método em comparação com a análise dinâmica efectuada no capítulo 6, tendo os resultados sido muito satisfatórios.

O estudo do comportamento estrutural dinâmico de pontes segue com a descrição das soluções analíticas da equação do movimento para vigas simplesmente apoiadas. Estas soluções são resultado de deduções matemáticas e aplicação dos conceitos ligados às equações diferenciais ordinárias. Das soluções existentes foram estudados os casos de carga móvel, série de cargas móveis (Solução de Fryba) e série de cargas móveis equidistantes (Solução de Yang). Adicionalmente, foram considerados os métodos simplificados DER e LIR, resultantes da condensação e majoração de alguns parâmetros da solução de Fryba. Os estudos comparativos efectuados chegar a um conjunto de conclusões relativamente a estes métodos:

- Os métodos LIR e DER conduzem a soluções praticamente idênticas entre si. O método DER original tem a desvantagem de, fora da velocidade de ressonância, tender para uma resposta nula, situação rectificada na sua versão modificada. O facto de considerar apenas o modo fundamental de vibração vertical leva a que a resposta destes métodos seja inferior à devolvida pela solução de Fryba com um número considerável de modos de vibração
- O método de Yang não é recomendado para a análise dinâmica de pontes de betão armado ou metálicas e para os comboios correntes da rede de alta velocidade. Em primeiro lugar porque despreza o amortecimento da estrutura, o que conduz a respostas invariavelmente superiores às reais. Em segundo lugar, porque a



equidistância entre todos os eixos do comboio não corresponde aos modelos de carga mais comuns: *locomotiva + n carruagens + locomotiva*. Desta forma, reduz-se a sua utilidade apenas para fins académicos, pois tem o mérito de representar os fenómenos de ressonância e cancelamento numa expressão trigonométrica simples

- O método de Fryba é, de todos, o mais complexo, o que se revela uma desvantagem em termos de recursos computacionais. Por outro lado, permite ao utilizador controlar a resposta pela manipulação do número de modos de vibração a considerar. Como o modo fundamental de vibração vertical é aquele que mais contribui para a resposta da estrutura, as soluções de DER, LIR e Fryba possuem o mesmo andamento. Nos ensaios realizados escolheram-se os primeiros 25 modos de vibração, o que conduziu a uma resposta em todos os casos superior à dos métodos simplificados

Dedica-se nesta dissertação um sub-capítulo à explicação do fenómeno da ressonância, para um melhor entendimento do problema dinâmico. Tal fenómeno decorre da igualdade entre uma das frequências de vibração da ponte e um múltiplo da frequência de excitação e corresponde a um pico da amplificação da dinâmica. São estudadas algumas das vibrações ressonantes num sistema veículo-estrutura, conforme a génese da excitação: carregamento periódico de uma série de cargas móveis; rácio de carregamento de uma série de cargas móveis; acções periódicas de forças laterais do material circulante por irregularidades de via ou veículo e ressonância do veículo. A cada uma destas vibrações é atribuída a expressão matemática que calcula a velocidade correspondente de ressonância.

O fenómeno da ressonância resulta na deterioração do conforto do passageiro, redução da segurança de tráfego (aumento da possibilidade de descarrilamento de veículos) e destabilização do balastro (aumento dos custos de manutenção), efeitos estes estudados no caso de estudo.

Finalmente, os princípios da análise dinâmica de um sistema de  $n$  graus de liberdade são enumerados, com base no Método dos Elementos Finitos. A equação matricial do movimento gerada para os  $n$  graus de liberdade da malha de elementos finitos é resolúvel por dois tipos de métodos: métodos de integração directa e métodos de sobreposição modal. Entre os métodos de integração directa destacam-se o método de Newmark e o de Hilber-Hughes-Taylor (HHT) como aqueles que apresentam os melhores resultados. Inúmeros estudos já realizados apontam as vantagens e desvantagens de cada tipo de método:

- Dependendo do número de modos de vibração escolhidos para a análise, os métodos de sobreposição modal exigem em regra menos recursos computacionais que os métodos de integração directa sem relevante prejuízo para a qualidade da solução
- Os métodos de integração directa entram em conta com o efeito de possíveis singularidades, i.e., modos de vibração localizados de alta frequência e com relevância na resposta dinâmica da estrutura. Para uma estrutura simples como a ponte do caso de estudo não é esperado tal comportamento

Assim, opta-se por utilizar no caso de estudo uma análise por sobreposição modal, truncada nos 30 Hz, conforme definido no A2.4.4.2.1(4) do EN 1990-A2. O programa computacional de elementos finitos usado na mesma análise é o SAP2000®, que, aliado ao pré-processador desenvolvido por Henriques, se revela eficaz.

Finalmente, são apontados os últimos avanços e abordagem do EN 1991-2 para a consideração do fenómeno de interacção veículo-estrutura. Saliencia-se que se trata de uma abordagem simplificada, a sofrer modificações num futuro próximo.

De regresso aos códigos, é estudada a interpretação do fenómeno dinâmico pelo EN 1991-2. O conjunto de cláusulas elaboradas pelo CEN surge no desenvolvimento de alguns dos estudos apontados no capítulo anterior.

Os vários parâmetros que determinam a resposta da estrutura são aqui revistos e é feita a prova computacional de alguns dos valores recomendados pela anterior norma. De entre parâmetros destacam-se:

- Velocidade de tráfego – o documento EN 1991-2 enfatiza que o fenómeno de amplificação dinâmica deve ser estudado para velocidades superiores a 200 km/h até a 1.2 vezes a velocidade máxima de serviço. O autor conclui ainda que o mesmo fenómeno pode ocorrer abaixo da velocidade mínima recomendada, pelo que todos os ensaios conduzidos ao longo da dissertação se iniciam a 150 km/h
- Comprimento de vão – prova-se que o fenómeno dinâmico deixa de ter expressão para pontes com um comprimento de vão superior a 40 metros, conforme definido no EN 1991-2. Da mesma forma, o gráfico obtido permite ter uma ideia do comprimento óptimo, para o qual se igualam as condições de ressonância e cancelamento. Tais dados podem servir de indicação ao Projectista no dimensionamento de pontes simplesmente apoiadas, se conhecidas as características do material circulante
- Assinatura dinâmica – este método apresenta-se como o simples para avaliar o carregamento dinâmico máximo associado a cada comboio. Se um dado comboio tiver uma assinatura dinâmica inferior à do comboio de dimensionamento, então a segurança da estrutura aos fenómenos dinâmicos está verificada. Esta medida, deduzida a partir do parcelamento das expressões do DER e LIR, foi usada na criação dos comboios HSLM: as suas assinaturas cobrem as assinaturas dinâmicas dos comboios reais de alta velocidade do início do século XXI (e.g.: Eurostar, Thalys, TGV AD, ETR 500)
- Amortecimento da estrutura – o efeito do amortecimento da estrutura é estudado através de uma análise de sensibilidade. Esta análise vem confirmar o conhecimento comum de que o aumento de amortecimento implica menor resposta dinâmica em ressonância. Como tal, está definido no EN 1991-2 o valor mínimo recomendado para três tipos de pontes, consoante o material de construção
- Massa da estrutura – da mesma forma é estudada o efeito da massa da estrutura na resposta através de uma análise de sensibilidade. Infere-se que, neste caso, é do

interesse do Projectista definir um limite inferior e um limite superior da massa para que se obtenham valores dentro do razoável para a resposta e para as velocidades críticas, respectivamente

- Rigidez da estrutura – quanto a este parâmetro, regista-se uma independência entre o valor do mesmo e a aceleração do sistema, variando apenas a velocidade de ressonância (que aumenta com o aumento da rigidez). Por outro lado, em relação aos deslocamentos, estes aumentam com a diminuição da rigidez, à semelhança dos deslocamentos estáticos. Importa então definir um limite inferior para a rigidez. A sugestão do autor recai na escolha dos valores médios dos módulos de elasticidade ( $E_{aço} = 210GPa$  e  $E_{betão} = E_{cm}$  - de acordo com a tabela 3.1 do EN 1992-1-1)
- Irregularidades de via e imperfeições de veículo - em relação às irregularidades de via (alteração da geometria original do carril) são uma fonte de excitação das pontes durante a passagem de veículos. A amplificação dinâmica do carregamento devido às irregularidades da via aumenta com a velocidade e diminui para pontes de longo vão e deve-se sobretudo à massa não suspensa dos veículos que contacta directamente com o perfil metálico. De entre as imperfeições dos veículos mais comuns destaca-se o amolgamento da roda que tem claramente um efeito nocivo na amplificação dinâmica, aumentado da mesma forma com o aumento da velocidade

Os estudos encerram com a aplicação dos conhecimentos adquiridos num caso de estudo: a avaliação de uma ponte ferroviária existente para relocação à rede de alta velocidade. Em paralelo algumas análises acompanharam a verificação de segurança para melhor elucidar o Projectista.

A ponte em questão foi criada pelo autor no âmbito da disciplina curricular de Pontes, com um nível de detalhe correspondente a um Estudo Prévio e geometria descrita no primeiro subcapítulo desta dissertação.

A ponte, calculada para o tráfego convencional, mantém as mesmas acções permanentes e variáveis de dimensionamento, à excepção da sobrecarga móvel. Assim sendo, e à luz das cláusulas e recomendações definidas ao longo do trabalho, procurou-se demonstrar que os esforços e respostas decorrentes do efeito (dinâmico) dos modelos de carga universais seriam inferiores àqueles obtidos com o modelo LM71 usado no primeiro dimensionamento.

Numa primeira fase fez-se a modelação da ponte no programa computacional, com modelos de viga e casca. A primeira modelação, minimal, é aquela que requer menos recursos computacionais, é fácil de desenhar no software escolhido e apresenta uma melhor adaptação a uma ponte de altura variável em comparação com o modelo de grelha.

Recomenda-se então, para a realização de ensaios futuros, a utilização deste modelo de viga. Para tal, apenas são necessárias a adição de um momento de inércia polar na direcção do eixo longitudinal de forma a obter modos de vibração de torção na análise modal e correcções ao nível da rigidez de flexão e, principalmente, torção. Estas correcções de rigidez foram obtidas a partir da comparação das análises estáticas e modais dos dois modelos.

Para uma melhor compreensão da eficácia do modelo de viga modificado, entenda-se que os deslocamentos máximos obtidos foram 8% inferiores, em média, e as acelerações com um desvio médio de 10% o que, em termos de resultados, é bastante satisfatório.

Uma vez modelada a ponte, iniciaram-se as verificações de segurança aos estados limites último e em serviço para os dez modelos HSLM-A.

Para a ponte em questão, a diferença entre os esforços transversos V2, momentos flectores máximos M3 e momentos torsões para os modelos HSLM-A e LM71 situa-se na ordem dos 200%, aproximadamente a diferença entre os pesos do modelo HSLM-A2 (o mais pesado) e o modelo LM71, o que leva a crer que, para uma ponte com estas características o efeito de amplificação dinâmica dos esforços é bastante pequeno. De facto, a amplificação dinâmica de deslocamentos é, em regra, maior que a amplificação dinâmica de esforços.

Assim sendo, a segurança ao estado limite último da estrutura estava já garantida, quando dimensionada para o tráfego convencional.

Os estudos prosseguiram com a verificação dos estados limites de utilização: aceleração vertical máxima do tabuleiro, deslocamento vertical máximo do tabuleiro e distorção do tabuleiro.

A primeira verificação é feita de acordo com as cláusulas 4.3.3.13 da TSI L245/143 e A2.4.4.2.1 do EN 1990 que definem um máximo de 0.35g para a aceleração vertical do tabuleiro balastro. De acordo com os ensaios realizados para os modelos de viga (modificado) e casca, a ponte verifica a segurança com registos 27% e 37% abaixo do máximo regulamentar, respectivamente.

O deslocamento vertical do tabuleiro foi limitado por dois critérios: o de garantia da hipótese dos pequenos deslocamentos e o de conforto do passageiro. O primeiro critério revelou-se condicionante para o modelo LM71 enquanto o segundo condicionou o modelo HSLM-A9. Para o primeiro modelo e de acordo com os ensaios realizados para os modelos de viga (modificado) e casca, a ponte verifica a segurança com registos 49% e 45% abaixo do máximo regulamentar, respectivamente. Para o modelo HSLM-A9 a ponte verifica a segurança com registos 48% e 46% abaixo do máximo regulamentar, para os modelos de viga e casca respectivamente. Uma verificação adicional para a rotação foi feita, com resultados bastante inferiores aos máximos regulamentares, conforme o esperado: para deslocamentos baixos numa ponte de longo vão, baixas rotações de apoio, por uma questão de trigonometria.

Finalmente, para a segurança à distorção do tabuleiro foi também garantida com um valor 72% abaixo do limite regulamentar. Esta última verificação foi realizada num modelo mais refinado: modelo com consideração de balastro.

Para a representação do balastro criaram-se malhas de elementos finitos sólidos com as propriedades geométricas e mecânicas indicadas numa recomendação do *Ministerio de Fomento* espanhol. Desta forma foi possível estudar o efeito do balastro numa ponte de alta velocidade. Destes estudos se conclui que o efeito de distribuição de cargas pela profundidade do balastro tende a diminuir a resposta da estrutura, tanto em termos de acelerações como em

termos de deslocamentos. Assim, a utilização de um modelo de casca apenas com a representação da estrutura principal em betão armado conduz a resultados conservativos.

## 7.2 Recomendações para Investigações futuras

Uma série de questões ligadas ao dimensionamento de obras-de-arte para alta velocidade foi abordada ao longo desta dissertação. Procurou-se, ao longo da dissertação, acompanhar o levantamento bibliográfico contínuo de recomendações e propostas de outros investigadores e comités com um conjunto de estudos conduzidos pelo autor em áreas relevantes.

Ainda assim, alguns dos temas com relevância no comportamento estrutural ficaram por estudar ou estão ainda em desenvolvimento, entre os quais se destacam:

- No campo das acções, as forças horizontais e longitudinais de tráfego - força centrífuga, força de lacete e forças de frenagem e aceleração – e acções acidentais – descarrilamento de comboio (se bem que esta última foi estudada de forma indirecta com a verificação de distorção da via). Os estudos relativos a estas acções são poucos e não direccionados à regulamentação. Há que referir que as normas tendem a considerar o modelo de carga estático convencional como condicionante, em detrimento dos possíveis efeitos dinâmicos que possam surgir da circulação a alta velocidade
- Ainda no campo das acções, a determinação dos modelos de carga para os comboios mais actuais (e.g.: AGV, Velaro, Zefiro) de forma a actualizar os comboios universais e descobrir especificidades inerentes a cada modelo. Crê-se neste aspecto que os novos comboios de auto motriz (sem locomotivas) tenham o fenómeno de repetição de cargas mais acentuado
- No campo da análise dinâmica, a difusão dos novos modelos de interacção veículo-estrutura. Um passo importante para a utilização mais regular destes modelos reside na definição clara dos conjuntos rodas/*bogies*/corpo de cada carruagem e locomotiva dos comboios existentes e na inclusão deste tipo de análise nos programas de cálculo comerciais com uma *interface* amigável
- Ainda no campo da análise dinâmica, alguns métodos de dissipação de energia passiva estão ainda em estudo ou em fase de aperfeiçoamento. De facto, algumas destas tecnologias, como TMD's ou FVD's, ainda não foram aplicadas em pontes reais de alta velocidade, pelo que se desconhece o resultado prático do uso destes aparelhos. Outras soluções mais inventivas, que consistem na dissipação activa de energia por manipulação electrónica da geometria da ponte, foram já alvo de estudos e podem no futuro servir o mesmo propósito de mitigação de efeitos dinâmicos
- **Por último, a escrita de um anexo nacional para o EN 1991-2, para uma melhor adequação às características da rede de alta velocidade nacional. Este anexo deverá manter-se actualizado com os novos estudos na matéria e, sobretudo, acompanhar a experiência de serviço que irá surgir nos primeiros anos de alta velocidade em Portugal**



## Bibliografia

Areias, A.. *Dimensionamento de Plataformas Ferroviárias de Alta Velocidade com Camadas Granulares e Betuminosas Mediante a Utilização de Modelos Elasto-Plásticos por Elementos Finitos*. Dissertação para a obtenção do grau de MSc, IST, UTL, 2007.

ATE. *Rede de Alta Velocidade – Eixo Poceirão-Caia – Anexo Técnico de Engenharia – Pontes*. Versão 1.00. Rede Ferroviária de Alta Velocidade, S.A.. 2008.

Azevedo, J.J., Proença, J.M.. *Dinâmica de Estruturas*. Apontamentos da Disciplina de Dinâmica Estrutural e Engenharia Sísmica, IST. 1991.

Barbero, J.D.. *Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia*. Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Caneles y Puertos, UPM. 2001.

Bathe, K.J.. *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*. Prentice Hall. 1982.

Bento, R., Lopes, M.. *Modelação Fisicamente Não Linear de Estruturas de Betão Armado*. Apontamento da Disciplina de Modelação e Análise Estrutural, 1999.

BS 5400-2. *Steel, concrete and composite bridges. Specification for loads*. British Standards Institution, 2006.

BV-FS 2002:3. *Järnvägsinspektionens föreskrifter om järnvägssystem för höghastighetståg*. Bankverkets Författningssamling, 2002.

Calçada, R.. *Efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade*. Tese de Mestrado em Engenharia de Estruturas, FEUP, UP, 1995.

Chopra, A.K.. *Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice-Hall. 1995.

Clough, R.W., Penzien, J.. *Dynamics of Structures*. 3<sup>rd</sup> ed.. Computers & Structures Inc.. 1995.

*Council Directive 96/48/EC on the interoperability of the trans-European high-speed rail system*. 1996 Official Journal of the European Communities L 235, pp. 0006-0024

*Council Directive 89/106/EEC on Constructions Products*. 2005 Official Journal of the European Communities

CT 143/N 1765. *Aplicações ferroviárias*. Comissão Técnica Portuguesa de Normalização. 2007

CTE 9. *Aplicações eléctricas e electrónicas no domínio ferroviário*. Comissão Técnica Portuguesa de Normalização. 2005

Decreto-Lei nº 235/83. *Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes*. Diário da República, 1983.

Decreto-Lei nº 349-C/83. *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Diário da República, 1983.

Delgado, R. M., dos Santos, S.M.. *Modelling of railway bridge-vehicle interaction on high speed tracks*. Computers & Structures. (3):511-523, 1997.

Dias, R.. *Dynamic Behaviour of High Speed Railway Bridges. Vehicles Lateral Dynamic Behaviour*. Dissertação para a obtenção do grau de MSc, IST, UTL, 2007.

Eisenmann, J.. *Railroad track structure for high-speed lines*. Proc. Symp. Railroad Track Mechanics and Technology, Princeton University. Pergamon Press, 1975.

ELTB. *Eisenbahnspezifische Liste Technischer Baubestimmungen*. Eisenbahn-Bundesamt, 2007.

EN 1990. *Eurocode - Basis of structural design*. European Committee for Standardization, 2002.

EN 1990-prAnnexA2. *Eurocode - Basis of structural design. Annex A2: Application for bridges (Normation)*. European Committee for Standardization, 2003.

prEN 1991-1-1. *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings*. European Committee for Standardization, 2001.

Draft prEN 1991-1-2. *Eurocode 1 – Actions on Structures Part 1-2: General Actions – Actions on structures exposed to fire*. European Committee for Standardization, 2002.

EN 1991-1-3. *Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-3: General actions - Snow loads*. European Committee for Standardization, 2003.



prEN 1991-1-4. *Eurocode 1: Actions on structures - General actions - Part 1-4: Wind actions*. European Committee for Standardization, 2004.

prEN 1991-1-5. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal actions*. European Committee for Standardization, 2003.

prEN 1991-1-6. *Eurocode 1 - Actions on structures Part 1-6: General actions - Actions during execution*. European Committee for Standardization, 2004.

Draft prEN 1991-1-7. *Eurocode 1 - Actions on structures Part 1-7: General Actions - Accidental actions*. European Committee for Standardization, 2003.

EN 1991-2. *Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*. European Committee for Standardization, 2002.

EN 1992-1-1. *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Comité Europeu de Normalização. 2004.

ENV 1992-2. *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges*. European Committee for Standardization, 1996.

EN 1993-1-1. *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. European Committee for Standardization, 2005.

EN 1993-2. *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges*. European Committee for Standardization, 2006.

EN 1994-2. *Eurocode 4 - Design of composite steen and concrete structures - Part 2: General rules and rules for bridges*. European Committee for Standardization, 2005.

prEN 1997-1. *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*. European Committee for Standardization, 2001.

EN 1998-1. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for Standardization, 2003.

ERRI D214. *RP9: Rail bridges for Speeds > 200 km/h – Final Report*. European Rail Research Institute (ERRI), 1999.

Esveld, C.. *Modern Railway Track*. C. Esveld, TU Delft, 2001.

Fryba L.. *Dynamics of bridges under moving loads (Past, present and future)*. Dynamics of High-Speed Railway Bridges Advanced course, FEUP, UP, 2005.

Fryba, L. *Dynamics of Railway Bridges*, Thomas Telford, 1996.

Fryba, L. *Vibration of solids and structures under moving loads*, 3<sup>rd</sup> ed.. Thomas Telford, 1999.

Goicolea, J.M., Dominguez, J., Navarro, J.A., Gabaldón, F.. *New dynamic analysis methods for railway bridges in codes IAPF and Eurocode 1*. IABSE. 2002.

Henriques, J.. *Dynamic Behaviour and Vibration Control of High-Speed Railway Bridges through Tuned Mass Dampers*. Dissertação para a obtenção do grau de MSc, IST, UTL, 2007.

Heyder, R., Girsch, G.. *Testing of HSH® rails in high-speed tracks to minimize rail damage*. Wear (258):1014-1021, 2005.

Humar, J.L., Kashif, A.M.. *Dynamic response of bridges under travelling loads*. Canadian Journal of Civil Engineering, (20):287-298, 1993.

IAPF-2007. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*. Ministerio de Fomento, 2007.

I/SC/PSOM/2298. *Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo*. Ferrovie dello Stato, 2007.

Ju, S.H., Lin, H.T., Hsueh, C.C., Wan, S.L.. *A simple finite element model for vibration analyses induced by moving vehicles*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, (68):1232-1256, 2006.

L 245/143. *Technical specification for interoperability relating to the infrastructure subsystem* Official Journal of the European Communities. 2002

L 245/402. *Technical specification for interoperability relating to the rolling stock subsystem* Official Journal of the European Communities. 2002

López Pita, A.. *Curso de Ferrocarriles. Tomo VIII – Interacción via-vehículo*. ETSECCPB.UPC, 1984.

Montenegro, P. *Comportamento Dinâmico de uma Ponte em Arco Existente para Tráfego Ferroviário de Alta Velocidade*. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP, UP, 2008.

Montgomery D. Runger, G.C.. *Applied Statistics and Probability for Engineers*, 4<sup>th</sup> ed.. Wiley, 2006.

Museros, P., Romero, M.L., Poy, A., Alarcón, E.. *Advances in the analysis of short span railway bridges for high-speed lines*. Computers and Structures, (80):2121-2132, 2002.

Museros, P., Martinez-Rodrigo, M.D.. *Vibration control of simply supported beams under moving loads using fluid viscous dampers*. Journal of Sound and Vibration, (300):292-315, 2007.

Nielsen, J.C.O., Igeland, A.. Vertical dynamic interaction between train and track – influence of wheel and track imperfections. Journal of Sound and Vibration, (187):825-832, 1995.

NP EN 206-1. *Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*. Instituto Português de Qualidade, 2005.

Paluch, M.. *Resumo das Aulas Teóricas de Análise Matemática IV*. Apontamentos da Disciplina de Análise Matemática IV, IST, UTL, 2004.

Pereira, M., Ferreira, E., Coito, M., Santos, P.. *Estudo Prévio para a concepção-construção de uma ponte*. Trabalho prático da Disciplina de Pontes, IST, UTL, 2008.

Pinto, R.J.. *Dinâmica de Pontes em Viga Caixão em Linhas Ferroviárias de Alta Velocidade*. Tese de Mestrado em Engenharia de Estruturas, FEUP, UP, 2007.

Prud'Homme, A.. *Les problèmes que pose, pour la voie, la circulation des rames à grande vitesse*. Revue Général des Chemins de Fer, 1976.

*Recomendaciones para el proyecto de plataformas ferroviarias*. Ministerio de Fomento. Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes. Área de Infraestructura Ferroviaria. Serie Normativas. 1999.

Ribeiro, D.. *Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade*. Tese de Mestrado em Engenharia de Estruturas, FEUP, UP, 2004.

SAP2000® *Basic Analysis Reference Manual*. Computers & Structures Inc.. 2006.

SIA 261. *Actions sur les structures porteuses*. Swiss Standards Association, 2003.

Sieffert, Y., Michel, G., Ramondenc, P., Jullien, J.F.. *Effects of the diaphragm at midspan on static and dynamic behaviour of composite railway bridge: A case study*. Engineering Structures, (28):1543-1554, 2006.

Song, S.T., Chai, Y.H., and Hida, S.E.. *Live Load Distribution in Multi-Cell Box-Girder Bridges and its Comparison with the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. University of California, Davis, California, Final Report to Caltrans No. 59A0148, 2001.

Sousa, C., Calçada, R., Neves, A.. *Dynamic analysis and fatigue verification of precast bridge decks for high speed railways lines using DIANA*. International DIANA Users Meeting. 2007.

*Standard Specifications for Highway Bridges*. 14<sup>th</sup> ed.. American Association of State Highway and Transportation Officials, 1989.

Tavares, R.. *Influence of the Vertical Support Stiffness on the Dynamic Behaviour of High-Speed Railway Bridges*. Dissertação para obtenção do grau de MSc, IST, UTL, 2007.

Teixeira, P.F.. *Engenharia Ferroviária*. Apontamento da Disciplina de Engenharia Ferroviária, IST, 2008.

UIC Code 702 OR. *Static loading diagrams to be taken into consideration for the design of rail carrying structures on lines used by international services*. Union Internationale des Chemins de Fer (UIC), 2003.

UIC Code 774-3 R. *Track/Bridge Interaction – Recommendations for calculations*. Union Internationale des Chemins de Fer (UIC), 2006.

UIC Code 776-1 R. *Loads to be considered in railway bridge design*. Union Internationale des Chemins de Fer (UIC), 2006.

UIC Code 776-2. *Bridges for high and very high speeds*. Union Internationale des Chemins de Fer (UIC), 1976.

Wang, J.F., Lin, C.C., Chen, B.L.. *Vibration suppression for high-speed railway bridges using tuned mass dampers*. International Journal of Solids and Structures, (40):465-491, 2003.

Wu, J.S., Dai, C.W.. *Dynamic responses of multispan nonuniform beam due to moving loads*. Journal of Structural Engineering (113):458-474, 1987.

Wu, Y.S., Yang, Y.B., Yau, J.D.. *Three-dimensional analysis of train-rail-bridge interaction problems*. Vehicle System Dynamics (36):1-35, 2001.

Yang, Y.B., Yau, J.D., Wu, Y.S.. *Vehicle-bridge Interaction Dynamics*, World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., 2004.

Yau, J.D., Yang, Y.B.. *A wideband MTMD system for reducing the dynamic response of continuous truss bridges to moving train loads*. Engineering Structures (26):1795-1807, 2004.

Yau, J.D., Yang, Y.B., Kuo, S.R.. *Impact response of high speed rail bridges and riding comfort of rail cars*. Engineering Structures, (21):836-844, 1999.

Xia, H., Zhang, N., Guo, W.W.. *Analysis of resonance mechanism and conditions of train-bridge system*. Journal of Sound and Vibration. (297):810-822, 2006.

Xie, Y.M.. *An Assessment of time integration schemes for non-linear dynamic equations*. Journal of Sound and Vibration, (192):321-331, 1995.

Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L.. *The Finite Element Method*. 5<sup>th</sup> ed.. Butterworth-Heinemann. 2000.

Anexo A – Dados para a montagem do modelo de cargas para alguns dos comboios reais de alta velocidade

	<b>ETR - 500</b>		<b>Eurostar</b>		<b>ICE-2</b>		<b>Talgo AV2</b>		<b>TGV Atlantique Double</b>		<b>Thalys 2</b>		<b>Virgin</b>	
<b>Eixo</b>	x (m)	P (kN)	x (m)	P (kN)	x (m)	P (kN)	x (m)	P (kN)	x (m)	P (kN)	x (m)	P (kN)	x (m)	P (kN)
<b>1</b>	0	187	0	170	0	195	0	170	0	170	0	170	0	170
<b>2</b>	3	187	3	170	3	195	2.65	170	3	170	3	170	2.7	170
<b>3</b>	12	187	14	170	11.46	195	11	170	14	170	14	170	17	170
<b>4</b>	15	187	17	170	14.46	195	13.65	170	17	170	17	170	19.7	170
<b>5</b>	19.4	120	20.275	170	19.31	112	19.125	170	20.275	163	20.275	163	23.9	170
<b>6</b>	22.4	120	23.275	170	21.81	112	28.095	170	23.275	163	23.275	163	26.6	170
<b>7</b>	38.4	120	38.975	170	38.31	112	41.235	170	38.975	170	38.975	170	40.9	170
<b>8</b>	41.4	120	41.975	170	40.81	112	54.375	170	41.975	170	41.975	170	43.6	170
<b>9</b>	45.5	120	57.675	170	45.71	112	67.515	170	57.675	170	57.675	170	47.8	170
<b>10</b>	48.5	120	60.675	170	48.21	112	80.655	170	60.675	170	60.675	170	50.5	170
<b>11</b>	64.5	120	76.375	170	64.71	112	93.795	170	76.375	170	76.375	170	64.8	170
<b>12</b>	67.5	120	79.375	170	67.21	112	106.935	170	79.375	170	79.375	170	67.5	170
<b>13</b>	71.6	120	95.075	170	72.11	112	120.075	170	95.075	170	95.075	170	71.7	170
<b>14</b>	74.6	120	98.075	170	74.61	112	133.215	170	98.075	170	98.075	170	74.4	170
<b>15</b>	90.6	120	113.775	170	91.11	112	146.355	170	113.775	170	113.775	170	88.7	170
<b>16</b>	93.6	120	116.775	170	93.61	112	155.325	170	116.775	170	116.775	170	91.4	170
<b>17</b>	97.7	120	132.475	170	98.51	112	160.8	170	132.475	170	132.475	170	95.6	170
<b>18</b>	100.7	120	135.475	170	101.01	112	163.45	170	135.475	170	135.475	170	98.3	170
<b>19</b>	116.7	120	151.175	170	117.51	112	171.8	170	151.175	170	151.175	170	112.6	170
<b>20</b>	119.7	120	154.175	170	120.01	112	174.45	170	154.175	170	154.175	170	15.3	170
<b>21</b>	123.9	120	169.875	170	124.91	112	181.6	170	169.875	170	169.875	163	119.5	170
<b>22</b>	126.8	120	172.875	170	127.41	112	184.25	170	172.875	170	172.875	163	122.2	170
<b>23</b>	142.8	120	188.575	170	143.91	112	192.6	170	188.575	170	176.15	170	136.5	170
<b>24</b>	145.8	120	191.575	170	146.41	112	195.25	170	191.575	170	179.15	170	139.2	170
<b>25</b>	149.9	120	195.095	170	151.31	112	200.725	170	207.275	163	190.15	170	143.4	170
<b>26</b>	152.9	120	198.095	170	153.81	112	209.695	170	210.275	163	193.15	170	146.1	170
<b>27</b>	168.9	120	213.795	170	170.31	112	222.835	170	213.55	170	200.19	170	160.1	170
<b>28</b>	171.9	120	216.795	170	172.81	112	235.975	170	216.55	170	203.19	170	163.1	170
<b>29</b>	176	120	232.495	170	177.71	112	249.115	170	227.55	170	214.19	170	167.3	170

30	179	120	235.495	170	180.21	112	262.255	170	230.55	170	217.19	170	170	170
31	195	120	251.195	170	196.71	112	275.395	170	237.59	170	220.465	163	184.3	170
32	198	120	254.195	170	199.21	112	288.535	170	240.59	170	223.465	163	187	170
33	202.1	120	269.895	170	204.11	112	301.675	170	251.49	170	239.165	170	191.2	170
34	205.1	120	272.895	170	206.61	112	314.815	170	254.59	170	242.165	170	193.9	170
35	221.1	120	288.595	170	223.11	112	327.955	170	257.865	163	257.865	170	208.2	170
36	224.1	120	291.595	170	225.61	112	336.925	170	260.865	163	260.865	170	210.9	170
37	228.2	120	307.295	170	230.51	112	342.4	170	276.565	170	276.565	170	215.1	170
38	231.2	120	310.295	170	233.01	112	345.05	170	279.565	170	279.565	170	217.8	170
39	247.2	120	325.995	170	249.51	112	353.4	170	295.265	170	295.265	170	232.1	170
40	250.2	120	328.995	170	252.01	112	356.05	170	298.265	170	298.265	170	234.8	170
41	254.3	120	344.695	170	256.91	112			313.965	170	313.965	170	239	170
42	257.3	120	347.695	170	259.41	112			316.965	170	316.965	170	241.7	170
43	273.3	120	363.395	170	275.91	112			332.665	170	332.665	170	256	170
44	276.3	120	366.395	170	278.41	112			335.665	170	335.665	170	258.7	170
45	280.7	187	369.67	170	283.31	112			351.365	170	351.365	170		
46	283.7	187	372.67	170	285.81	112			354.365	170	354.365	170		
47	292.7	187	383.67	170	302.31	112			370.065	170	370.065	163		
48	295.7	187	386.67	170	304.81	112			373.065	170	373.065	163		
49					309.71	112			388.765	170	376.34	170		
50					312.21	112			391.765	170	379.34	170		
51					328.71	112			407.465	170	390.34	170		
52					331.21	112			410.465	170	393.34	170		
53					336.06	195			426.165	170				
54					339.06	195			429.165	170				
55					347.52	195			444.865	163				
56					350.52	195			447.865	163				
57									451.14	170				
58									454.14	170				
59									465.14	170				
60									468.14	170				
<b>TOTAL</b>		<b>6296</b>		<b>8160</b>		<b>6936</b>		<b>6800</b>		<b>10144</b>		<b>8784</b>		<b>7480</b>

## Anexo B – Avaliação do subsistema estrutural de acordo com a norma L245/143

Tabela B.1 – Tabela B.1 do Anexo B do L214/143 – Avaliação do subsistema infraestrutural para a verificação de conformidade, no domínio da engenharia civil (geral)

1	2	3	4	5
Fases				
Características	Projecto	Produção		
		Construção	Pré-operacional	Validação em condições operacionais
Sobreelevação da via (Cláusula 4.3.3.7)	X	X	n.a.	n.a.
Raio de curvatura (4.3.3.8)	X	X	n.a.	n.a.
Raio de curvatura vertical e lateral para a estabilidade da via (4.3.3.5)	X	X	n.a.	n.a.
Inclinação máxima (4.3.3.4)	X	X	n.a.	n.a.
Espaçamento entre vias (4.3.3.2)	X	X	n.a.	n.a.
Presença de espaço lateral (4.2.3.2)	X	X	n.a.	n.a.
Guardas (4.2.3.1.2)	X	X	n.a.	n.a.
Acessos - Intrusões (4.3.3.25)	X	X	n.a.	n.a.
Efeitos de ventos laterais (4.3.3.23)	X	X	n.a.	n.a.
Registo da infraestrutura (4.2.3.2.6)	X	X	X	n.a.
n.a. – não aplicável				

Tabela B.2 – Tabela B.2 do Anexo B do L214/143 – Avaliação do subsistema infraestrutural para a verificação de conformidade, no domínio da engenharia civil (estações, geral)

1	2	3	4	5
Fases				
Características	Projecto	Produção		
		Construção	Pré-operacional	Validação em condições operacionais
Altura da plataforma (Cláusula 4.3.3.26)	X	X	n.a.	n.a.
Comprimento da plataforma (4.1.5)	X	X	n.a.	n.a.
Protecções contra choques eléctricos (4.3.3.26 e 27)	X	X	n.a.	n.a.
Acessos para deficientes (4.3.3.26)	X	X	n.a.	n.a.
Protecção dos passageiros (4.3.3.26)	X	X	n.a.	n.a.
n.a. – não aplicável				



## Anexo C – Lista de recomendações UIC mencionadas no Anexo Técnico de Engenharia

<b>Ficha</b>	<b>Título</b>
<b>717</b>	Recommandations concernant la conception des ponts pour tenir compte des exigences relatives à la pose et à l'entretien de la voie et pour réduire les émissions de bruit
<b>719</b>	Ouvrages en terre et couches d'assise ferroviaires
<b>771-3</b>	Recommandations pour l'assemblage des longerons aux entretoises des ponts de chemin de fer en acier
<b>772-1</b>	Principes standards d'emploi des appareils d'appui en matériaux divers pour les ponts rails
<b>772-2</b>	Directives pour l'utilisation des appareils d'appui en caoutchouc dans les ponts-rails
<b>773</b>	Recommandations pour une méthode de calcul des ponts-rails à poutrelles enrobées
<b>774-1</b>	Recommandations pour le dimensionnement des ponts-rails en béton armé et précontraint à la fatigue
<b>774-2</b>	Répartition des charges d'essieu dans le cas des ponts-rails en béton armé ballastés
<b>774-3</b>	Interaction voie ouvrages d'art. Recommandations pour les calculs
<b>775</b>	Emploi des techniques de soudage dans la construction de ponts-rails
<b>776-1</b>	Charges à pendre en considération dans le calcul des ponts-rails
<b>776-2</b>	Ponts pour grandes et très grandes vitesses
<b>776-3</b>	Déformations des ponts
<b>776-4</b>	Emploi de l'ordinateur pour le calcul de ponts et d'autres construction de génie civil
<b>777-1</b>	Mesures pour prévenir les chocs des véhicules routiers contre les ponts-rails et visant à empêcher la pénétration de véhicules sur la voie ferrée
<b>777-2</b>	Constructions situées au-dessus des voies ferrées - Dispositions constructives dans la zone des voies
<b>778-1</b>	Recommandations relatives aux facteurs de fatigue à considérer lors du dimensionnement des ponts métalliques de chemin de fer
<b>779-1</b>	Effet de souffle au passage des circulations ferroviaires sur les ouvrages à proximité des voies

Anexo D – Determinação do 1º modo de vibração vertical para uma ponte de secção em caixão, segundo o EN 1991-4

$$n_{1V} = \frac{K^2}{2\pi L^2} \times \sqrt{\frac{EI_{3-3}}{m}} \text{ (Hz)} \quad \text{Eq. (D.1)}$$

onde,

$I_{3-3}$  Momento de inércia segundo o eixo de flexão (admite-se 3-3)

$K$  Parâmetro adimensional que depende da estrutura

Para pontes de um vão:

$K = \pi$ , se simplesmente apoiada

$K = 3.9$ , se em consola

$K = 4.7$ , se encastrada

Para pontes de dois vãos:

$K$  é dado pela Fig. D.1 (*Two-span bridges*), onde

$L_1$  é o comprimento do vão lateral e  $L > L_1$

Para pontes de três vãos:

$K$  é dado pela Fig. D.1 (*Three-span bridges*), onde

$L_1$  é o comprimento do vão lateral maior,  $L_2$  o outro vão lateral e  $L > L_1 > L_2$ .

Para pontes de quatro vãos simétricas em relação ao centro geométrico longitudinal:

$K$  pode ser obtido pela Fig. D.1 (*Two-span bridges*), tratando de cada metade da ponte com uma ponte equivalente de dois vãos

Para pontes de quatro vãos não simétricas ou com mais de quatro vãos:

$K$  pode ser obtido pela Fig. D.1 (*Three-span bridges*), escolhendo o vão principal como o vão interno.

NOTA: Se o valor de  $\sqrt{\frac{EI_{3-3}}{m}}$  no apoio exceder o dobro do valor a meio vão ou for menor que 80% do mesmo valor, então a Eq. (D.1) produz resultados pouco fidedignos. Esta situação verifica-se no caso de estudo.

Uma expressão para a frequência fundamental de torção é proposta neste mesmo documento porém não está completa.

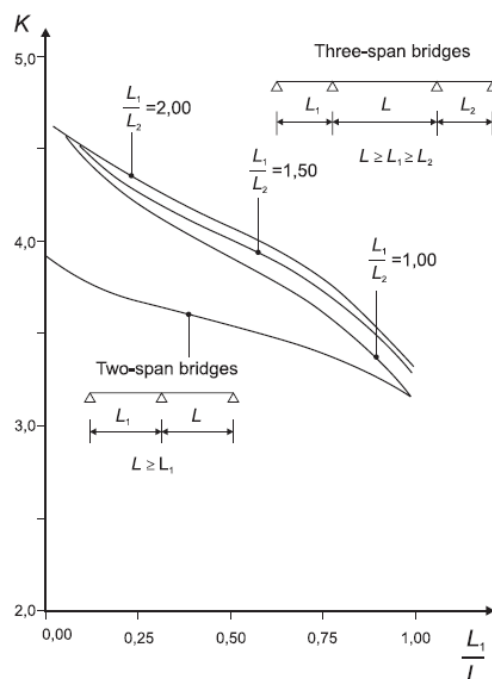


Fig. D.1 – Coeficiente K em função da relação de vãos

## Anexo E – Propriedades geométricas das aduelas e secções da ponte em estudo

Tabela E.0.1 – Propriedades das aduelas

ID	Comprimento	Volume	Peso
Aduela	m	m <sup>3</sup>	KN
Apoio (S0)	1.50	20.40	510.11
0 (S0-SAR)	1.00	13.45	336.21
1 (SAR-S1)	4.00	50.80	1269.98
2 (S1-S2)	4.00	46.31	1157.70
3 (S2-S3)	4.00	42.43	1060.74
4 (S3-S4)	5.00	48.81	1220.23
5 (S4-S5)	5.00	45.48	1136.89
6 (S5-S6)	5.00	43.40	1085.03
7 (S6-S7)	5.00	42.40	1060.00
Fecho (S7)	1.75	14.76	368.94

Tabela E.0.2 – Propriedades das secções

ID	H	Bi	Eiv	Eih	Yg	Area	J	I33	I22
Secção	m	m	m	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>
S0	4.45	0.80	0.00	0.00	2.23	13.60	55.73	39.28	106.12
SAR	4.33	0.77	0.00	0.00	2.19	13.29	52.85	36.43	104.45
S1	3.89	0.65	0.00	0.00	2.04	12.11	42.01	26.95	98.22
S2	3.51	0.54	0.00	0.00	1.91	11.05	33.78	20.00	92.77
S3	3.18	0.45	0.05	0.19	1.80	10.17	26.95	14.96	88.16
S4	2.86	0.36	0.14	0.55	1.67	9.36	21.14	10.91	83.99
S5	2.63	0.30	0.20	0.80	1.58	8.83	17.22	8.53	81.19
S6	2.50	0.26	0.24	0.95	1.52	8.53	15.11	7.31	79.62
S7	2.45	0.25	0.25	1.00	1.50	8.43	14.39	6.91	79.06

onde,

H Altura da secção

Bi Largura do banzo inferior

Eiv Altura da esquadro do banzo inferior

Eih Largura da esquadro do banzo inferior

Yg Distância entre o centro de massa e a fibra inferior da secção medida no eixo y

Area Area da secção

J Constante de torção

I33 Momento de inércia segundo a direcção 3

I22 Momento de inércia segundo a direcção 2

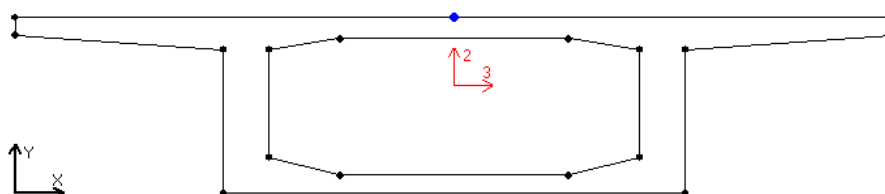


Figura E.1 – Secção de meio vão

Anexo F – Resultados da análise modal para os modelos de viga, viga modificado, casca e balastrado

Tabela F.1 – Frequências de vibração, factores de participação de massa máximos (FPM(Max)) e direcções correspondentes (FPM (Dir)) para os modos de vibração dos quatro modelos computados em SAP2000

Modo	Modelo de viga original			Modelo de viga modificado			Modelo de casca			Modelo de balastrado		
	Freq (Hz)	FPM (Dir)	FPM (Max)	Freq (Hz)	FPM (Dir)	FPM (Max)	Freq (Hz)	FPM (Dir)	FPM (Max)	Freq (Hz)	FPM (Dir)	FPM (Max)
1	2,10	UZ	0,102	2,01	UZ	0,102	1,90	UZ	0,102	1,90	UZ	0,104
2	4,06	RY	0,064	3,86	RY	0,064	3,84	UX	0,076	3,83	UX	0,080
3	4,53	UY	0,177	4,26	UY	0,179	4,69	UY	0,176	5,62	UZ	0,482
4	5,44	UZ	0,483	5,18	UZ	0,482	5,66	UZ	0,479	6,46	UX	0,213
5	7,45	RY	0,098	7,10	RY	0,098	6,52	UX	0,205	8,91	RX	0,246
6	9,49	RZ	0,076	8,49	RZ	0,075	9,05	RX	0,231	9,20	UX	0,623
7	10,63	UY	0,522	9,22	UY	0,476	9,35	UX	0,633	10,87	UZ	0,108
8	10,85	UX	0,825	10,74	UX	0,819	10,14	RZ	0,060	13,47	RX	0,005
9	12,10	UZ	0,094	10,85	RZ	0,086	10,92	UZ	0,109	13,51	RX	0,316
10	12,91	RZ	0,102	11,54	UZ	0,094	11,59	UY	0,418	14,24	RZ	0,000
11	16,27	UX	0,019	13,48	RX	0,225	13,00	RZ	0,039	14,35	UZ	0,041
12	17,27	UZ	0,048	15,58	UX	0,027	13,92	RZ	0,011	14,41	UX	0,034
13	20,24	RX	0,083	16,57	UZ	0,048	14,04	RX	0,359	17,28	RY	0,006
14	20,58	UZ	0,001	16,93	UY	0,072	14,45	UX	0,036	17,78	RX	0,068
15	21,36	RY	0,006	20,41	UZ	0,000	14,47	UZ	0,041	18,02	UZ	0,001
16	22,69	RX	0,196	20,49	RY	0,006	15,75	RZ	0,062	18,32	UY	0,100
17	26,13	RZ	0,002	20,50	RZ	0,009	17,32	RY	0,006	19,62	RZ	0,010
18	26,37	UY	0,012	20,51	RX	0,111	17,69	RX	0,037	19,77	UY	0,127
19	29,06	UZ	0,009	21,90	RZ	0,003	18,26	UZ	0,001	20,35	RZ	0,000
20	29,59	RZ	0,005	22,58	RX	0,209	20,20	RX	0,006	20,51	RX	0,025
21				22,89	RZ	0,001	20,58	RZ	0,001	20,73	RZ	0,018
22				25,41	RZ	0,015	20,71	RX	0,008	21,28	RZ	0,005
23				27,89	UZ	0,009	21,28	RZ	0,000	21,43	UZ	0,014
24				29,75	UY	0,016	21,38	UZ	0,012	22,51	UZ	0,023
25							22,02	RZ	0,000	22,63	RX	0,041
26							22,11	RX	0,006	22,78	RY	0,012
27							22,60	RZ	0,000	23,32	UY	0,046
28							22,78	RY	0,014	23,63	UZ	0,022
29							22,95	UZ	0,054	23,66	RY	0,000
30							23,22	UY	0,053	23,71	RX	0,005
31							23,48	RX	0,018	23,84	UZ	0,001
32							23,89	RY	0,001	23,87	RY	0,000
33							24,40	RZ	0,000	23,90	RZ	0,000
34							24,57	RX	0,015	24,28	RY	0,001
35							24,62	UZ	0,000	24,52	RZ	0,000
36							24,71	RY	0,000	24,57	UZ	0,003

37		24,77	UZ	0,004	25,06	UZ	0,001
38		25,02	RY	0,002	25,20	RY	0,001
39		25,10	RZ	0,000	25,34	RZ	0,000
40		25,15	UZ	0,000	25,35	UY	0,007
41		25,63	UZ	0,003	25,36	UZ	0,007
42		25,79	UY	0,036	25,67	RY	0,001
43		25,83	RY	0,001	25,84	UY	0,018
44		26,01	RX	0,000	25,87	RY	0,002
45		26,01	RZ	0,000	26,01	UZ	0,001
46		26,24	RY	0,000	26,29	RZ	0,000
47		26,32	UZ	0,006	26,70	UY	0,005
48		26,45	UZ	0,001	26,89	RY	0,001
49		26,66	UY	0,002	27,20	RZ	0,001
50		26,79	RZ	0,000	27,37	UZ	0,006
51		26,89	RY	0,001	27,44	RZ	0,000
52		27,27	RY	0,001	27,85	UZ	0,006
53		27,36	RX	0,001	27,89	UY	0,044
54		27,92	RZ	0,000	28,16	RY	0,004
55		28,03	RZ	0,000	28,48	UZ	0,015
56		28,27	UZ	0,005	28,66	RY	0,000
57		28,36	UZ	0,001	28,98	UY	0,000
58		28,86	RY	0,003	29,16	UZ	0,000
59		28,87	RX	0,002	29,46	UY	0,040
60		29,20	UZ	0,012	29,62	UZ	0,002
61		29,24	RY	0,000	29,63	RY	0,001
62		29,59	RZ	0,000	29,91	UY	0,154
63		29,76	UZ	0,000			

Fig. F.1 – Representação gráfica dos primeiros quatro modos de vibração vertical, dois primeiros mistos e primeiros puros de vibração lateral e torção, para o modelo de viga modificado

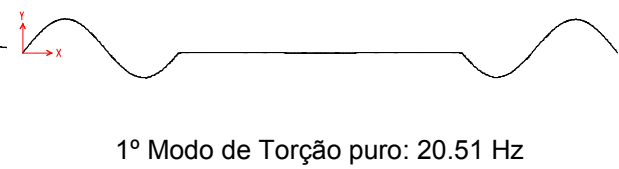
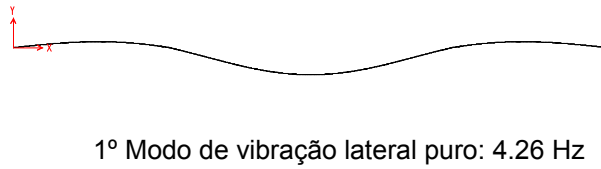
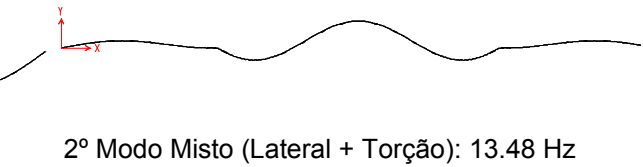
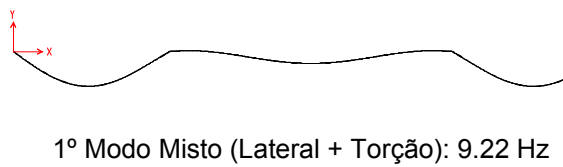
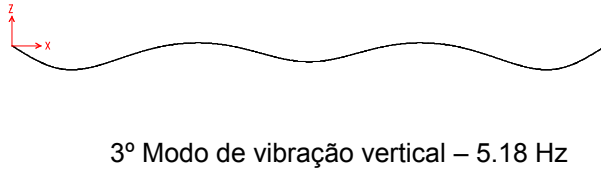
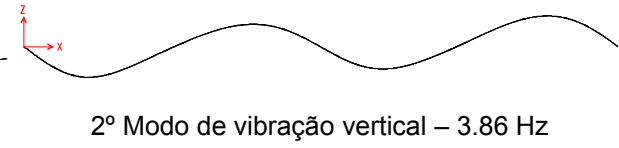
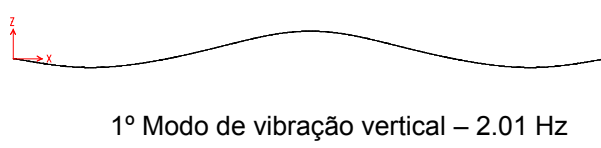
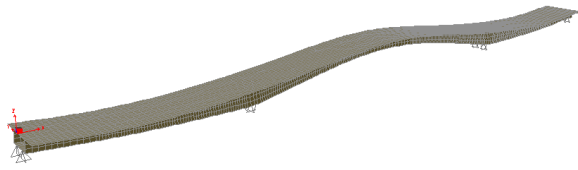
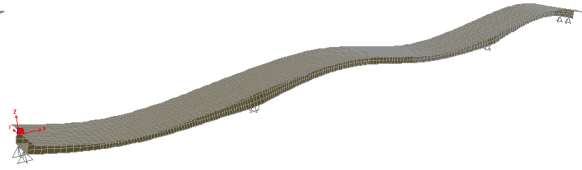


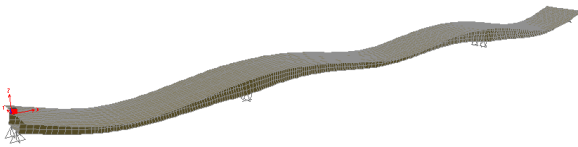
Fig. F.2 – Representação gráfica dos primeiros quatro modos de vibração vertical, dois primeiros mistos e primeiros puros de vibração lateral e torção, para o modelo de casca



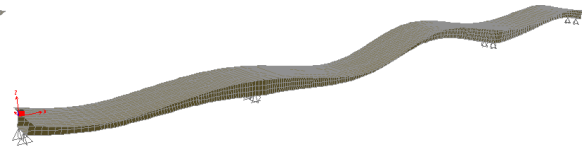
1º Modo de vibração vertical – 1.90Hz



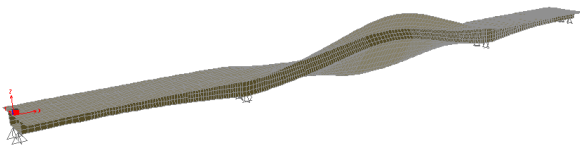
2º Modo de vibração vertical – 3.84Hz



3º Modo de vibração vertical – 5.66 Hz



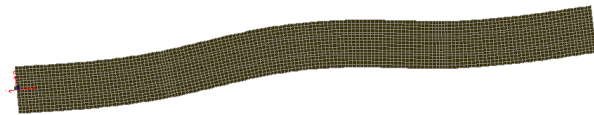
4º Modo de vibração vertical – 6.52 Hz



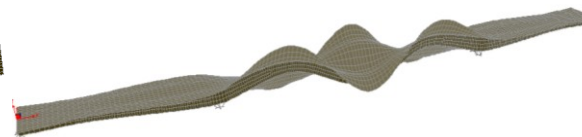
1º Modo Misto (Lateral + Torção) – 9.05 Hz



2º Modo Misto (Lateral + Torção) – 14.04 Hz

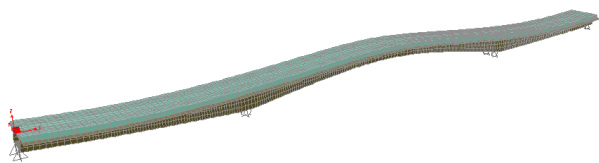


1º Modo de vibração lateral puro – 4.69 Hz

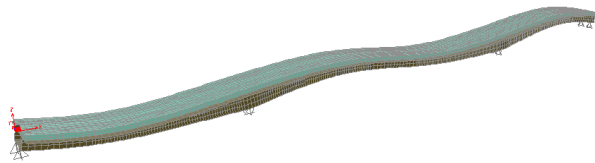


1º Modo de Torção puro – 17.69 Hz

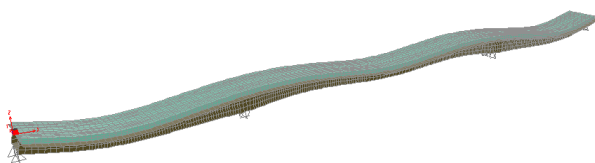
Fig. F.3 – Representação gráfica dos primeiros quatro modos de vibração vertical, dois primeiros de torção e primeiro lateral, para o modelo de balastro



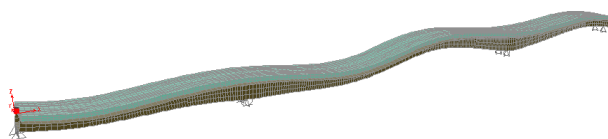
1º Modo de vibração vertical – 1.90Hz



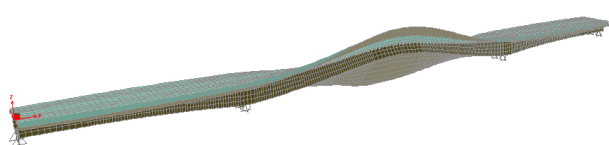
2º Modo de vibração vertical – 3.83 Hz



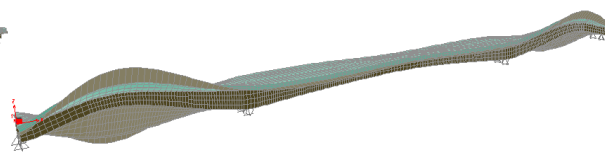
3º Modo de vibração vertical – 5.62 Hz



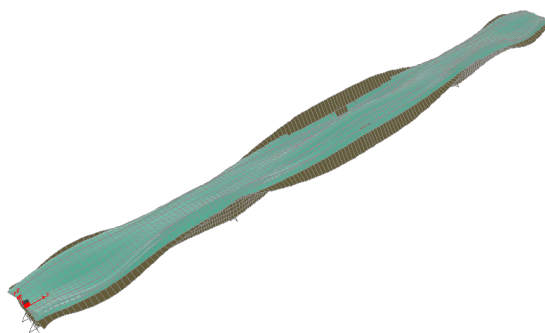
4º Modo de vibração vertical – 6.46 Hz



1º Modo de Torção puro – 8.91 Hz



2º Modo de Torção puro – 13.51 Hz



1º Modo de vibração lateral (Impuro) – 18.32 Hz