



FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

EFEITOS DINÂMICOS EM PONTES RESULTANTES DO TRÁFEGO FERROVIÁRIO A ALTA VELOCIDADE

RUI ARTUR BÁRTOLO CALÇADA

MAIO 1995



FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

EFEITOS DINÂMICOS EM PONTES RESULTANTES DO TRÁFEGO FERROVIÁRIO A ALTA VELOCIDADE

*Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da
Universidade do Porto, para a obtenção do Grau de
Mestre em Estruturas de Engenharia Civil*

624(042) / CALR / EFE

UNIVERSIDADE DO PORTO
Faculdade de Engenharia
BIBLIOTECA
N.º _____
CDU _____
Data 25 10 1996

N.º 2263

RUI ARTUR BÁRTOLO CALÇADA*

MAIO 1995

* Bolseiro da Junta Nacional de Investigação Científica e Tecnológica

Aos meus Pais e irmãos

e

à Sónia

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL	ii
RESUMO	iii
ABSTRACT	iv
RÉSUMÉ	v
AGRADECIMENTOS	vi
ÍNDICE DE TEXTO	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	xii
ÍNDICE DE QUADROS	xviii
SIMBOLOGIA	xxi
 CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	 1.1
CAPÍTULO 2 - SEGURANÇA E CONFORTO EM PONTES FERROVIÁRIAS	2.1
CAPÍTULO 3 - MODELO DINÂMICO PARA O SISTEMA PONTE-COMBOIO	3.1
CAPÍTULO 4 - ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA	4.1
CAPÍTULO 5 - ESTUDO DA TRANSIÇÃO ATERRO-PONTE	5.1
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES	6.1
 BIBLIOGRAFIA	 B.1

RESUMO

O principal objectivo desta tese é o estudo dos efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade, do ponto de vista da segurança estrutural, da segurança da circulação e do conforto dos passageiros.

Os estudos são efectuados em computador através de um programa de cálculo automático que resultou da implementação de um modelo de análise dinâmica que contempla a interacção entre o comboio e a ponte.

Numa primeira aplicação do modelo, é estudado o comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária sujeita à passagem de um comboio formado por duas locomotivas, uma em cada extremidade da composição, e por treze carruagens. A ponte é de betão armado e pré-esforçado, constituída por um tramo simplesmente apoiado com trinta metros de vão.

A resposta é analisada do ponto de vista da segurança estrutural, através da observação das amplificações dinâmicas em termos de esforços; da segurança da circulação, através da observação das acelerações e rotações de extremidade do tabuleiro; do conforto dos passageiros através da observação das acelerações registadas nas carruagens.

Numa segunda aplicação são estudados os efeitos dinâmicos que poderão ocorrer na transição aterro-estrutura, devido à diferente forma de colocação da via sobre o aterro e a estrutura. O estudo é realizado tomando como base o pontão de Riada situado na Linha do Norte da CP.

A resposta é analisada do ponto de vista da segurança da circulação, através da observação da estabilidade do contacto entre a roda e o carril.

ABSTRACT

The main goal of this thesis is the study of the dynamic effects on bridges caused by high speed railway traffic, from the structural and traffic safety point of view and also as to what concerns the passenger comfort.

The studies are carried out numerically using a program that applies a dynamic analysis model which considers the interaction between vehicle and bridge.

In a first application of the model, a study is performed of the dynamic behaviour of a railway bridge submitted to the passage of a train with two locomotives, one at each end, and thirteen carriages. The bridge, made of reinforced and prestressed concrete, has a simply supported deck with a span of thirty metres.

The response is analysed concerning: structural safety, through the observation of the dynamic magnification factors in terms of stresses; traffic safety, via the observation of the accelerations and rotations of the extremities of the deck; passengers comfort, by studying the accelerations in the train carriages.

A second application of the model concentrates on the study of the dynamic effects that can occur on the subgrade-structure transition, due to the different method of track placement on these two types of support. The study as reference takes the bridge of Riada, on the Linha do Norte of the CP (Caminhos de Ferro Portugueses).

The response is analysed from the traffic safety point of view, through the observation of the stability of contact between wheel and rail.

RÉSUMÉ

L'objectif principal de cette thèse est l'étude des effets dynamiques sur les ponts résultant du trafic ferroviaire à grande vitesse, du point de vue de la sécurité structurelle, de la sécurité de la circulation et du confort des voyageurs.

Les études sont effectuées sur ordinateur, à l'aide d'un programme de calcul automatique qui a résulté de l'implémentation d'un modèle dynamique qui contemple l'interaction véhicule ferroviaire-pont.

Dans une première application du modèle est étudiée le comportement dynamique d'un pont ferroviaire soumis au passage d'un train constitué par deux locomotives, une à chaque extrémité de sa composition, et par treize voitures à voyageurs. Le pont est en béton armé et pré-contrainte, constitué par une travée simplement appuyée avec trente mètres de portée.

La réponse est analysée du point de vue de la sécurité structurelle, par l'observation des amplifications dynamiques en termes d'efforts; de la sécurité de la circulation à travers l'observation des accélérations et des rotations de l'extrémité du tablier; du confort des voyageurs par l'observation des accélérations enregistrées dans les voitures.

Dans une deuxième application sont étudiées les effets dynamiques qui pourront survenir dans la transition remblai-structure, à cause du différent mode de placement de la voie sur le remblai et sur la structure. L'étude est réalisée ayant pour base le "Pont de la Riada" situé sur la Ligne Nord de la CP (Chemins de Fer Portugais).

La réponse est analysée du point de vue de la sécurité de la circulation, à travers l'observation de la stabilité du contact entre la roue et le rail.

AGRADECIMENTOS

Ao terminar este trabalho não posso deixar de expressar os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas e entidades que de algum modo contribuíram para a sua concretização, e em especial:

- Ao Professor Raimundo Moreno Delgado, desejo manifestar um especial agradecimento pela orientação e interesse manifestados na elaboração desta dissertação, pela forma amigável com que sempre acompanhou o seu desenvolvimento, pela paciência demonstrada e constante incentivo, permitindo assim que este trabalho chegasse ao seu bom termo;
- Ao Professor António Campos e Matos, por ter despertado em mim o interesse pelos problemas das pontes ferroviárias, pelo seu interesse e observações inteligentes no decorrer deste trabalho e pelas facilidades que me proporcionou no campo profissional na fase de conclusão do mesmo;
- Ao Professor Manuel de Matos Fernandes, na qualidade de coordenador do Curso de Mestrado, e a todo o corpo docente deste curso;
- Ao Professor Couto Marques, pela cedência do seu gabinete, onde grande parte do trabalho de investigação foi desenvolvido;
- Ao Professor Álvaro Azevedo, responsável pelo CECUP, pelo apoio sempre demonstrado e pelos meios informáticos colocados à disposição;
- Ao Professor Mota Freitas, pelo interesse e apoio sempre demonstrados e pela extensa bibliografia colocada à disposição;
- Ao Professor Arnaldo Sousa Melo, pela extensa bibliografia colocada à disposição;

- À divisão de Obras de Arte e Construção Civil e à Direcção de Material, da CP, por toda a informação colocada à disposição;
- Ao Engenheiro Paulo Pinto da CDM, pela cedência de informação técnica diversa;
- A todos os meus colegas que, de uma forma directa ou indirecta, contribuíram para a realização deste trabalho, dirigindo-me em particular aos Amigos e Engenheiros Alberto Figueiredo, Avelino Teixeira, Miguel Ladeira e Pedro Couto, pelo incentivo sempre demonstrado durante a sua execução;
- Aos colegas e amigos do Gabinete de Estruturas e Geotecnia, pelo interesse e amizade sempre demonstrados;
- Aos colegas Paulo Guedes e Manuel Trigo, pela amizade e apoio dado nas minhas funções como assistente-estagiário na Escola de Engenharia da Universidade do Minho na fase de conclusão deste trabalho;
- À Junta Nacional de Investigação Científica e Tecnológica, pelo apoio financeiro prestado;
- Às Sras. D.Clotilde , D.Vitória e D.Elvira, pelo apoio de secretaria e simpatia sempre demonstrados;
- Ao Sr. Manuel Carvalho, pelo esclarecimento sempre pronto das dúvidas colocadas ao longo do trabalho de processamento do texto e das figuras;
- À minha Família, e em particular aos meus Pais e Irmãos, pelo apoio e incentivo demonstrados no decorrer do trabalho;
- À Sónia, pelo seu apoio e incentivo constante e pela sua preciosa compreensão em relação às muitas horas subtraídas à sua companhia.

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	1.1
1.2 - OBJECTIVOS DO TRABALHO	1.2
1.3 - DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DO TRABALHO.....	1.3

CAPÍTULO 2 - SEGURANÇA E CONFORTO EM PONTES FERROVIÁRIAS

2.1 - INTRODUÇÃO	2.1
2.2 - SEGURANÇA ESTRUTURAL	2.2
2.2.1 - Introdução	2.2
2.2.2 - Sobrecargas	2.2
2.2.2.1 - Comboios reais	2.2
2.2.2.2 - Esquema de cargas UIC 71	2.8
2.2.3 - Força centrífuga	2.10
2.2.4 - Forças de arranque e frenagem	2.11

2.2.5 - Força de Lacete	2.13
2.2.6 - Regulamentação aplicável	2.13
2.2.6.1 - O Code UIC 702-O	2.13
2.2.6.2 - O Code UIC 776-1 R	2.13
2.2.6.3 - O Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)	2.14
2.2.6.4 - O Eurocódigo 1 (EC1)	2.14
2.3 - SEGURANÇA DA CIRCULAÇÃO	2.15
2.3.1 - Introdução	2.15
2.3.2 - Estabilidade da via	2.15
2.3.3 - Estabilidade do contacto entre a roda e o carril	2.17
2.3.4 - Regulamentação aplicável	2.17
2.3.4.1 - O Code UIC 776-3 R	2.17
2.3.4.2 - Eurocódigo 1	2.21
2.4 - CONFORTO DOS PASSAGEIROS	2.23
2.4.1 - Os trabalhos da comissão D160 da ORE	2.23
2.4.2 - Regulamentação aplicável	2.31
2.4.2.1 - O Code UIC 776-3 R	2.31
2.4.2.2 - Eurocódigo 1	2.32

CAPÍTULO 3 - MODELO DINÂMICO PARA O SISTEMA PONTE-COMBOIO

3.1 - INTRODUÇÃO	3.1
3.2 - ANÁLISE DINÂMICA	3.2

3.2.1 - Equação de equilíbrio dinâmico	3.2
3.2.2 - Solução da equação de equilíbrio dinâmico	3.5
3.2.2.1 - Método de Wilson- θ	3.6
3.2.2.2 - Método de Newmark	3.7
3.3 - MODELAÇÃO DO COMBOIO	3.8
3.4 - MODELAÇÃO DA PONTE	3.14
3.5 - CARGAS ROLANTES	3.17
3.6 - INTERACÇÃO.....	3.18

CAPÍTULO 4 - ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA

4.1 - INTRODUÇÃO	4.1
4.2 - DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	4.2
4.3 - MODELAÇÃO.....	4.3
4.4 - CÁLCULOS EFECTUADOS	4.6
4.5 - RESULTADOS	4.7
4.5.1 - Análise estática	4.8
4.5.2 - Análise dinâmica	4.12
4.6 - AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	4.28
4.6.1 - Segurança estrutural.....	4.28
4.6.1.1 - Coeficientes de amplificação dinâmica para comboios reais	4.28
4.6.1.2 - Esquema de cargas UIC 71	4.30
4.6.1.3 - Comparação entre os esforços numéricos e regulamentares.....	4.31

4.6.2 - Segurança da circulação.....	4.34
4.6.2.1 - Aceleração vertical do tabuleiro	4.34
4.6.2.2 - Rotação de extremidade do tabuleiro.....	4.35
4.6.3 - Conforto dos passageiros	4.35
4.6.3.1 - Primeira carruagem.....	4.36
4.6.3.2 - Última carruagem	4.38
4.7 - CONCLUSÕES	4.38

CAPÍTULO 5 - ESTUDO DA TRANSIÇÃO ATERRO-PONTE

5.1 - INTRODUÇÃO	5.1
5.2 - DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	5.2
5.3 - MODELAÇÃO	5.5
5.4 - CÁLCULOS EFECTUADOS	5.11
5.5 - RESULTADOS	5.14
5.6 - AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	5.19
5.7 - CONCLUSÕES	5.21

CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES

6.1 - SÍNTESE DAS PRINCIPAIS CONCLUSÕES.....	6.1
6.2 - TRABALHOS EM CURSO	6.3
6.3 - PERSPECTIVAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	6.8

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 - SEGURANÇA E CONFORTO EM PONTES FERROVIÁRIAS

Figura 2.1 -Arranjo das cargas para um veículo de 4 eixos para a classificação das vias segundo a ficha UIC 700-O.....	2.2
Figura 2.2 -Velocidades, cargas por eixo e cargas distribuídas para diversos tipos de comboios.	2.3
Figura 2.3 -Coeficientes de amplificação dinâmica fixados por diferentes administrações ferroviárias	2.5
Figura 2.4 -Limites superior e inferior da frequência fundamental n_0 da ponte	2.7
Figura 2.5 -Comboios tipo reais fixados pela UIC	2.8
Figura 2.6 -Esquema de cargas UIC 71	2.9
Figura 2.7 -Coeficientes de amplificação dinâmica para o esquema de cargas UIC 71	2.10
Figura 2.8 -Valores do coeficiente de atrito μ em função da velocidade.....	2.12
Figura 2.9 -Valores do coeficiente de atrito μ referentes ao esquema de cargas da UIC em função do vão da ponte.....	2.12
Figura 2.10 -Comboios tipo indicados no EC1 para o estudo do comportamento dinâmico da estrutura.....	2.15

Figura 2.11 - Esforços longitudinais na via provocados por um aumento da temperatura [7].....	2.16
Figura 2.12 - Deformação por torção do tabuleiro	2.19
Figura 2.13 - Deformação da ponte no plano vertical	2.19
Figura 2.14 - Deformação da ponte no plano horizontal	2.20
Figura 2.15 - Comparação entre as acelerações máximas medidas na caixa da carruagem Intercity Avmz e calculadas através dos programas SNCB, Trigma (UPM) e CSD: a) Ponte de Hörstel; b) Viaduto de Plattling	2.27
Figura 2.16 - Representação esquemática dos comprimentos de excitação e vibração livre	2.28
Figura 2.17 - Valores de LI_h obtidos através do programa SNCB para um viaduto constituído por: a) um tramo; b) 5 tramos, de 33 m de vão cada em função da relação L/f	2.30

CAPÍTULO 3 - MODELO DINÂMICO PARA O SISTEMA PONTE-COMBOIO

Figura 3.1 -Graus de liberdade do elemento de barra plano	3.3
Figura 3.2 -Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência para o amortecimento de Rayleigh.....	3.5
Figura 3.3 -Lei de variação das acelerações no método de Wilson- θ	3.8
Figura 3.4 -Lei de variação das acelerações no método de Newmark	3.8
Figura 3.5 -Modelos dinâmicos para a locomotiva BS5600 e Carruagem Corail em serviço na rede da CP	3.9
Figura 3.6 -Vista da locomotiva BS5600.....	3.10
Figura 3.7 -Distribuição das tensões de contacto entre a roda e o carril de acordo com a teoria de Hertz	3.1v1

Figura 3.8 -Modelação da locomotiva BS5600 e carruagem Corail através de elementos de barra.....	3.13
Figura 3.9 -Localização da carga rolante sobre os elementos do percurso	3.17
Figura 3.10 - Variação da força nodal no nó devida à passagem da carga rolante	3.18

CAPÍTULO 4 - ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA

Figura 4.1 -Cortes longitudinal e transversal do viaduto	4.2
Figura 4.2 -Viga simplesmente apoiada utilizada como modelo do meio tabuleiro.....	4.3
Figura 4.3 -Malha de elementos finitos para o problema em estudo	4.5
Figura 4.4 -Esquema de cargas resultante da composição.....	4.6
Figura 4.5 -Posições da composição para as quais ocorrem os valores máximos do momento a meio vão	4.9
Figura 4.6 -Posições da composição para as quais ocorrem os valores máximos do esforço transversal no apoio.....	4.10
Figura 4.7 -Posições da composição para as quais ocorrem os valores máximos da rotação no apoio	4.11
Figura 4.8 -Registos do momento a meio vão em função do espaço percorrido pela composição para $v= 50.0, 90.0$ e 130.0 m/s ($\xi=3\%$)	4.13
Figura 4.9 -Registos do esforço transversal no apoio em função do espaço percorrido pela composição para $v= 50.0, 90.0$ e 130.0 m/s ($\xi=3\%$)	4.14
Figura 4.10 -Registos da rotação no apoio em função do espaço percorrido pela composição para $v= 50.0, 90.0$ e 130.0 m/s ($\xi=3\%$).....	4.15
Figura 4.11 - Coeficientes de amplificação dinâmica relativos ao momento a meio vão ...	4.17
Figura 4.12 - Coeficientes de amplificação dinâmica relativos ao esforço transversal no apoio	4.18

Figura 4.13 - Coeficientes de amplificação dinâmica relativos à rotação no apoio	4.19
Figura 4.14 - Evolução do coeficiente de amplificação dinâmica relativo ao momento a meio vão durante a passagem das carruagens	4.21
Figura 4.15 - Deformadas da malha em situação de ressonância	4.22
Figura 4.16 - Registos da aceleração a meio vão em função do espaço percorrido pela composição para $v = 50.0, 90.0$ e 130.0 m/s ($\xi = 3\%$)	4.23
Figura 4.17 - Valores máximos da aceleração a meio vão em função da velocidade	4.24
Figura 4.18 - Registos da aceleração na caixa da primeira carruagem em função do espaço percorrido pela composição para $v = 50.0, 90.0$ e 130.0 m/s ($\xi = 3\%$)	4.25
Figura 4.19 - Registos da aceleração na caixa da última carruagem em função do espaço percorrido pela composição para $v = 50.0, 90.0$ e 130.0 m/s ($\xi = 3\%$)	4.26
Figura 4.20 - Valores máximos das acelerações nas primeira e última carruagens em função da velocidade	4.27
Figura 4.21 - Posições correspondentes aos máximos do momento a meio vão e esforço transversal no apoio sob acção do esquema de cargas UIC 71	4.30
Figura 4.22 - Momento a meio vão. Comparação entre os resultados numéricos e regulamentares	4.32
Figura 4.23 - Esforço transversal no apoio. Comparação entre os resultados numéricos e regulamentares	4.33
Figura 4.24 - Representação esquemática dos comprimentos de excitação e vibração livre para a primeira carruagem	4.36
Figura 4.25 - Nível de intensidade da componente harmónica da aceleração em função da velocidade de circulação e do comprimento de vibração livre	4.37

CAPÍTULO 5 - ESTUDO DA TRANSIÇÃO ATERRO-PONTE

Figura 5.1 - Vista Lateral do Pontão de Riada.....	5.2
Figura 5.2 - Vista longitudinal da via no local do pontão de Riada.....	5.3
Figura 5.3 - Vista inferior do pontão de Riada	5.3
Figura 5.4 - Pormenor da colocação das travessas sobre as vigas do pontão	5.4
Figura 5.5 - Corte longitudinal na zona de transição do aterro para a estrutura	5.4
Figura 5.6 - Modelo dinâmico para o estudo da transição aterro-estrutura	5.5
Figura 5.7 - Modelação da transição aterro-estrutura utilizando elementos de barra	5.9
Figura 5.8 - Malha de elementos finitos para o problema em estudo	5.10
Figura 5.9 - Perfil da via na zona do ensaio realizado por Gomes Correia	5.10
Figura 5.10 - Registo do deslocamento do carril [Gomes Correia (1990)]	5.11
Figura 5.11 - Situação de transição 2 - patamar intermédio de rigidez	5.12
Figura 5.12 - Situação de transição 3 - variação linear da rigidez.....	5.13
Figura 5.13 - Rigidez vertical da via em função da posição relativa ao apoio esquerdo do pontão	5.13
Figura 5.14 - Convenção de sinal para a força de interacção, F , entre a roda e o carril.....	5.14
Figura 5.15 - Componente dinâmica da força de interacção entre a primeira roda e o carril (Situação 1).....	5.16
Figura 5.16 - Componente dinâmica da força de interacção entre a primeira roda e o carril (Situação 2).....	5.17
Figura 5.17 - Componente dinâmica da força de interacção entre a primeira roda e o carril (Situação 3).....	5.18
Figura 5.18 - Deformadas da malha para a primeira situação e $v = 70.0$ m/s.....	5.19
Figura 5.19 - Amplificações dinâmicas máxima e mínima da força de interacção em função da velocidade, para as três situações analisadas.....	5.21

CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES

Figura 6.1 -Frequências da ponte e de aplicação das cargas rolantes	6.3
Figura 6.2 -Vista da Ponte de Seiça situada ao km 0+132.081 da Linha do Norte	6.5
Figura 6.3 -Registo das acelerações em pontos situados aos quartos do vão: a) durante um ensaio de circulação; b) excitando a ponte através de um martelo de impulsos	6.6
Figura 6.4 -Modelação da Ponte de Seiça utilizando elementos de barra.....	6.7

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 2 - SEGURANÇA E CONFORTO EM PONTES FERROVIÁRIAS

Quadro 2.1 - Classificação das vias segundo a ficha UIC 700-O	2.3
Quadro 2.2 - Comprimentos de referência para os elementos principais da estrutura.....	2.6
Quadro 2.3 - Valores máximos da variação angular (θ_v)	2.20
Quadro 2.4 - Valores máximos da variação angular (θ_h) e mínimos do raio de curvatura (ρ)	2.21
Quadro 2.5 - Valores máximos de t	2.21
Quadro 2.6 - Valores máximos da variação angular (θ_v)	2.22
Quadro 2.7 - Valores das constantes C , m e n usadas no cálculo de LI_h	2.24
Quadro 2.8 - Valores das constantes C e m usadas na expressão para o cálculo de LI_h para cada uma das categorias de tráfego ferroviário.....	2.25
Quadro 2.9 - Valores máximos das grandezas LI_v , LI_h e LI para os níveis de conforto excelente, aceitável e inaceitável	2.25
Quadro 2.10 - Características principais das pontes ensaiadas pela comissão D160	2.26
Quadro 2.11 - Limites inferiores da relação L/f para níveis de conforto excelente, aceitável e inaceitável.....	2.31

Quadro 2.12 - Limites da relação L/f indicados no EC1.....	2.32
--	------

CAPÍTULO 3 - MODELO DINÂMICO PARA O SISTEMA PONTE-COMBOIO

Quadro 3.1 - Características da locomotiva BS5600 e carruagem Corail.....	3.10
Quadro 3.2 - Valores da constante c_h determinados por Jenkins	3.11
Quadro 3.3 - Valores da rigidez elástica k_h do contacto entre a roda e o carril.....	3.12
Quadro 3.4 - Características dos elementos de barra utilizados na modelação da locomotiva BS5600 e carruagem Corail	3.13
Quadro 3.5 - Coeficientes de amortecimento para diferentes tipos de materiais.....	3.15
Quadro 3.6 - Coeficientes de amortecimento estrutural determinados em ensaios experimentais	3.16
Quadro 3.7 - Esquema da metodologia para o estudo da interacção entre o comboio e a ponte	3.20

CAPÍTULO 4 - ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA

Quadro 4.1 - Frequências correspondentes aos três primeiros modos de vibração.....	4.4
Quadro 4.2 - Constantes de amortecimento de Rayleigh	4.4
Quadro 4.3 - Posições iniciais dos eixos dos veículos da composição	4.5
Quadro 4.4 - Velocidades de circulação da composição consideradas nas simulações numéricas	4.7
Quadro 4.5 - Momento, esforço transversal e rotação estáticos máximos para cada uma das fases de passagem da composição	4.8
Quadro 4.6 - Momento, esforço transversal e rotação dinâmicos máximos para cada uma das fases de passagem da composição	4.12

Quadro 4.7 - Coeficientes de amplificação dinâmica para a situação de ressonância em função do coeficiente de amortecimento estrutural	4.20
Quadro 4.8 - Coeficientes de amplificação dinâmica para comboios reais	4.29
Quadro 4.9 - Quocientes $\theta_{dyn,i}/\theta_{max}$ para cada uma das fases de passagem da composição e para cada um dos coeficientes de amortecimento estrutural considerados.....	4.35

CAPÍTULO 5 - ESTUDO DA TRANSIÇÃO ATERRO-PONTE

Quadro 5.1 - Características das palmilhas de borracha canelada com 4.5 mm de espessura e CIRU-63010.....	5.7
Quadro 5.2 - Características dos elementos de barra utilizadas na modelação da transição aterro-estrutura	5.9
Quadro 5.3 - Velocidade, número de incrementos e incremento de tempo considerados nas simulações numéricas.....	5.12

CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES

Quadro 6.1 - Parâmetros que caracterizam o comportamento dinâmico das pontes.....	6.4
---	-----

SIMBOLOGIA

À medida que vão surgindo, os símbolos utilizados no texto são definidos por forma a que os respectivos significados não suscitem dúvidas. De qualquer modo, considera-se conveniente uma listagem dos mais importantes.

A	-	área;
a	-	aceleração;
a_h	-	raíz média quadrática da componente harmónica da aceleração;
a_r	-	raíz média quadrática da componente aleatória da aceleração;
C	-	matriz de amortecimento;
	-	coeficiente usado no cálculo de LI_h ;
	-	força centrífuga;
c_1, c_2	-	constantes de amortecimento de Rayleigh;
c_{bsp}	-	amortecimento vertical do conjunto balastro, sub-balastro e plataforma;
c_{ct}	-	amortecimento da palmilha situada entre o carril e a travessa;
c_h	-	constante;
c_p	-	amortecimento vertical da suspensão primária do veículo;
c_s	-	amortecimento vertical da suspensão secundária do veículo;
d	-	afastamento entre gupos de eixos;
E	-	módulo de elasticidade;

e	-	espaço;
F	-	Força de interação entre a roda e o carril;
F_{dyn}	-	componente dinâmica da força de interação entre a roda e o carril;
F_{sta}	-	componente estática da força de interação entre a roda e o carril;
f	-	flecha provocada pelo esquema de cargas UIC 71;
	-	força exterior;
	-	frequência de passagem dos grupos de eixos;
f_c	-	força de amortecimento;
f_e	-	força elástica;
f_i	-	força de inércia;
f_i	-	frequência de vibração da ponte;
H	-	força de arranque ou frenagem;
h	-	distância entre a cabeça do carril e o eixo do apoio das vigas;
I	-	momento de inércia;
i	-	inteiro;
K	-	matriz de rigidez;
k	-	parâmetro usado no cálculo de φ' ;
k_{bsp}	-	rigidez vertical do conjunto balastro, sub-balastro e plataforma;
k_{ct}	-	rigidez vertical da palmilha situada entre o carril e a travessa;
k_h	-	rigidez da ligação elástica entre a roda e o carril;
k_p	-	rigidez vertical da suspensão primária;
k_s	-	rigidez vertical da suspensão secundária;
k_{tp}	-	rigidez vertical da palmilha situada entre a travessa e a ponte;
L	-	vão da ponte;

l	-	comprimento do veículo;
L_{Φ}	-	comprimento de referência do elemento estrutural;
L_E	-	comprimento de excitação;
L_F	-	comprimento de vibração livre;
LI	-	nível de intensidade das vibrações;
LI_h	-	nível de intensidade da componente harmónica da vibração;
LI_r	-	nível de intensidade da componente aleatória da vibração;
L_v	-	distância entre eixos extremos de um veículo;
M	-	matriz de massa;
	-	momento flector;
M_b	-	massa do bogie de um veículo;
M_c	-	massa da caixa de um veículo;
M_{dyn}	-	momento flector dinâmico;
M_e	-	massa do eixo e rodas de um veículo;
M_{sta}	-	momento flector estático;
M_t	-	massa da travessa;
M_{UIC}	-	momento flector provocado pelo esquema de cargas UIC 71;
m	-	massa
	-	expoente usado na expressão de LI_h ;
n	-	número de incrementos de tempo;
	-	expoente usado na expressão de LI_h ;
n_0	-	frequência fundamental de vibração da ponte;
p	-	posição da carga rolante;
Q	-	carga por eixo do veículo;

q	-	carga distribuída do veículo;
r	-	raio de curvatura;
S_{dyn}	-	grandeza dinâmica;
S_{sta}	-	grandeza estática;
S_{UIC}	-	grandeza estática provocada pelo esquema de cargas UIC 71;
T	-	período;
t	-	tempo;
T_E	-	período de excitação;
T_F	-	período de vibração livre;
u	-	deslocamento;
$\dot{u}$	-	velocidade;
$\ddot{u}$	-	aceleração;
V_{dyn}	-	esforço transversal dinâmico;
V_{sta}	-	esforço transversal estático;
V_{UIC}	-	esforço transversal provocado pelo esquema de cargas UIC 71;
v	-	velocidade do comboio;
α	-	parâmetro do método de Newmark;
	-	coeficiente usado no cálculo de φ ;
Δt	-	acréscimo de tempo;
δ	-	parâmetro do método de Newmark;
	-	deslocamento;
δ_{dyn}	-	deslocamento dinâmico;
δ_{sta}	-	deslocamento estático;
δ_{UIC}	-	deslocamento devido ao esquema de cargas UIC 71;

ε	-	erro cometido no cálculo de LI_h ;
Φ_i	-	i -ésimo modo de vibração;
	-	coeficiente de amplificação dinâmica para o esquema de cargas UIC 71;
φ	-	amplificação dinâmica;
φ'	-	parcela de φ para uma via perfeita;
φ''	-	parcela de φ devida às irregularidades da via;
λ	-	coeficiente usado no cálculo de φ ;
μ	-	coeficiente de atrito;
θ	-	rotação;
	-	parâmetro do método de Wilson- θ
θ_{dyn}	-	rotação dinâmica;
θ_h	-	variação angular provocada pela deformação horizontal da ponte;
θ_{sta}	-	rotação estática;
θ_{UIC}	-	rotação provocada pelo esquema de cargas UIC 71;
θ_v	-	variação angular provocada pela deformação vertical da ponte;
τ	-	acrécimo de tempo;
ω_i	-	frequência angular correspondente ao i -ésimo modo de vibração;
ξ	-	coeficiente de amortecimento da ponte;
$(1+\varphi)$	-	coeficiente de amplificação dinâmica para comboios reais;
$(1+\varphi)_\theta$	-	coeficiente de amplificação dinâmica da rotação;
$(1+\varphi)_M$	-	coeficiente de amplificação dinâmica do momento flector;
$(1+\varphi)_V$	-	coeficiente de amplificação dinâmica do esforço transversal;

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

As pontes ferroviárias, por estarem sujeitas a cargas móveis de elevada intensidade, são estruturas em que os efeitos dinâmicos estão sempre presentes, devendo ser, por isso, considerados no seu dimensionamento.

Estes efeitos assumem na actualidade uma importância crescente devido ao incremento da velocidade de circulação dos comboios, quer nas vias existentes, quer em novas vias, como é o caso das destinadas aos comboios de alta velocidade.

A maior parte das recomendações ou regulamentos existentes [6,17,21,22,23] considera os efeitos dinâmicos de uma forma aproximada, através da consideração de coeficientes de amplificação dos efeitos estáticos. Os aspectos relacionados com a segurança da circulação e o conforto dos passageiros são tidos em conta através da imposição de limites às deformações da ponte, procurando evitar, desta forma, que ocorram fenómenos de instabilidade da via e do contacto entre a roda e carril e vibrações excessivas das caixas dos veículos [6,22,23].

A regulamentação mais recente, presente no Eurocódigo 1 [6], prevê, para além da análise estática tradicional, a obrigatoriedade de se efectuarem estudos do comportamento dinâmico da estrutura para velocidades superiores a 220 km/h ou quando a frequência fundamental da ponte não se situe dentro de limites definidos. As questões relacionadas com a segurança da circulação e o conforto dos passageiros têm especial desenvolvimento no EC1, o que traduz o reconhecimento da importância que estes aspectos têm no dimensionamento das pontes ferroviárias.

Neste sentido, o presente trabalho pretende evidenciar os efeitos dinâmicos resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade, do ponto de vista da segurança estrutural, da segurança da circulação e do conforto dos passageiros. Para a realização destes estudos é necessário dispor de ferramentas de cálculo que possam traduzir, de forma realista, a complexidade do sistema ponte-comboio. Para o efeito adoptou-se, no âmbito deste trabalho, um programa de cálculo automático [4] que permite modelar a ponte, o comboio em movimento e ter em conta a respectiva interacção.

1.2 - OBJECTIVOS DO TRABALHO

Os objectivos deste trabalho subordinam-se ao estudo dos efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade.

Assim, procura-se, em primeiro lugar, identificar e caracterizar os principais problemas de natureza dinâmica que ocorrem nas pontes ferroviárias e enquadrá-los dentro das prescrições das várias recomendações e regulamentos existentes.

A adopção de um modelo de análise adequado e a conveniente caracterização estrutural dos vários elementos envolvidos, ponte e veículos, são, também, aspectos decisivos para uma análise realista dos fenómenos que se propõe abordar.

De entre os vários fenómenos de natureza dinâmica envolvidos deu-se particular ênfase, neste trabalho, aos efeitos decorrentes da passagem de composições formadas por vários veículos sobre uma ponte e à influência das zonas de transição aterro-ponte na segurança do tráfego ferroviário a alta velocidade.

A passagem das composições do tipo das que circulam usualmente nas vias de alta velocidade, formadas normalmente por grupos de eixos numerosos e regularmente espaçados, pode dar origem a fenómenos de ressonância ou vibração excessiva do tabuleiro das obras de arte situadas ao longo da via, que poderão pôr em causa a segurança da estrutura e da circulação, bem como o conforto dos passageiros [1, 2, 6, 7, 13]. O aumento da velocidade de circulação provoca um aumento da frequência de aplicação das cargas rolantes, dada por:

$$f = \frac{v}{d},$$

em que:

v é a velocidade de circulação da composição;

d é o afastamento regular dos grupos de eixos.

Para velocidades elevadas, superiores a 220 km/h para a generalidade das pontes ferroviárias [1,6,7], a frequência de aplicação das cargas rolantes pode aproximar-se da frequência fundamental de vibração do tabuleiro, provocando a sua ressonância. Em sistemas pouco amortecidos, como é o caso da maior parte das pontes ferroviárias, esta situação poderá conduzir a amplificações dinâmicas extremamente elevadas cujos efeitos convém estudar.

As zonas de aproximação às pontes ferroviárias, por envolverem súbitas mudanças de rigidez do aterro para a ponte, constituem pontos sensíveis em que se podem verificar amplificações dinâmicas muito significativas. Indo ao encontro de alguma preocupação manifestada pela CP, procurou-se desenvolver uma metodologia, envolvendo uma pormenorizada discretização dos elementos estruturais da via, que permitisse o estudo dos efeitos dinâmicos que poderão ocorrer na transição aterro-ponte, procurando avaliar a sua importância do ponto de vista da segurança da circulação. Especial atenção é dada à simulação de formas alternativas de constituição das zonas de aproximação.

1.3 - DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DO TRABALHO

O presente trabalho é constituído por seis capítulos, que são introduzidos com uma breve exposição da problemática em que se baseia o estudo proposto.

No segundo capítulo são referidos os principais problemas que decorrem das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário em pontes, e que envolvem aspectos relacionados com a segurança estrutural, com a segurança da circulação e com o conforto dos passageiros. Referem-se alguns trabalhos da UIC e da ORE, relacionados com os temas referidos, as recomendações presentes em diversos documentos da UIC e a regulamentação expressa no R.S.A. e no Eurocódigo 1.

O terceiro capítulo é dedicado à apresentação dos princípios fundamentais em que se baseia o programa de cálculo automático que serviu de base aos estudos realizados no âmbito deste trabalho. Começa-se por efectuar uma breve descrição da análise dinâmica e dos métodos disponíveis para a integração numérica das equações diferenciais de equilíbrio dinâmico, nomeadamente o método de Newmark e o método de Wilson- θ . Seguidamente apresenta-se o modelo de comboio adoptado e os respectivos parâmetros para a locomotiva BS5600 e Carruagem Corail. Finalmente, descreve-se a metodologia que permite ter em consideração o facto das cargas transmitidas pelo comboio serem rolantes, e a interacção existente entre as duas estruturas.

No quarto capítulo é analisado o comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária em betão armado e pré-esforçado, constituída por um tramo simplesmente apoiado com trinta metros de vão, sujeita à passagem de um comboio formado por duas locomotivas BS5600, uma em cada extremidade da composição, e por treze carruagens Corail. A resposta é analisada do ponto de vista da segurança estrutural, através da observação dos coeficientes de amplificação dinâmica em termos de esforços; da segurança da circulação, através da observação das acelerações e rotações de extremidade do tabuleiro; e do conforto dos passageiros, através da observação das acelerações nas caixas das carruagens.

No quinto capítulo são estudados os efeitos dinâmicos que poderão ocorrer na transição aterro-ponte devido à diferente forma de colocação da via sobre o aterro e a estrutura. O estudo é realizado tomando como base o pontão de Riada situado na Linha do Norte da CP, sendo o comboio constituído por uma locomotiva BS5600. São estudadas diversas situações de transição sendo as respostas analisadas do ponto de vista da segurança da circulação, através da observação da estabilidade do contacto entre a roda e o carril.

Finalmente, no sexto e último capítulo apresentam-se as principais conclusões dos estudos desenvolvidos, referem-se alguns trabalhos em curso e sugerem-se áreas para desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2

SEGURANÇA E CONFORTO EM PONTES FERROVIÁRIAS

2.1 - INTRODUÇÃO

Os problemas que decorrem das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário em pontes, envolvem os seguintes aspectos:

- 1) Segurança Estrutural;
- 2) Segurança da circulação;
- 3) Conforto dos passageiros.

Os problemas de segurança estrutural estão relacionados com os fenómenos de amplificação dinâmica e de fadiga dos materiais, originados pelas vibrações induzidas aos elementos estruturais da ponte. Pese embora a importância que os fenómenos de fadiga têm nas pontes ferroviárias, no âmbito deste trabalho os estudos incidirão apenas nos aspectos relacionados com as amplificações dinâmicas.

Os fenómenos de instabilidade do contacto entre a roda e o carril e de instabilidade da via, que podem ocorrer como consequência das deformações ou vibrações excessivas da ponte, constituem os principais aspectos relativos aos problemas de segurança da circulação.

Os problemas de conforto dos passageiros têm origem nas vibrações induzidas às caixas dos veículos e, portanto, às pessoas que nelas se encontram.

Ainda no contexto do conforto, embora fora do âmbito deste trabalho, há que referir os problemas de ruído, que se relacionam directamente com as diferentes formas de colocação da via sobre o aterro e sobre a ponte [12].

2.2 - SEGURANÇA ESTRUTURAL

2.2.1 - Introdução

O conhecimento das acções é essencial para a avaliação da segurança estrutural. As acções relacionadas com o tráfego ferroviário, isto é, as sobrecargas e seus efeitos inerentes (forças centrífugas, de lacete, de arranque e frenagem), têm sido objecto de longos estudos levados a cabo pela Union Internationale des Chemins de Fer (UIC) e pelo Office de Recherches et d'Essais (ORE) da mesma organização, visando a sua caracterização. Em particular, os aspectos dinâmicos têm sido encarados através da definição de coeficientes de amplificação das acções estáticas que, deste modo, procuram cobrir os efeitos dinâmicos que geralmente ocorrem.

2.2.2 - Sobrecargas

2.2.2.1 - Comboios reais

As sobrecargas devidas aos comboios são determinadas pelas cargas verticais correspondentes aos eixos dos veículos e respectivas dimensões. Tendo em vista regular o tráfego dos veículos em itinerários internacionais, a UIC classifica as vias de acordo com determinadas categorias. Cada uma dessas categorias, indicadas na ficha UIC 700-O [19], é caracterizada pelo valor das cargas por eixo, Q , sendo os eixos arranjados de acordo com a Figura 2.1, e pelo valor da carga distribuída, q , obtida dividindo o somatório das cargas por eixo pelo comprimento total do veículo, l .

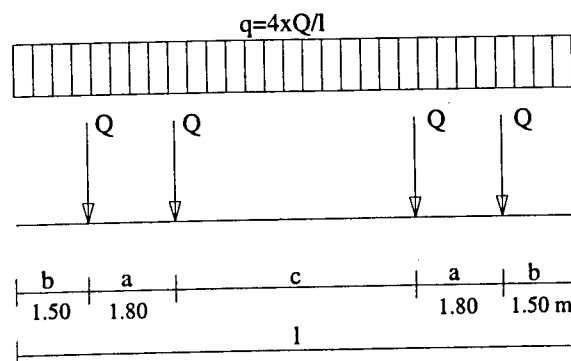


Figura 2.1 - Arranjo das cargas para um veículo de 4 eixos para a classificação das vias segundo a ficha UIC 700-O

No Quadro 2.1 estão indicadas cada uma das categorias referidas. Os valores máximos de Q e q nos itinerários internacionais são respectivamente iguais a 225 kN e 80.0 kN/m, desde que sejam garantidos os valores mínimos das distâncias a e b indicadas na Figura 2.1.

Quadro 2.1 - Classificação das vias segundo a ficha UIC 700-O

Categoria	Q (kN)	q (kN/m)
A	160	48
B1	180	50
B2	180	64
C2	200	64
C3	200	72
C4	200	80
D4	225	80

Esta classificação não atende no entanto a um aspecto muito importante da circulação dos comboios, que é a sua velocidade.

Um inquérito realizado pela UIC às diferentes administrações ferroviárias, relacionado com as características dos comboios existentes no que respeita às suas velocidades de circulação, cargas por eixo e cargas distribuídas, produziu os resultados indicados na Figura 2.2.

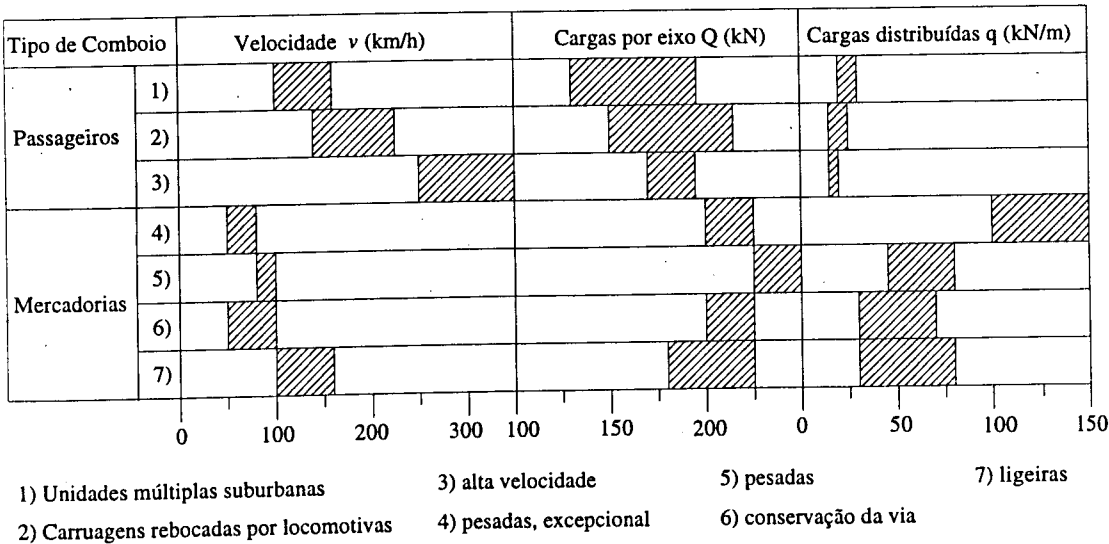


Figura 2.2 - Velocidades, cargas por eixo e cargas distribuídas para diversos tipos de comboios.

Os comboios foram agrupados em dois grandes grupos, os de passageiros e os de mercadorias. Da análise da figura verifica-se que as velocidades de circulação correspondentes aos comboios de passageiros são, regra geral, bastante superiores às dos comboios de mercadorias, notando-se exactamente o contrário no que respeita às cargas que lhes estão associadas.

Efeitos dinâmicos

Dependendo da velocidade dos comboios, as sobrecargas são aplicadas mais ou menos rapidamente à ponte. Pelo facto, são originadas vibrações da estrutura e dos veículos, que são ainda amplificadas pelos impactos provocados pelas irregularidades da via e das rodas. Além disso, as massas correspondentes ao veículo, que se movem sobre a ponte, não descrevem uma linha recta mas sim uma linha curva, acompanhando a deformada da estrutura.

Os efeitos referidos provocam variações dinâmicas das cargas por eixo, que se somam às cargas estáticas. Os efeitos totais, S_{dyn} , podem ser obtidos multiplicando os efeitos estáticos, S_{sta} , por um coeficiente de amplificação dinâmica, $(1+\phi)$:

$$S_{dyn} = (1 + \phi) \times S_{sta} \quad (2.1)$$

Na expressão (2.1), o coeficiente ϕ traduz os efeitos dinâmicos e é função de diversos factores, tais como, velocidade do comboio, afastamento entre eixos, características dinâmicas da ponte e do veículo, características de elasticidade e amortecimento da via, irregularidades da via, defeitos das rodas dos veículos, etc..

Os primeiros estudos sobre o tema das amplificações dinâmicas em pontes devem-se a Stokes (1849), Melan (1893), Zimmermann (1896) e Timoshenko (1922) [13,16]. Baseados nos trabalhos destes e doutros investigadores, cujos trabalhos são referidos em [13], e atendendo aos resultados de diversas medições efectuadas em pontes, as administrações ferroviárias fixaram diferentes coeficientes de amplificação dinâmica, conforme representado na Figura 2.3. Apesar de apresentarem tendências semelhantes, estavam longe de se poderem considerar uniformes. Em todos os casos, o principal parâmetro de que dependiam era o vão, L , da ponte.

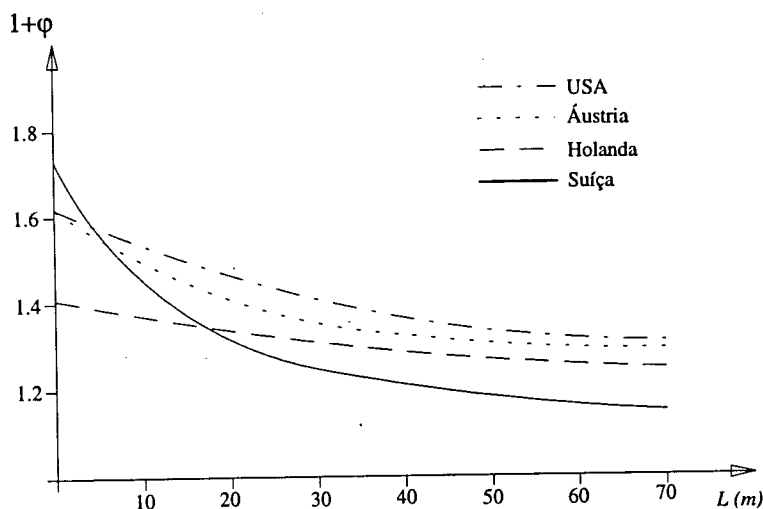


Figura 2.3 - Coeficientes de amplificação dinâmica fixados por diferentes administrações ferroviárias

Tendo em vista a uniformização dos coeficientes de amplificação dinâmica existentes e a evolução prevista para os comboios de alta velocidade, foram iniciadas pela UIC e pela ORE investigações sobre o tema das amplificações dinâmicas em pontes.

A Subcomissão de Pontes da UIC e as comissões ORE D23 [13] e D128 [14], encarregues desta questão, procederam a numerosos estudos:

- Uma campanha com mais de 350 medições, efectuadas em trinta e sete pontes repartidas sobre sete administrações ferroviárias e utilizando diversos comboios de ensaio;
- Uma campanha de medições em modelos reduzidos de pontes utilizando diferentes modelos de veículos;
- Uma exploração estatística dos resultados das medições;
- Simulações numéricas em computador, utilizando diversos modelos teóricos, servindo para interpretar e confirmarem alguns dos resultados dos ensaios e extrapolá-los para domínios não contemplados pelos ensaios.

Os estudos realizados mostraram ser possível, com uma probabilidade de erro inferior a 5%, obter o coeficiente de amplificação dinâmica num determinado elemento da ponte através da seguinte expressão:

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + \lambda \cdot \varphi'' \quad (2.2)$$

Nesta expressão, φ' é a parcela de amplificação dinâmica correspondente a uma via perfeita, φ'' é a parcela correspondente às irregularidades da via e λ é um coeficiente que tem em conta o estado de conservação da via. Os valores de φ' e φ'' são obtidos através das seguintes expressões:

$$\varphi' = \frac{k}{1 - k + k^4}; \quad (2.3)$$

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \cdot \left[56 \cdot e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left(\frac{L_{\Phi} \cdot n_0}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{20}\right)^2} \right]; \quad (2.4)$$

em que:

$$k = \frac{v}{2 \cdot L_{\Phi} \cdot n_0};$$

v é a velocidade do comboio, em m/s;

L_{Φ} é um comprimento de referência, expresso em metros, dependente da deformabilidade do elemento estrutural em causa e que, para os elementos principais da estrutura, toma os valores indicados no Quadro 2.2;

Quadro 2.2 - Comprimentos de referência para os elementos principais da estrutura

Elementos	L_{Φ}
Vigas simplesmente apoiadas	o vão
Vigas contínuas com n tramos	o vão médio dos tramos multiplicado pelo factor $(1+0.1 \times n)$; este factor não deve ser tomado com valor superior a 1.5
Pórticos e arcos	metade do vão

n_0 é a frequência fundamental da estrutura descarregada, em Hz;

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22} & \Leftarrow v \leq 22 \text{ m.s}^{-1} \\ 1 & \Leftarrow v > 22 \text{ m.s}^{-1} \end{cases};$$

O coeficiente λ toma o valor unitário para as vias em que é garantido o bom estado de conservação e o valor 0.5 para as vias em que é exigido um estado de conservação particularmente bem cuidado. Para o cálculo dos esforços transversos, φ pode ser reduzido a dois terços do seu valor.

Estes coeficientes apenas se aplicam quando a frequência fundamental da estrutura se encontra dentro dos limites indicados na Figura 2.4.

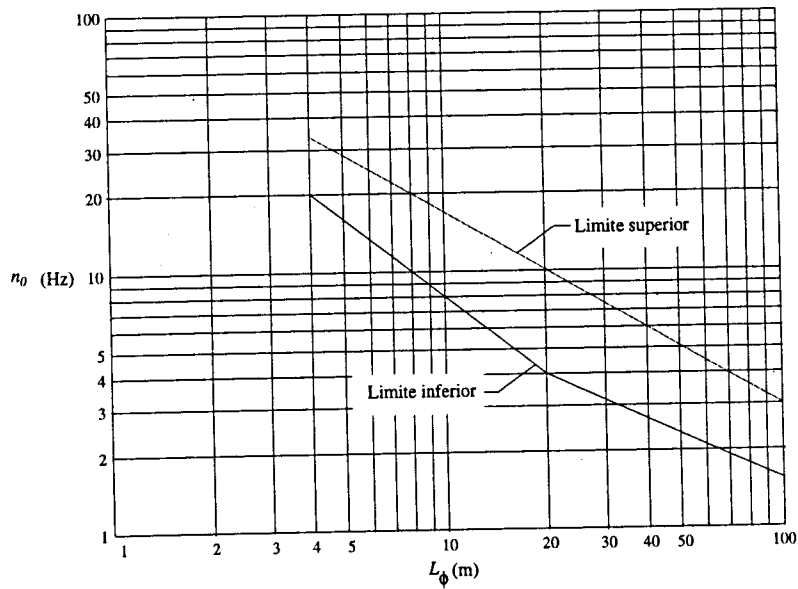


Figura 2.4 - Limites superior e inferior da frequência fundamental n_0 da ponte

Os limites referidos podem ser obtidos através das seguintes expressões:

i) limite inferior

$$n_0 = \begin{cases} \frac{80}{L_\phi} & \Leftrightarrow 4 \leq L_\phi \leq 20m \\ 23.58 \times L_\phi^{-0.592} & \Leftrightarrow 20 < L_\phi \leq 100m \end{cases} ; \quad (2.5)$$

ii) limite superior

$$n_0 = 94.76 \cdot L_\phi^{-0.748}; \quad (2.6)$$

2.2.2.2 - Esquema de cargas UIC 71

Por forma a não complicar exageradamente os cálculos que conduzem ao dimensionamento das pontes ferroviárias, a UIC procurou cobrir através de um esquema de cargas único os efeitos das diversas composições que poderão circular sobre as pontes. Para o efeito foram considerados seis comboios tipo reais, cada um circulando à sua velocidade característica (ver Figura 2.5).

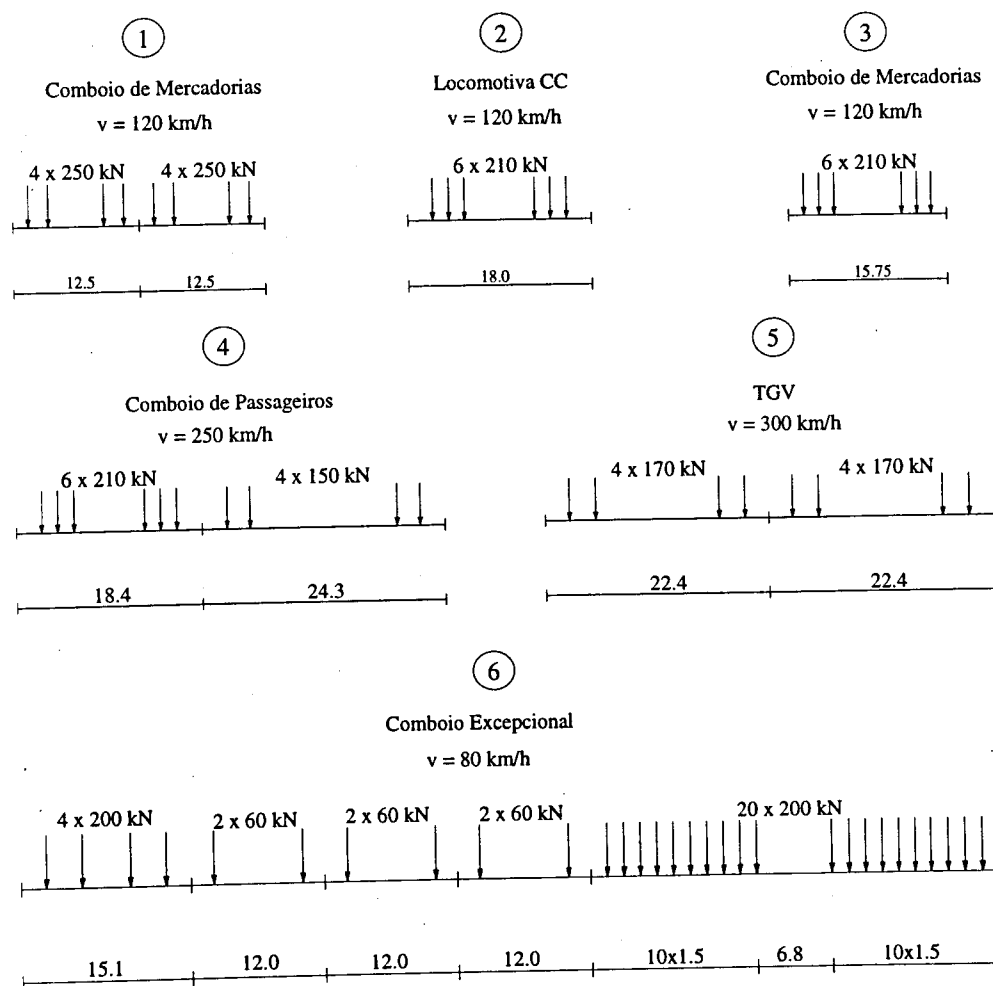


Figura 2.5 - Comboios tipo reais fixados pela UIC

Com o objectivo de obter um sistema de cargas que envolva os seis comboios tipo, foi estabelecido um esquema, designado por esquema de cargas UIC 71, que não considerando inicialmente os efeitos dinâmicos, cobre os efeitos estáticos dos comboios tipo reais (Figura 2.6).

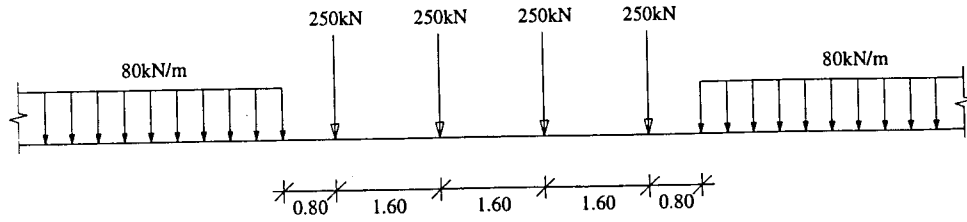


Figura 2.6 - Esquema de cargas UIC 71

O esquema é baseado no valor máximo da carga uniformemente distribuída da classificação internacional das vias efectuada pela UIC, isto é, 80,0 kN/m, e simula os efeitos dos eixos individuais através de cargas concentradas de 250 kN [16].

Efeitos dinâmicos

O coeficiente Φ que afecta os efeitos estáticos, S_{UIC} , produzidos pelo esquema de cargas UIC 71, para ter em conta os efeitos dinâmicos resultantes do tráfego ferroviário, foi determinado pela condição:

$$\Phi \times S_{UIC} \geq (1 + \phi)_i \times S_{sta,i} \quad (2.7)$$

na qual o índice " i " varia entre 1 e 6 e refere-se a cada um dos comboios tipo reais.

Este coeficiente Φ não tem o significado de um coeficiente dinâmico mas apenas de um coeficiente de cálculo, válido somente para o esquema de cargas referido.

Tendo por objectivo eliminar a influência da frequência fundamental da estrutura, Φ foi calculado como o mais desfavorável dos valores dentro da gama das frequências das pontes ferroviárias (ver Figura 2.4), dependendo assim apenas do comprimento de referência do elemento estrutural em causa. Os valores deste coeficiente encontram-se representados graficamente na Figura 2.7, sendo obtidos através das seguintes expressões:

$$\Phi_1 = \frac{0.96}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.88; \quad (2.8)$$

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.82; \quad (2.9)$$

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73; \quad (2.10)$$

Os coeficientes referidos deverão ser sempre superiores à unidade e inferiores a 1.44, 1.67 e 2.00, respectivamente para os coeficientes Φ_1 , Φ_2 e Φ_3 .

Para as vias em que é garantido o bom estado de conservação utiliza-se o coeficiente Φ_3 para o cálculo dos momentos flectores e Φ_2 para o cálculo dos esforços transversos. Os coeficientes Φ_2 e Φ_1 correspondem às vias em que é exigido um estado de conservação particularmente bem cuidado.

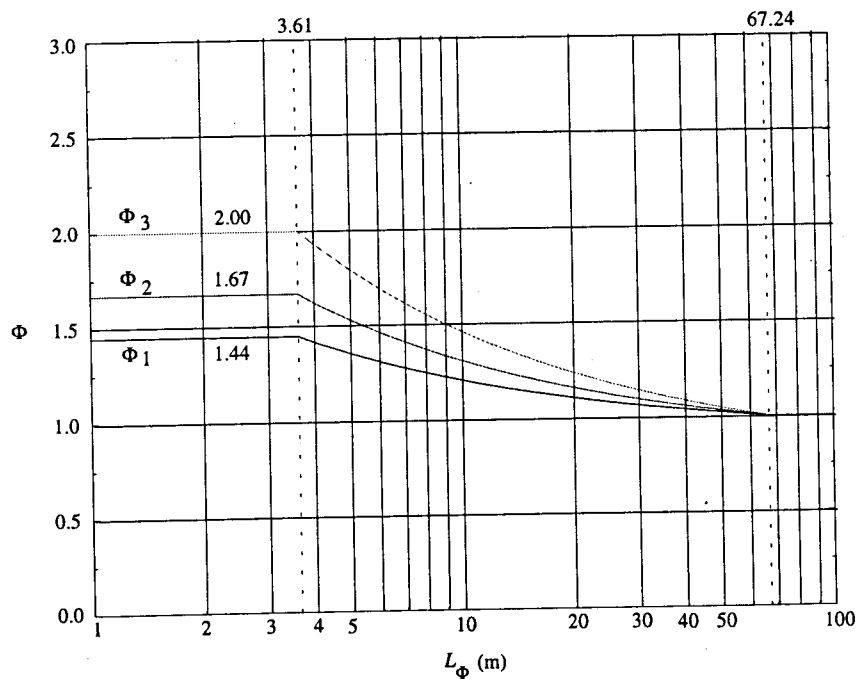


Figura 2.7 - Coeficientes de amplificação dinâmica para o esquema de cargas UIC 71

2.2.3 - Força centrífuga

Nas pontes com via em curva, para ter em conta a força centrífuga, devem considerar-se forças horizontais, C , actuando em direcção normal ao eixo da via dadas pela expressão:

$$C = \frac{Q \times v^2}{127 \times r}, \quad (2.11)$$

em que:

Q são as sobrecargas correspondentes aos veículos da composição;

v é a velocidade máxima de projecto para a curva em causa, expressa em km/h;

r é o raio de curvatura, expresso em m;

$$127 = 3.6^2 \times 9.81;$$

A expressão (2.11) pode ser aplicada ao esquema de cargas da UIC multiplicando as cargas correspondentes, não afectadas do respectivo coeficiente dinâmico, por um coeficiente de redução, f , que pretende traduzir o facto de que às circulações a alta velocidade correspondem sobrecargas consideravelmente inferiores às do esquema de cargas UIC 71, e como consequência, forças centrífugas também inferiores.

Este coeficiente f , estabelecido pela UIC em função da velocidade de circulação e do vão da ponte, L , é dado através da expressão:

$$f = 1 - \frac{v - 120}{1000} \times \left(\frac{814}{v} + 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right), \quad (2.12)$$

e deverá ser tomado igual à unidade quando $L \leq 2.88m$ ou $v \leq 120km/h$.

As forças centrífugas actuam no centro de gravidade dos veículos, situando-se este aproximadamente 1.80 m acima da cabeça do carril.

2.2.4 - Forças de arranque e frenagem

O arranque e a frenagem das composições provocam forças longitudinais, H , actuando ao nível da cabeça do carril, relacionadas com as sobrecargas através da seguinte expressão:

$$H = \mu \times Q. \quad (2.13)$$

em que μ é um coeficiente de atrito dependente da velocidade do comboio e que tem sido objecto de extensas investigações por parte da ORE. Na Figura 2.8 indicam-se os valores de μ obtidos experimentalmente para uma locomotiva eléctrica isolada.

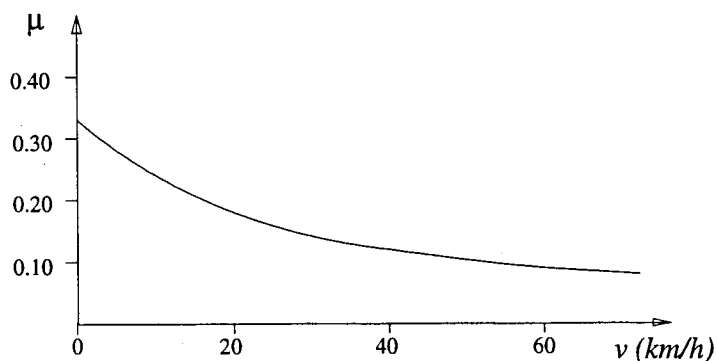


Figura 2.8 - Valores do coeficiente de atrito μ em função da velocidade

Os máximos foram atingidos imediatamente antes da imobilização da locomotiva com valores da ordem de $\mu = 0.33$. Durante o arranque foram atingidos valores ligeiramente superiores, da ordem de $\mu = 0.37$.

Os coeficientes μ a considerar para um comboio são bastante inferiores a estes extremos devido aos diferentes instantes de imobilização, ou início de marcha, dos diversos veículos que constituem a composição.

As investigações levadas a cabo pela ORE conduziram aos valores indicados na Figura 2.9, referindo-se estes ao esquema de cargas UIC 71.

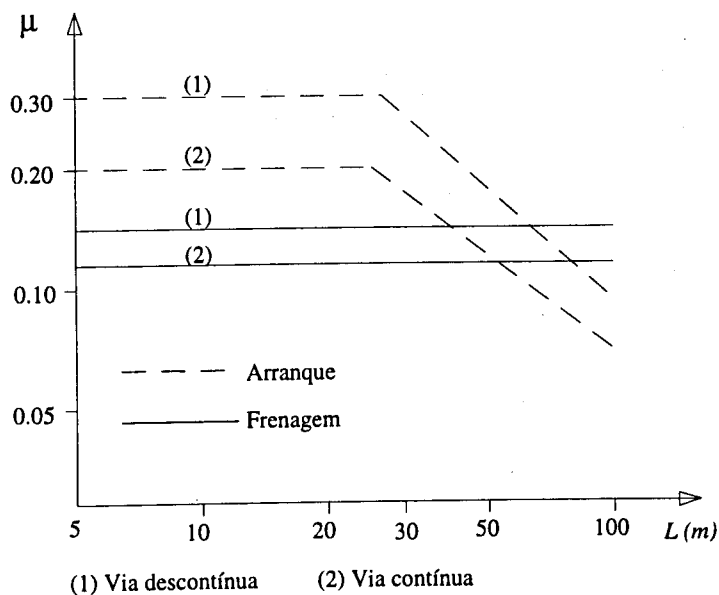


Figura 2.9 - Valores do coeficiente de atrito μ referentes ao esquema de cargas da UIC em função do vão da ponte

2.2.5 - Força de Lacete

Para ter em conta os efeitos laterais devidos aos movimentos de lacete dos bogies, deve considerar-se uma força horizontal, actuando em direcção normal ao eixo da via, ao nível da cabeça do carril e na posição e com o sentido que conduzirem aos efeitos mais desfavoráveis para o elemento em estudo. A intensidade desta força varia, segundo a UIC, entre os 60 e 100 kN.

2.2.6 - Regulamentação aplicável

2.2.6.1 - O Code UIC 702-O

Este documento estabelece o esquema de cargas UIC 71 como representativo das sobrecargas a considerar no dimensionamento das pontes ferroviárias situadas em itinerários internacionais.

As administrações ferroviárias poderão utilizar, se o julgarem conveniente para o seu tráfego interno, esquemas de cargas mais agressivos sobre os itinerários internacionais e menos agressivos sobre os restantes itinerários.

As cargas concentradas e distribuídas, correspondentes ao esquema UIC 71, poderão ser multiplicadas por um factor:

- 1.2 ou 1.4, para esquemas de cargas mais agressivos;
- 0.8 para esquemas de cargas menos agressivos.

2.2.6.2 - O Code UIC 776-1 R

Este documento da UIC apresenta as acções que deverão ser consideradas no dimensionamento das pontes ferroviárias.

A definição e quantificação das acções relacionadas com o tráfego ferroviário é feita com base nos resultados dos estudos da UIC, anteriormente referidos.

2.2.6.3 - O Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)

A definição e quantificação das acções directamente relacionadas com o tráfego ferroviário é feita no capítulo XI do RSA [17], tendo sido seguidas em geral as prescrições da UIC e, em particular os documentos Code UIC 702-O e Code UIC 776-1 R.

Para a via larga, as sobrecargas a considerar são as correspondentes ao esquema de cargas da UIC 71; para a via estreita as cargas concentradas são substituídas por 180 kN e as distribuídas por 50 kN/m.

Os coeficientes dinâmicos a usar na determinação dos momentos flectores e dos esforços transversos coincidem respectivamente com os coeficientes Φ_3 e Φ_2 indicados no Code UIC 776-1 R.

2.2.6.4 - O Eurocódigo 1 (EC1)

Numa das secções da terceira parte do EC1 [6] é apresentada a informação necessária para a quantificação das acções directamente relacionadas com o tráfego ferroviário.

Esta parte do EC1 foi publicada, como pré-norma europeia, em Setembro de 1993 encontrando-se em fase de discussão pelo período de dois anos, isto é, até Setembro de 1995.

Na quantificação das acções foram seguidas também as prescrições da UIC. O EC1 vem, no entanto, limitar a aplicação dos coeficientes dinâmicos, apresentados por esta organização, a velocidades de circulação inferiores a 220 km/h. Para velocidades de circulação superiores a 220 km/h, ou quando a frequência fundamental da estrutura não se encontre dentro dos limites indicados na Figura 2.4, o regulamento exige que seja efectuado um estudo do comportamento dinâmico da estrutura.

Esse estudo deverá ser feito com base no tráfego real que circula sobre a estrutura, o qual deverá ser especificado pelas administrações ferroviárias competentes. Quando tal não for feito, deverão ser utilizados os comboios tipo indicados na Figura 2.10.

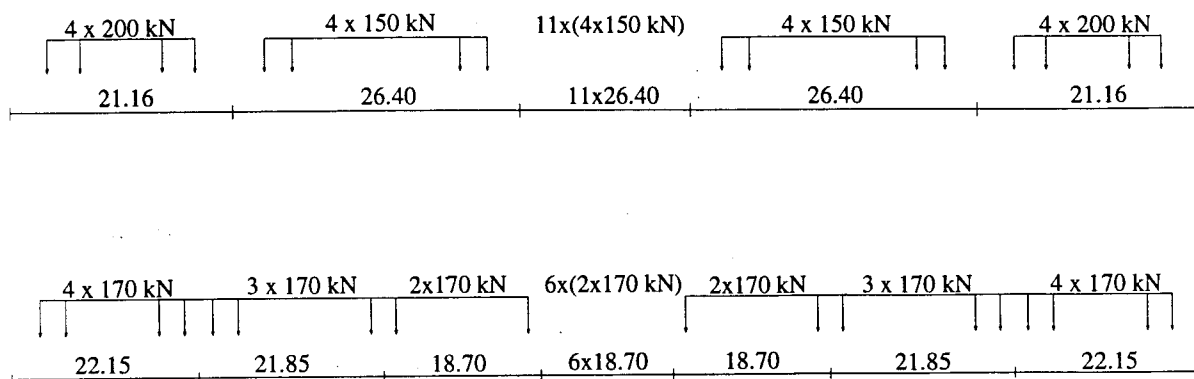


Figura 2.10 - Comboios tipo indicados no EC1 para o estudo do comportamento dinâmico da estrutura

Os esforços e deformações, obtidos através dos estudos dinâmicos, deverão ser tidos em conta no dimensionamento da estrutura se forem mais desfavoráveis que os obtidos através de uma análise estática multiplicados pelos coeficientes dinâmicos definidos pela UIC.

2.3 - SEGURANÇA DA CIRCULAÇÃO

2.3.1 - Introdução

Para que a circulação dos comboios se faça em segurança, é necessário garantir em todas as circunstâncias:

- Estabilidade da via;
- Estabilidade do contacto entre a roda e o carril.

2.3.2 - Estabilidade da via

Em plena via, as acções que afectam de forma significativa os esforços longitudinais nos carris são as variações de temperatura e as forças de arranque e frenagem transmitidas pelo comboio [5,7].

Sobre a ponte, a intensidade e distribuição destes esforços são consideravelmente alterados pelo facto da via repousar sobre uma estrutura dilatável e deformável, contrariamente ao que se passa em plena via onde ela repousa sobre uma plataforma inerte termicamente e quase indeformável, quando comparada com a deformação da ponte.

A continuidade da via, numa ou em ambas as extremidades da obra de arte, é responsável pela criação de um campo de esforços de origens diversas quer na via quer na estrutura. A intensidade destes esforços, ditos de interacção entre a via e a estrutura, depende da resistência aos movimentos longitudinais oferecida pela via e pelo tabuleiro, através dos seus apoios.

As principais acções responsáveis por estes esforços são:

- a) variações de temperatura ao nível do carril e do tabuleiro;
- b) Forças de arranque e frenagem;
- c) Deformações e vibrações da ponte resultantes da passagem do comboio.

Os efeitos a) e b) não são objecto do presente trabalho, pelo que, apenas se refere que a dilatação dum tabuleiro, devida a um aumento de temperatura, provoca acréscimos muito importantes nos esforços de compressão nos carris do lado da extremidade móvel do tabuleiro (ver Figura 2.11), e que a frenagem provoca esforços adicionais aos anteriormente referidos. Na referência [5] são apresentados alguns modelos baseados no método dos elementos finitos para a análise deste tipo de problemas.

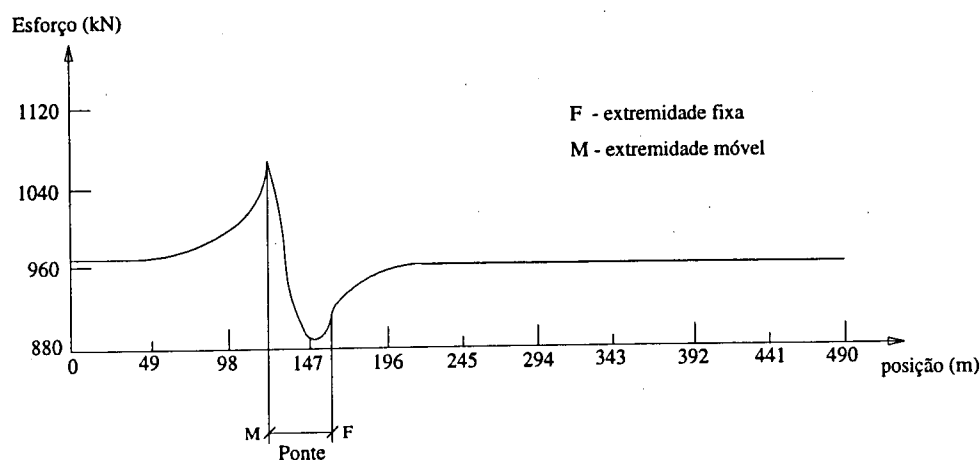


Figura 2.11 - Esforços longitudinais na via provocados por um aumento da temperatura [7]

Estes esforços podem ainda ser agravados pelas deformações e vibrações referidas em c). A passagem de um comboio sobre o tabuleiro induz deformações e vibrações provocando na extremidade móvel deslocamentos longitudinais e rotações das secções, gerando esforços ao nível do carril. Esses esforços poderão, em determinadas circunstâncias, ser esforços de compressão que se vêm adicionar aos devidos a a) ou b).

Perante estes esforços o risco é o da encurvadura da via. Para o evitar é necessário garantir em todas as circunstâncias que a resistência lateral oferecida pelo balastro, quer pelo atrito mobilizado entre este e as travessas, quer pelos impulsos mobilizados no topo destas, não seja diminuída.

Essa diminuição de resistência poderá ocorrer ao longo do tabuleiro, como resultado das acelerações induzidas ao balastro pelas vibrações verticais do tabuleiro, e na extremidade do tabuleiro, como resultado dos deslocamentos relativos que tendem a verificar-se entre travessas e balastro devidos aos deslocamentos longitudinais do tabuleiro e às rotações das suas secções de extremidade.

2.3.3 - Estabilidade do contacto entre a roda e o carril

A estabilidade do contacto entre a roda e o carril será assegurada se a geometria da via for compatível, em todos os instantes, com a geometria do comboio.

Para assegurar esta compatibilidade é necessário garantir que as deformações da ponte, responsáveis pelas alterações da geometria da via, permaneçam dentro de certos limites.

2.3.4 - Regulamentação aplicável

2.3.4.1 - O Code UIC 776-3 R

O Code UIC 776-3 R [23], que substituiu o Code UIC 776-2 R [22], apresenta os limites das deformações que deverão ser considerados no dimensionamento das pontes ferroviárias. Os limites apresentados visam garantir quer a segurança da circulação quer o conforto dos passageiros. Neste ponto apenas se referem os limites referentes à segurança da circulação, sendo os restantes apresentados no ponto 2.4.2.1.

Para o estabelecimento das recomendações presentes nesta ficha foram considerados os seguintes fenómenos como causas de risco para a segurança da circulação:

- i) descarga da roda de um veículo, devida às variações angulares junto dos apoios do tabuleiro;
- ii) descarrilamento de certos veículos, devido ao empenamento da via provocado pelas deformações das pontes enviesadas ou pelas diferentes flechas das vigas principais das pontes que suportam várias vias;
- iii) esforços longitudinais e momentos de flexão adicionais na via, devidos aos movimentos causados pelas rotações de extremidade da ponte;
- iv) variações bruscas do traçado da via em planta, junto às extremidades dos tramos de tabuleiro, provocadas pelas deformações horizontais da ponte;
- v) efeitos dinâmicos superiores aos indicados na ficha UIC 776-1 R, que poderão ocorrer para pontes com frequências não compreendidas dentro dos limites indicados nessa ficha.
- vi) diminuição da resistência lateral do balastro sobre os tabuleiros provocada pela vibração excessiva destes.

As limitações apresentadas abrangem as seguintes deformações:

- 1) torção do tabuleiro;
- 2) deformação vertical da ponte;
- 3) deformação horizontal da ponte.

As deformações 1) e 2) são calculadas sob acção do esquema de cargas UIC 71 majorado pelo respectivo coeficiente dinâmico. A deformação 3) é calculada para as acções do vento, variações de temperatura entre os dois lados da ponte, força centrífuga e força de lacete, tal como são quantificadas na ficha UIC 776-1 R e combinadas utilizando coeficientes parciais de segurança unitários.

1) Torção do tabuleiro

Se u for a diferença de cota entre os dois carris numa dada secção transversal da via, então, a variação de u num comprimento de 3.0 m, designada por t (ver Figura 2.12), não deverá exceder 7.5 mm.

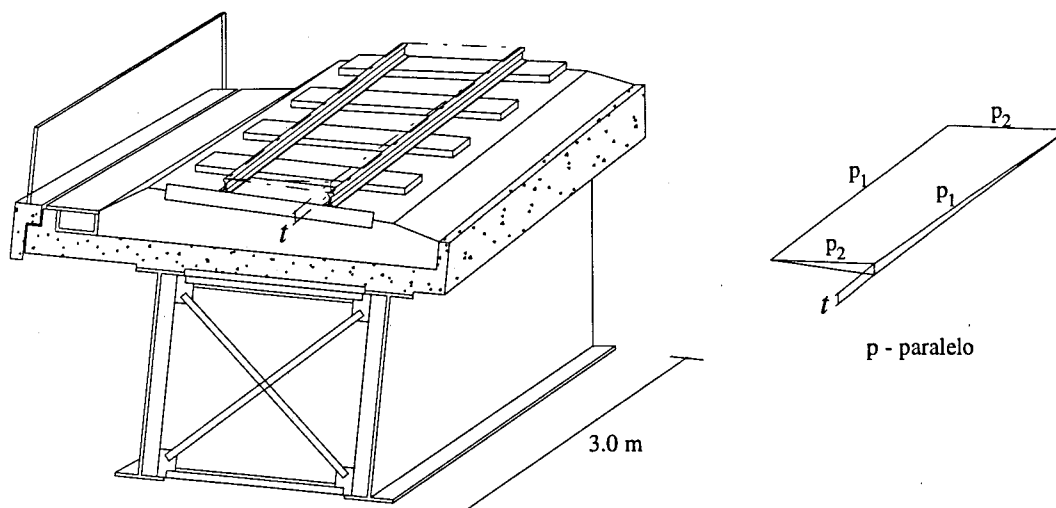


Figura 2.12 - Deformação por torção do tabuleiro

Esta limitação refere-se às variações totais de u , obtidas pela soma das variações de u na ponte não carregada, por exemplo, verificadas numa curva de transição, com as variações devidas às deformações torsionais do tabuleiro durante a passagem do comboio, representado pelo esquema de cargas UIC 71.

2) Deformação vertical da ponte

A deformação vertical da ponte não deverá provocar variações angulares θ_v (ver Figura 2.13), quer nas extremidades do tabuleiro junto aos encontros, quer entre dois tramos de tabuleiro contíguos, superiores aos valores indicados no Quadro 2.3.

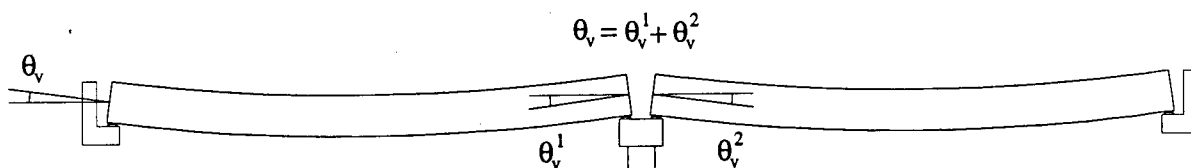


Figura 2.13 - Deformação da ponte no plano vertical

Quadro 2.3 - Valores máximos da variação angular (θ_v)

Colocação da via sobre a ponte	$\theta_v (\times 10^{-3} \text{ rad})$
balastrada dos dois lados	10.0
fixação directa de um dos lados	5.0
fixação directa dos dois lados	*

* São necessários cálculos especiais

3) Deformação horizontal da ponte

A deformação horizontal da ponte não deverá provocar variações angulares θ_h (ver Figura 2.14), quer nas extremidade do tabuleiro junto aos encontros, quer entre dois tramos de tabuleiro contíguos, superiores aos valores indicados no Quadro 2.4.

Além disso, durante a deformação, deverão ser respeitados os raios mínimos de curvatura, ρ , indicados no mesmo quadro.

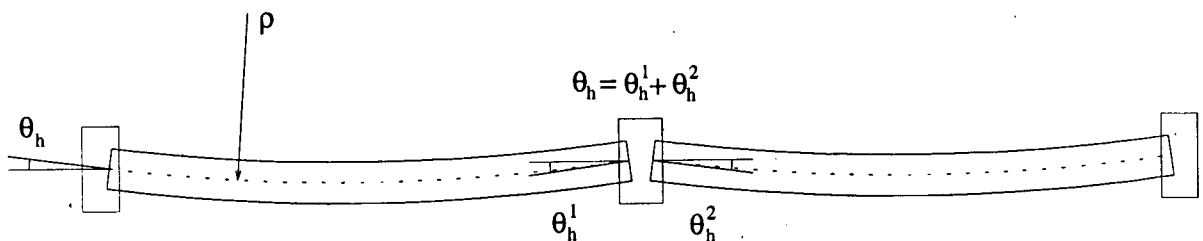


Figura 2.14 - Deformação da ponte no plano horizontal

Quadro 2.4 - Valores máximos da variação angular (θ_h) e mínimos do raio de curvatura (ρ)

Velocidade (Km/h)	θ_h (rad)	ρ (m)	
		1 tramo	vários tramos
$v \leq 120$	0.0035	1700	3500
$120 < v \leq 200$	0.0020	6000	9500
$200 < v \leq 300$	0.0015	14000	17500

2.3.4.2 - Eurocódigo 1

O EC1 [6] estabelece os estados limites para deformações e vibrações que deverão ser considerados no dimensionamento das pontes ferroviárias. As limitações apresentadas, visando garantir a segurança da circulação, abrangem:

- 1) Torção do tabuleiro;
- 2) Deformação vertical da ponte;
- 3) Deformação horizontal da ponte;
- 4) Aceleração vertical do tabuleiro.

1) Torção do tabuleiro

Nas condições referidas em 2.3.4.1, deverão ser respeitados os limites de t indicados no Quadro 2.5.

Quadro 2.5 - Valores máximos de t

$v_{\max}$ (km/h)	t (mm)
$v \leq 120$	4.5
$120 < v \leq 200$	3.0
$200 < v \leq 300$	1.5

Para velocidades de circulação superiores a 220 km/h, deverá proceder-se à seguinte verificação adicional, com base nos resultados da análise dinâmica da estrutura (2.2.6.4):

$$t \leq 1.2mm$$

2) Deformação vertical da ponte

No Quadro 2.6 estão indicados os valores máximos das variações angulares θ_v , conforme representadas na Figura 2.13.

Quadro 2.6 - Valores máximos da variação angular (θ_v)

Pontes	$\theta_v (\times 10^{-3} \text{ rad})$	$\theta_v^1 + \theta_v^2 (\times 10^{-3} \text{ rad})$
com 1 via	6.5	10.0
com 2 vias	3.5	5.0

Para velocidades de circulação superiores a 220 km/h, deverá proceder-se às seguintes verificações adicionais, com base nos resultados da análise dinâmica da estrutura (2.2.6.4):

i) junto aos encontros

$$\theta_v \leq \frac{2 \times 10^{-3}}{h} (\text{rad});$$

ii) entre dois tabuleiros contíguos:

$$\theta_v^1 + \theta_v^2 \leq \frac{4 \times 10^{-3}}{h} (\text{rad});$$

em que $h(m)$ é a distância entre a cabeça do carril e o eixo do apoio das vigas do tabuleiro da ponte.

3) Deformação horizontal da ponte

Os limites indicados no EC1 são idênticos aos apresentados no documento Code UIC 776-3 R.

4) Aceleração vertical do tabuleiro

As administrações ferroviárias deverão especificar os valores máximos da aceleração permitida no tabuleiro. Quando tal não for feito o valor de 0.35g ($\approx 3.5 \text{ m.s}^{-2}$) deverá ser considerado para pontes com o tabuleiro balastrado.

2.4 - CONFORTO DOS PASSAGEIROS

2.4.1 - Os trabalhos da comissão D160 da ORE

O conforto dos passageiros é afectado pelas vibrações a que ficam sujeitas as caixas das carruagens aquando da passagem do comboio sobre a ponte. A comissão de especialistas D160 da ORE [15], encarregue de estudar o assunto, considerou que essas vibrações são compostas por duas parcelas:

- uma parcela determinística, aproximadamente harmónica, causada pela deformação da ponte;
- uma parcela aleatória causada pelos defeitos de nivelamento e irregularidades da via.

Uma pesquisa bibliográfica efectuada pela comissão permitiu concluir não existirem processos capazes de avaliar tais situações. Em 1984, a comissão D160 solicitou ao Institute of Sound and Vibration Research (ISVR) da Universidade de Southampton um estudo dos efeitos das vibrações sobre o conforto dos passageiros, tendo sido efectuados para o efeito um conjunto de ensaios laboratoriais. Uma mesa vibratória, excitada na direcção vertical, foi usada como equipamento para averiguar a influência da duração da vibração, da magnitude da aceleração e da frequência sobre:

- conforto de sujeitos sentados (série de testes A);
- conforto dos sujeitos de pé (série de testes B);
- aptidão dos sujeitos para a escrita (série de testes C);
- aptidão dos sujeitos para segurar um copo sem verter o líquido (série de testes D).

Os resultados produzidos pelo ISVR foram classificados de acordo com uma escala semântica com seis graus, desde não inconfortável até extremamente inconfortável, e apresentados sob a forma de gráficos. Uma expressão do tipo:

$$LI_h = C \cdot a_h^m \cdot T^n, \quad (2.14)$$

foi proposta inicialmente como expressão de ajuste para os resultados dos ensaios, e em que:

LI_h - nível de intensidade da componente harmónica da aceleração;

C - constante que torna LI_h adimensional;

a_h - raiz média quadrática da componente harmónica da aceleração dada por:

$$a_h = \left(\frac{1}{T} \cdot \int_0^T a^2(t) \cdot dt \right)^{1/2}$$

a - aceleração;

T - tempo de exposição à vibração;

m e n - expoentes;

Os valores das constantes C , m e n , determinados para cada série de testes através do método dos mínimos quadrados, encontram-se indicados no Quadro 2.7.

Quadro 2.7 - Valores das constantes C , m e n usadas no cálculo de LI_h

Série de testes	A	B	C	D
C	128.1	123.9	34.2	156.9
m	0.575	0.350	1.325	1.000
n	0.35	0.30	0.90	0.225

A expressão de LI_h foi mais tarde modificada para ter em atenção que quando $T \rightarrow \infty$, LI_h tem que tender para um valor constante e independente do tempo de integração, para o que terá que ser $n = m/2$. Substituindo na expressão (2.14) o novo valor de n obtém-se:

$$LI_h = C \cdot \left(\frac{1}{T} \cdot \int_0^T a^2(t) \cdot dt \right)^{m/2} \cdot T^{m/2}, \quad (2.15)$$

que simplificada se converte em:

$$LI_h = C \cdot \left(\int_0^T a^2(t) \cdot dt \right)^{m/2}. \quad (2.16)$$

A Subcomissão de Pontes da UIC, em conjunto com a Comissão D160, determinou que os resultados deveriam conduzir ao estabelecimento de três níveis de conforto, excelente, aceitável e inaceitável, para três categorias do tráfego ferroviário dependentes da velocidade de circulação. Determinou ainda que, para esses três tipos de tráfego, o número de passageiros sentados e de pé é variável e que, além disso, 10% dos passageiros sentados se encontram a escrever e 5% se encontram a beber. Os valores de C , m e n obtidos nestas circunstâncias para cada uma das categorias referidas encontram-se indicados no Quadro 2.8.

Quadro 2.8 - Valores das constantes C e m usadas na expressão para o cálculo de LI_h para cada uma das categorias de tráfego ferroviário

$v_{\max}$ (km/h)	peçoas de pé	peçoas sentadas	C	m
120	30%	70%	123.87	0.625
200	20%	80%	123.32	0.650
>200	10%	90%	122.76	0.675

As vibrações aleatórias, provocadas pelos defeitos de nivelamento e irregularidades da via, afectam de uma forma constante o comportamento dos veículos. Os níveis de intensidade da componente aleatória da aceleração, LI_r , atribuídos pela comissão a cada uma das categorias de tráfego anteriormente referidas, encontram-se indicados no Quadro 2.9.

O nível de intensidade das vibrações, LI , medida do nível de desconforto dos passageiros, é finalmente avaliado através da expressão:

$$LI = (LI_h^{2/m} + LI_r^{2/m})^{m/2} \quad (2.17)$$

No quadro estão indicados os valores máximos das grandezas LI_r , LI_h e LI para os três níveis de conforto referidos, excelente, aceitável e inaceitável.

Quadro 2.9 - Valores máximos das grandezas LI_r , LI_h e LI para os níveis de conforto excelente, aceitável e inaceitável

Nível de conforto	$v_{\max}$ (km/h)	120	200	>200
excelente	LI_r	198.4	138.9	79.5
	LI_h	95.0	80.0	70.0
	LI	204.1	146.7	94.8
aceitável	LI_h	110.0	95.0	85.0
	LI	207.3	151.7	104.0
inaceitável	LI_h (30 s)	219.2	247	257.4
	LI_h (10 s)	155.5	172.9	177.9
	LI (30 s)	260.0	260.0	260.0
	LI (10 s)	223.2	197.7	183.0

Refira-se ainda que o principal objectivo dos estudos desenvolvidos pela comissão ORE D160 consistia no estabelecimento de um conjunto de recomendações relativas às flechas das pontes que pudessem ser consideradas admissíveis do ponto de vista do conforto dos passageiros.

A abordagem proposta para alcançar esse objectivo foi a numérica, tendo sido propostos para o efeito, pelas administrações ferroviárias e universidades ligadas aos trabalhos da comissão, um conjunto de sete programas de cálculo automático que resultaram da implementação de modelos, mais ou menos simplistas, para a análise do comportamento dinâmico do sistema ponte-comboio.

A validação dos modelos propostos passou pela comparação dos resultados obtidos numericamente, com os resultados de medições efectuadas durante ensaios de circulação realizados em duas pontes, cujas características principais se indicam no Quadro 2.10. O comboio de ensaio era constituído por uma locomotiva do tipo BR103 seguida por duas carruagem IC (Intercity), uma delas equipada com aparelhos de medição.

Quadro 2.10 - Características principais das pontes ensaiadas pela comissão D160

Características	Ponte de Hörstel	Viaduto de Plattling
Número de tramos	1	10
Vão $L(m)$	52.0	31.7
Material	aço	betão pré-esforçado
Tipo	asna	caixão
Carril / travessa	S49 / madeira	UIC 60 / betão
Colocação da via sobre a ponte	fixação directa às longarinas	sobre camada de balastro

Na Figura 2.15 são comparados os valores das acelerações registadas durante os ensaios efectuados, com os valores obtidos através dos programas da SNCB (Société Nationale des Chemins de Fer Belges), TRIGRA da UPM (Universidade Politécnica de Madrid) e da ČSD (Caminhos de Ferro Checoslovacos).

Estes programas foram os que forneceram os resultados mais satisfatórios, tendo sido seleccionados pela comissão para cálculos posteriores.

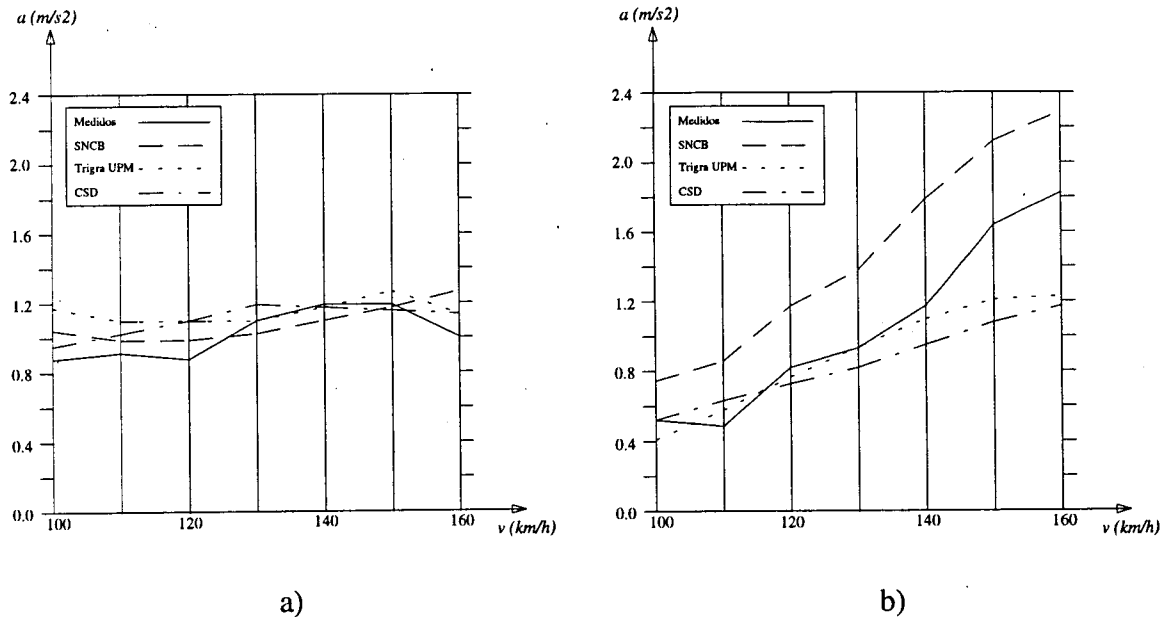


Figura 2.15 - Comparação entre as acelerações máximas medidas na caixa da carruagem Intercity Avmz e calculadas através dos programas SNCB, Trigma (UPM) e CSD: a) Ponte de Hörstel; b) Viaduto de Plattling

Os parâmetros que serviram de base a esses cálculos posteriores, foram os seguintes:

- vão L 20, 33, 54, 90 e 150 m;
- número de tramos 1 e 5;
- rigidez L/f em que f é a flecha vertical da ponte calculada para o esquema de cargas UIC71 majorada pelo respectivo coeficiente dinâmico (Φ_2), igual a 400, 598, 894, 1337 e 2000;
- velocidade 120, 160, 200, 250 e 300 km/h;
- veículos comboio constituído por uma locomotiva CC6500 e carruagens Corail da SNCF para velocidades de 120, 160 e 200 km/h;
 comboio constituído por carruagens TGV da SNCF (linha Sud-Est) para velocidades de 200, 250 e 300 km/h.

Para cada uma das possíveis combinações desses parâmetros, num total de 250 ($5 \times 2 \times 5 \times 5$), foram determinados os registos das acelerações, $a(t)$, nas caixas das carruagens. Com base nesses registos foram calculados os níveis de intensidade da componente harmónica da aceleração, LI_h , através da expressão (2.16):

$$LI_h = C \cdot \left(\int_0^T a^2(t) \cdot dt \right)^{m/2}.$$

O integral entre parênteses pode ser visto como a soma de duas parcelas:

$$\int_0^T a^2(t) \cdot dt = \int_0^{T_E} a^2(t) \cdot dt + \int_{T_E}^{T_E+T_F} a^2(t) \cdot dt. \quad (2.18)$$

A primeira parcela corresponde ao período de excitação, T_E ; a segunda corresponde ao período de vibração livre, T_F . Os períodos referidos podem ser obtidos através das seguintes expressões (ver Figura 2.16):

$$T_E = \frac{L_E}{v} = \frac{L_V + L}{v}; \quad (2.19)$$

$$T_F = \frac{L_F}{v}; \quad (2.20)$$

em que:

L_E é o comprimento de excitação;

L_V é a distância entre eixos extremos da carruagem;

L é o vão da ponte;

L_F é o comprimento de vibração livre;

v é a velocidade de circulação do comboio.

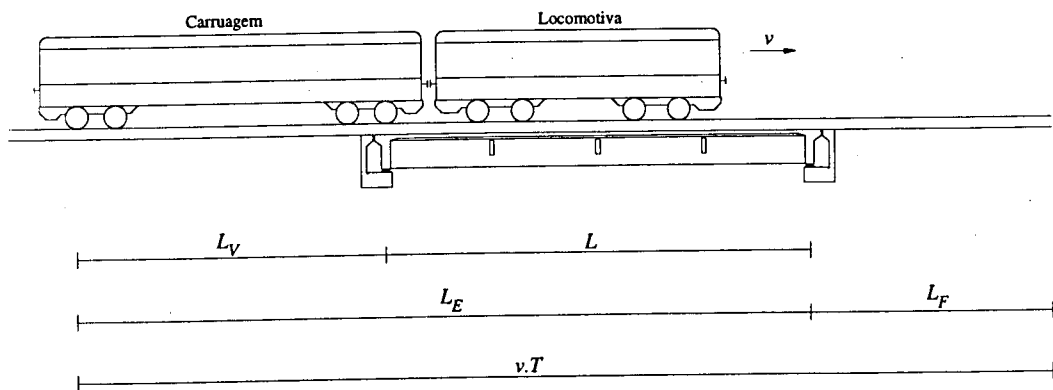


Figura 2.16 - Representação esquemática dos comprimentos de excitação e vibração livre

Durante o período de vibração livre, os movimentos oscilatórios das caixas das carruagens tendem para zero devido ao amortecimento introduzido pelas suspensões do veículo. O valor exacto de LI_h , obtido teoricamente para $L_F = \infty$, pode ser obtido com suficiente aproximação considerando um comprimento L_F finito. O erro cometido pode ser avaliado através da seguinte expressão:

$$\varepsilon = \frac{LI_h(\infty) - LI_h(L_F)}{LI_h(\infty)} \quad (2.21)$$

O valor de L_F , que conduz ao cálculo de LI_h com um erro aproximadamente igual a cinco por cento ($\varepsilon \approx 0.05$), pode ser estimado através da expressão:

$$L_F = \frac{v}{2 \cdot \xi_v \cdot \omega_v} \cdot \ln \left(\frac{10 \cdot m}{4 \cdot \xi_v \cdot \omega_v \cdot \frac{L_E}{L_v} + 1} \right) \geq 0, \quad (2.22)$$

em que:

ω_v é a frequência angular das vibrações da caixa do veículo;

ξ_v é o amortecimento dessas vibrações.

Na Figura 2.17 estão representados graficamente os valores de LI_h obtidos através do programa SNCB para uma ponte com 1 e 5 tramos, de 33 m de vão cada.

Da análise da figura verifica-se que os valores de LI_h para a ponte com 5 tramos são bastante superiores aos obtidos para a ponte com um só tramo. A Figura 2.17 põe ainda em evidência o fenómeno de ressonância da caixa da carruagem Corail, verificado para a velocidade de 160 km/h.

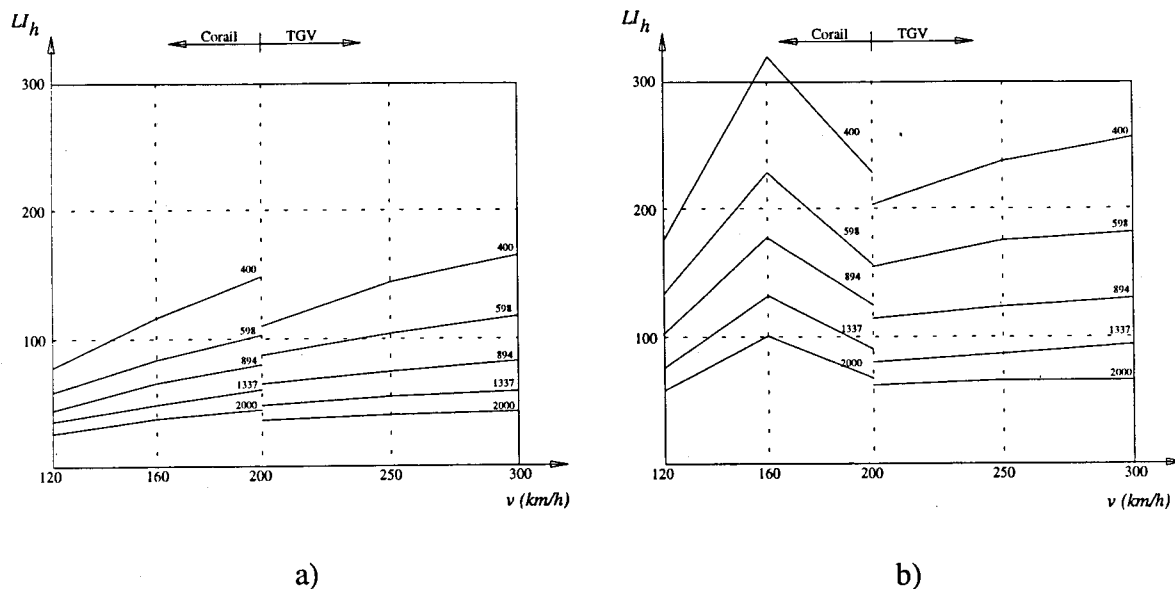


Figura 2.17 - Valores de LI_h obtidos através do programa SNCB para um viaduto constituído por: a) um tramo; b) 5 tramos, de 33 m de vão cada em função da relação L/f

Com base nos valores de LI_h calculados e os valores máximos indicados no Quadro 2.9 foi possível, por interpolação, estabelecer um conjunto de recomendações relativas aos valores das flechas admissíveis, f , obtidas sob acção do esquema de cargas UIC 71 e majoradas pelo coeficiente dinâmico Φ_2 , expressas através da relação L/f , em que L é o vão de cada tramo da ponte. Essas recomendações foram apresentadas sob a forma de quadros, em função de:

- nível de conforto;
- velocidade;
- vão de cada tramo, L ;
- número de tramos.

Os resultados obtidos serviram de base às recomendações presentes na ficha UIC 776-3 R [23].

2.4.2 - Regulamentação aplicável

2.4.2.1 - O Code UIC 776-3 R

No Quadro 2.11 estão indicados os limites inferiores da relação L/f correspondentes a níveis de conforto excelente, aceitável e inaceitável.

Para vãos situados entre os 25 e 30 m pode efectuar-se uma interpolação linear com os valores correspondentes a $L \leq 25m$ e $L \geq 30m$.

Os limites indicados aplicam-se a viadutos constituídos no máximo por cinco tramos de 150 m de vão cada. A UIC apresenta ainda factores correctivos que permitem efectuar a extrapolação desses limites, para ter em conta a existência de viadutos ainda mais longos.

Quadro 2.11 - Limites inferiores da relação L/f para níveis de conforto excelente, aceitável e inaceitável

v (km/h)	Nível de conforto	1 ou 2 vãos		3 a 5 vãos	
		$L \leq 25m$	$L \geq 30m$	$L \leq 25m$	$L \geq 30m$
$v \leq 120$	E	400	400	500	900
	A	350	350	450	800
	I	<350	<350	<400	<400
$120 < v \leq 200$	E	500	800	1000	2200
	A	450	600	700	2000
	I	<400	<400	<500	<600
$200 < v \leq 300$	E	800	1000	1200	2200
	A	550	750	700	2000
	I	<400	<400	<500	<700

E - Excelente; A - Aceitável; I - Inaceitável.

2.4.2.2 - Eurocódigo 1

O EC1 fixa os limites da relação L/f que deverão ser considerados no dimensionamento das pontes ferroviárias para ter em atenção o conforto dos passageiros (ver Quadro 2.12). Uma comparação dos limites indicados no EC1 com os indicados no Code UIC 776-3 R permite averiguar os níveis de conforto assumidos por este regulamento.

Quadro 2.12 - Limites da relação L/f indicados no EC1

v (km/h)	1 ou 2 vãos		3 a 5 vãos	
	$L \leq 25\text{m}$	$L \geq 30\text{m}$	$L \leq 25\text{m}$	$L \geq 30\text{m}$
$v \leq 120$	500	750	750	1000
$120 < v \leq 200$	750	1000	1000	1700
$200 < v \leq 300$	1000	1250	1250	1700

Capítulo 3

MODELO DINÂMICO PARA O SISTEMA PONTE-COMBOIO

3.1 - INTRODUÇÃO

A passagem dos comboios em pontes induz efeitos de natureza dinâmica que poderão assumir valores significativos, especialmente em vias de alta velocidade.

Assim, para uma análise realista do comportamento dinâmico das pontes é necessário considerar os efeitos de uma estrutura em movimento, o comboio, sobre outra imóvel, a ponte.

Este estudo pode ser efectuado através da consideração de um conjunto de cargas rolantes em movimento ou, então, envolvendo a interacção entre a ponte e o comboio. A primeira solução, sendo mais simples, pode ser justificável em certos casos, mas para uma tradução mais exacta dos fenómenos é necessário envolver as características dinâmicas do comboio e a respectiva interacção entre as duas estruturas.

Esta última via foi adoptada na realização deste trabalho, utilizando-se para o efeito o programa desenvolvido por Sara [4], cujos princípios fundamentais se apresentam no âmbito deste capítulo.

Estas análises implicam, no entanto, uma modelação estrutural relativamente complexa, pelo que é necessário uma criteriosa selecção dos parâmetros a envolver. Neste sentido, apresenta-se uma descrição dos aspectos estruturais, e respectivos parâmetros, mais relevantes para este tipo de análises.

3.2 - ANÁLISE DINÂMICA

3.2.1 - Equação de equilíbrio dinâmico

A equação de equilíbrio dinâmico traduz o equilíbrio das forças associadas a cada grau de liberdade da estrutura. Em cada ponto e em cada instante de tempo estão presentes quatro tipos de forças: as forças exteriores $f(t)$, as forças de inércia $f_i(t)$, as forças de amortecimento $f_c(t)$, e as forças elásticas, $f_e(t)$.

O equilíbrio é estabelecido através da seguinte equação:

$$f_i(t) + f_c(t) + f_e(t) = f(t). \quad (3.1)$$

As forças de inércia são dadas por $f_i = M.\ddot{u}$, em que $\ddot{u}$ é o vector das acelerações e M é a matriz de massa. As forças de amortecimento são dadas por $f_c = C.\dot{u}$, em que $\dot{u}$ é o vector das velocidades e C é a matriz de amortecimento. As forças elásticas são dadas por $f_e = K.u$, em que u é o vector dos deslocamentos e K é a matriz de rigidez da estrutura.

A equação (3.1) pode então reescrever-se na seguinte forma:

$$M.\ddot{u}(t) + C.\dot{u}(t) + K.u(t) = f(t) \quad (3.2)$$

Atente-se que a ordem das matrizes na equação (3.2) corresponde ao número de graus de liberdade da estrutura.

A cada nó do elemento de barra tridimensional estão associados seis graus de liberdade, três deslocamentos e três rotações, resultando para as matrizes de rigidez e de massa elementares as dimensões (12×12).

Nos problemas analisados ao longo deste trabalho, considerou-se que o comportamento dinâmico das estruturas pode ser traduzido com suficiente aproximação através de modelos de barras contidos no plano vertical. Os deslocamentos da estrutura segundo a direcção normal a esse plano e as rotações segundo os eixos contidos nesse plano foram então impedidos. As matrizes de rigidez, K_e , e de massa, M_e , para o elemento de barra plano, são obtidas a partir das matrizes (12x12) por supressão das linhas e colunas correspondentes aos graus de liberdade referidos, e encontram-se a seguir indicadas:

$$K_e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

$$M_e = \frac{m \cdot L}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ 0 & 22L & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & -13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix}$$

em que:

E - módulo de elasticidade;

I - momento de inércia;

A - área;

m - massa por unidade de comprimento;

L - comprimento.

As linhas e colunas das matrizes referidas estão em correspondência com os graus de liberdade indicados na Figura 3.1.

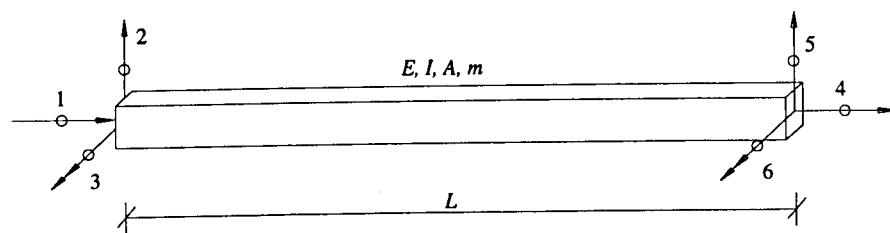


Figura 3.1 - Graus de liberdade do elemento de barra plano

As matrizes de rigidez, K , e de massa, M , da estrutura são obtidas a partir do correcto espalhamento dos coeficientes das matrizes dos vários elementos utilizados para a sua discretização.

A matriz de amortecimento utilizada nos problemas estudados ao longo deste trabalho é a de Rayleigh, expressa através de uma combinação linear das matrizes de rigidez K e de massa M :

$$C = c_1 \cdot M + c_2 \cdot K, \quad (3.3)$$

em que c_1 e c_2 são as constantes de amortecimento de Rayleigh. Estas constantes podem ser determinadas atendendo ao seguinte sistema de equações [7]:

$$\begin{bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_m} & \omega_m \\ \frac{1}{\omega_n} & \omega_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{bmatrix}, \quad (3.4)$$

em que:

ω_m e ω_n são as frequências angulares correspondentes ao m -ésimo e n -ésimo modos de vibração, respectivamente;

ξ_m e ξ_n são os coeficientes de amortecimento correspondentes;

cujas soluções são dadas por:

$$\begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{bmatrix} = 2 \frac{\omega_m \cdot \omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \frac{\omega_n}{\omega_m} & -\omega_m \\ -\frac{1}{\omega_n} & \frac{1}{\omega_m} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{bmatrix}. \quad (3.5)$$

Avaliando as constantes c_1 e c_2 através da equação (3.5) verifica-se que a relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência é traduzida através da curva (1) representada na Figura 3.2. Na mesma figura estão ainda representadas as relações entre o coeficiente de amortecimento e a frequência para as situações em que se considera:

i) matriz de amortecimento proporcional à massa, isto é:

$$C = c_1 \cdot M, \quad (3.6)$$

para a qual se verifica existir uma relação de proporcionalidade inversa entre o coeficiente de amortecimento e a frequência, expressa através da relação (curva (2) da Figura 3.2):

$$\xi = \frac{c_1}{2 \cdot \omega} \quad (3.7)$$

ii) matriz de amortecimento proporcional à rigidez, isto é:

$$C = c_2 \cdot K, \quad (3.8)$$

para a qual se verifica existir uma relação de proporcionalidade directa entre o coeficiente de amortecimento e a frequência, expressa através da relação (curva (3) da Figura 3.2):

$$\xi = \frac{c_2 \cdot \omega}{2} \quad (3.9)$$

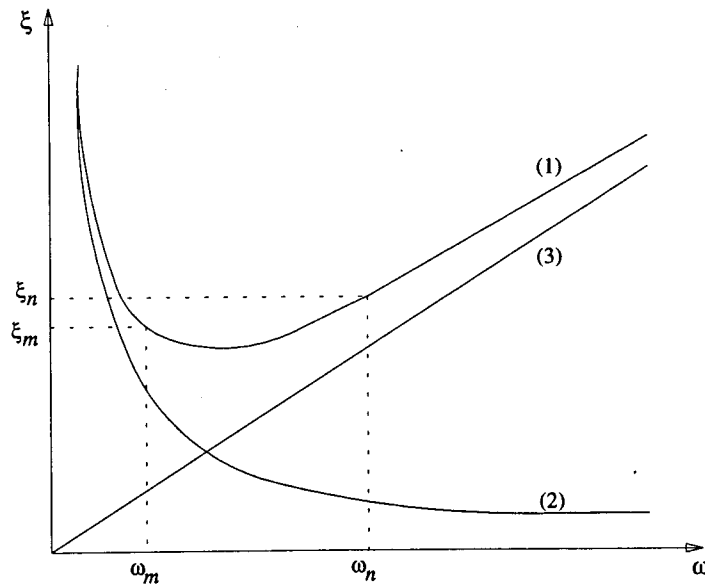


Figura 3.2 - Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência para o amortecimento de Rayleigh

3.2.2 - Solução da equação de equilíbrio dinâmico

Os dois métodos disponíveis para a integração numérica das equações diferenciais de equilíbrio dinâmico são o método de Newmark e o método de Wilson- θ . Estes métodos permitem determinar no instante de tempo $t + \Delta t$, os deslocamentos, as velocidades e as acelerações ($u(t + \Delta t)$, $\dot{u}(t + \Delta t)$, $\ddot{u}(t + \Delta t)$) à custa do conhecimento das mesmas grandezas

no instante anterior, t . Os acréscimos de tempo Δt são considerados iguais por facilidades computacionais. Para o processo ter início é necessário conhecerem-se os valores iniciais dos deslocamentos, $u(0)$, das velocidades $\dot{u}(0)$ e das acelerações $\ddot{u}(0)$.

3.2.2.1 - Método de Wilson- θ

Este método assenta na hipótese de que a lei de variação das acelerações entre o instante t e $t + \theta \cdot \Delta t$, em que $\theta > 1.0$, é linear, como se representa na Figura 3.3.

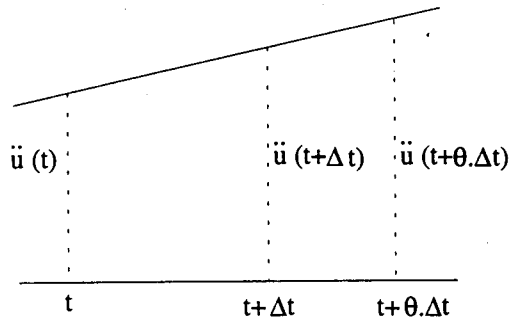


Figura 3.3 - Lei de variação das acelerações no método de Wilson- θ

Seja τ o acréscimo de tempo em relação ao instante t , sendo portanto $0 < \tau < \theta \cdot \Delta t$.

Então:

$$\ddot{u}(t + \tau) = \ddot{u}(t) + \frac{\tau}{\theta \cdot \Delta t} (\ddot{u}(t + \theta \cdot \Delta t) - \ddot{u}(t)), \quad (3.10)$$

integrando obtém-se:

$$\dot{u}(t + \tau) = \dot{u}(t) + \ddot{u}(t) \cdot \tau + \frac{\tau^2}{2 \cdot \theta \cdot \Delta t} (\ddot{u}(t + \theta \cdot \Delta t) - \ddot{u}(t)), \quad (3.11)$$

e

$$u(t + \tau) = u(t) + \dot{u}(t) \cdot \tau + \frac{1}{2} \cdot \ddot{u}(t) \cdot \tau^2 + \frac{\tau^3}{6 \cdot \theta \cdot \Delta t} (\ddot{u}(t + \theta \cdot \Delta t) - \ddot{u}(t)). \quad (3.12)$$

Fazendo $\tau = \theta \cdot \Delta t$ resulta:

$$\dot{u}(t + \theta \cdot \Delta t) = \dot{u}(t) + \frac{\theta \cdot \Delta t}{2} (\ddot{u}(t + \theta \cdot \Delta t) + \ddot{u}(t)), \quad (3.13)$$

$$u(t + \theta \cdot \Delta t) = u(t) + \theta \cdot \Delta t \cdot \dot{u}(t) + \frac{\theta^2 \cdot \Delta t^2}{6} (\ddot{u}(t + \theta \cdot \Delta t) + 2 \cdot \ddot{u}(t)). \quad (3.14)$$

A partir destas duas expressões pode calcular-se $\ddot{u}(t+\theta.\Delta t)$ e $\dot{u}(t+\theta.\Delta t)$ em termos de $u(t+\theta.\Delta t)$:

$$\ddot{u}(t+\theta.\Delta t) = \frac{6}{\theta^2.\Delta t^2}(u(t+\theta.\Delta t) - u(t)) - \frac{6}{\theta.\Delta t}.\dot{u}(t) - 2.\ddot{u}(t), \quad (3.15)$$

$$\dot{u}(t+\theta.\Delta t) = \frac{3}{\theta.\Delta t}(u(t+\theta.\Delta t) - u(t)) - 2.\dot{u}(t) - \frac{\theta.\Delta t}{2}.\ddot{u}(t). \quad (3.16)$$

A obtenção dos deslocamentos, velocidades e acelerações no instante $t+\Delta t$ é feita estabelecendo a equação de equilíbrio dinâmico no instante $t+\theta.\Delta t$, o que implica que o vector das forças aplicadas seja projectado para o instante $t+\theta.\Delta t$. Fazendo essa projecção usando a mesma lei de variação linear usada para as acelerações obtém-se:

$$f(t+\theta.\Delta t) = f(t) + \theta.(f(t+\Delta t) - f(t)). \quad (3.17)$$

A equação (3.2), para o instante $t+\theta.\Delta t$, será então:

$$M.\ddot{u}(t+\theta.\Delta t) + C.\dot{u}(t+\theta.\Delta t) + K.u(t+\theta.\Delta t) = f(t+\theta.\Delta t). \quad (3.18)$$

Substituindo nesta equação as expressões (3.15) e (3.16) pode determinar-se o vector $u(t+\theta.\Delta t)$, que substituído em (3.15) permite determinar $\ddot{u}(t+\theta.\Delta t)$, que por sua vez substituído em (3.10), (3.11) e (3.12), quando $\tau = \Delta t$, permite obter $u(t+\Delta t)$, $\dot{u}(t+\Delta t)$ e $\ddot{u}(t+\Delta t)$. Como se pode constatar a resolução de (3.18) em ordem a $u(t+\theta.\Delta t)$ implica a inversão da matriz K , pelo que este método é um método implícito. Observe-se ainda que este processo não necessita de qualquer procedimento especial para o iniciar, já que a determinação dos deslocamentos, velocidades e acelerações no instante $t+\Delta t$, apenas depende do conhecimento dessas mesmas grandezas no instante anterior.

Finalmente, uma referência ao parâmetro θ . A escolha do valor a adoptar tem que ver com razões de estabilidade do processo de integração, verificando-se que para se obter um método incondicionalmente estável deve ser $\theta > 1.37$, usando-se dum modo geral $\theta = 1.4$ [4].

3.2.2.2 - Método de Newmark

No método de Newmark é também imposta uma lei de variação linear das acelerações (Figura 3.4), admitindo-se que:

$$\ddot{u}(t+\Delta t) = \ddot{u}(t) + ((1-\delta).\ddot{u}(t) + \delta.\ddot{u}(t+\Delta t)).\Delta t, \quad (3.19)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \dot{u}(t) \cdot \Delta t + \left((0.5 - \alpha) \ddot{u}(t) + \alpha \ddot{u}(t + \Delta t) \right) \cdot \Delta t^2, \quad (3.20)$$

onde α e δ são parâmetros que podem ser determinados de modo a obter-se precisão e estabilidade no processo de integração. Newmark propôs $\delta = 0.5$ e $\alpha = 0.25$, o que conduz a um procedimento incondicionalmente estável.

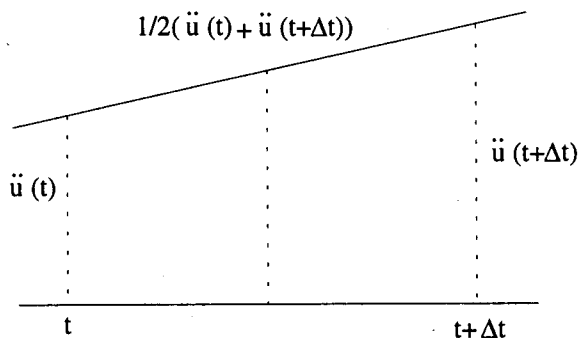


Figura 3.4 - Lei de variação das acelerações no método de Newmark

Resolvendo a expressão (3.20) em ordem a $\ddot{u}(t + \Delta t)$ e substituindo estes valores em (3.19) obtêm-se os vectores $\ddot{u}(t + \Delta t)$ e $\dot{u}(t + \Delta t)$ em função de $u(t + \Delta t)$ e de valores no instante anterior e já conhecidos.

O sistema de equações de equilíbrio (3.2) é agora estabelecido no instante $t + \Delta t$:

$$M \cdot \ddot{u}(t + \Delta t) + C \cdot \dot{u}(t + \Delta t) + K \cdot u(t + \Delta t) = f(t + \Delta t). \quad (3.21)$$

Substituindo $\ddot{u}(t + \Delta t)$ e $\dot{u}(t + \Delta t)$ na expressão anterior, esta pode ser resolvida em ordem a $u(t + \Delta t)$.

3.3 - MODELAÇÃO DO COMBOIO

O modelo de veículo adoptado nos estudos realizados ao longo deste trabalho é idêntico ao utilizado por Keymeulen e Winand no âmbito dos trabalhos levados a cabo pela comissão de especialistas ORE D160 [8, 15]. Trata-se de um modelo constituído pelos seguintes elementos:

- Corpo rígido, de massa M_c , a simular a caixa do veículo;

- Molas, de rigidez k_s e amortecimento c_s , a simular as suspensões secundárias do veículo;
- Corpos rígidos, de massa M_b , a simular os bogies;
- Molas, de rigidez k_p e amortecimento c_p , a simular as suspensões primárias do veículo;
- Massas M_e a simular os eixos e as rodas;
- Molas, de rigidez k_h , a simular a ligação elástica entre a roda e o carril.

A geometria do veículo é caracterizada pelas seguintes dimensões:

- distância entre eixos, l_1 ;
- distância entre pivots ou embasamento, l_2 ;
- comprimento entre tampões, l .

Na Figura 3.5 estão representados os modelos para a Locomotiva Eléctrica BS5600 e Carruagem Corail em serviço na rede da CP.

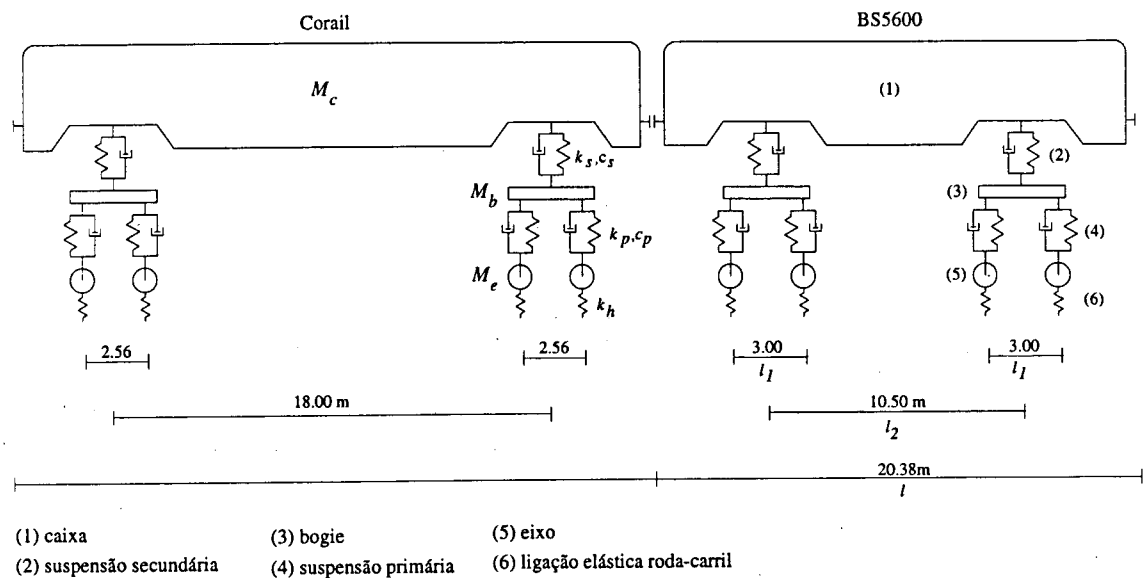


Figura 3.5 - Modelos dinâmicos para a locomotiva BS5600 e Carruagem Corail em serviço na rede da CP

Refira-se ainda que é habitual designar as massas dos eixos e rodas como massas não suspensas, as massas dos bogies como massas semi-suspensas e a massa da caixa como massa suspensa.



Figura 3.6 - Vista da locomotiva BS5600

Os parâmetros do modelo para os dois veículos referidos foram obtidas junto da Divisão de Material da CP e encontram-se indicados no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Características da locomotiva BS5600 e carruagem Corail

Veículo			Locomotiva BS5600	Carruagem Corail	Unidades
Massas	M_c		54.0	29.6	t
	M_b		10.5	3.2	t
	M_e		3.0	1.5	t
	Massa total		87.0	42.0*, 48.0**	t
	Cargas por eixo		213367.5	117720.0	N
Suspensões	primária	k_p	13.40	1.42	$\times 10^5$ N/m/roda
		c_p	20.00	3.73	$\times 10^3$ N.s/m/roda
	secundária	k_s	60.00	3.64	$\times 10^5$ N/m/bogie
		c_s	12.00	4.40	$\times 10^4$ N.s/m/bogie
Dimensões	l		20380	26400	mm
	l_1		3000	2560	mm
	l_2		10500	18000	mm

* em tara, ** em carga máxima

As cargas por eixo indicadas no Quadro 3.1 para a carruagem Corail correspondem à situação de carga máxima.

A rigidez elástica do contacto entre a roda e o carril, k_h , foi determinada atendendo à teoria de Hertz [5]. De acordo com esta teoria, a área de contacto entre dois corpos elásticos, tais como a roda do veículo e a cabeça do carril, é do tipo elipsoidal, sendo a distribuição da tensão de contacto semi-elíptica (ver Figura 3.7).

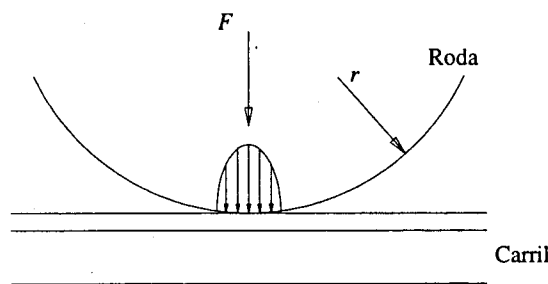


Figura 3.7 - Distribuição das tensões de contacto entre a roda e o carril de acordo com a teoria de Hertz

A relação entre a força de interacção, F , e a deformação da zona de contacto, y , é dada pela expressão:

$$F = c_h \cdot y^{3/2}, \quad (3.22)$$

em que c_h é uma constante cujo valor depende do raio da roda e do seu estado de uso. No Quadro 3.2 estão indicados os valores da constante referida determinados por Jenkins [5] para rodas novas e usadas e com um raio igual a 0.5 m.

Quadro 3.2 - Valores da constante c_h determinados por Jenkins

Roda	c_h ($\times 10^{10}$ N.m ^{-3/2})
nova	10.5
usada	12.8

A rigidez para cada nível de deformação é definida pela tangente à curva definida pela expressão (3.22), sendo o seu valor obtido através da primeira derivada de F em ordem a y , isto é:

$$k_h = \frac{dF}{dy} = \frac{3}{2} \cdot c_h \cdot y^{1/2}; \quad (3.23)$$

que combinada com a expressão (3.21) se transforma nesta outra expressão:

$$k_h = \frac{3}{2} \cdot c_h^{2/3} \cdot F^{1/3}; \quad (3.24)$$

Os valores de k_h adoptados para o modelo, apresentados no Quadro 3.3, foram obtidos através da expressão (3.24), substituindo F pelos valores das cargas estáticas por eixo de cada um dos veículos considerados (ver Quadro 3.1) e c_h pelos valores indicados no Quadro 3.2, para rodas novas.

Quadro 3.3 - Valores da rigidez elástica k_h do contacto entre a roda e o carril

Veículo	k_h ($\times 10^9$ N/m)
Locomotiva BS5600	1.585
Carruagem Corail	1.300

As alterações introduzidas no modelo decorrem essencialmente do tipo de elementos disponíveis no programa de cálculo automático utilizado, ou seja, elementos de barra. Assim, procedeu-se às seguintes substituições:

- 1) os corpos rígidos, correspondentes à caixa e bogies do veículo, foram substituídos por barras de rigidez à flexão elevada ($\approx \infty$); a massa destes corpos foi distribuída uniformemente pelas barras;
- 2) as molas, correspondentes às suspensões do veículo e à ligação elástica entre a roda e o carril, foram substituídas por barras de rigidez axial e amortecimento em conformidade com as características destes elementos e rigidez à flexão desprezável (≈ 0);
- 3) As massas, correspondentes às rodas e eixos do veículo, foram concentradas nos respectivos nós.

Na Figura 3.8 está representada a modelação da locomotiva BS5600 e da carruagem Corail através de elementos de barra. O número de elementos usados na discretização de cada um dos veículos referidos é igual a 17; o número de nós é igual a 18.

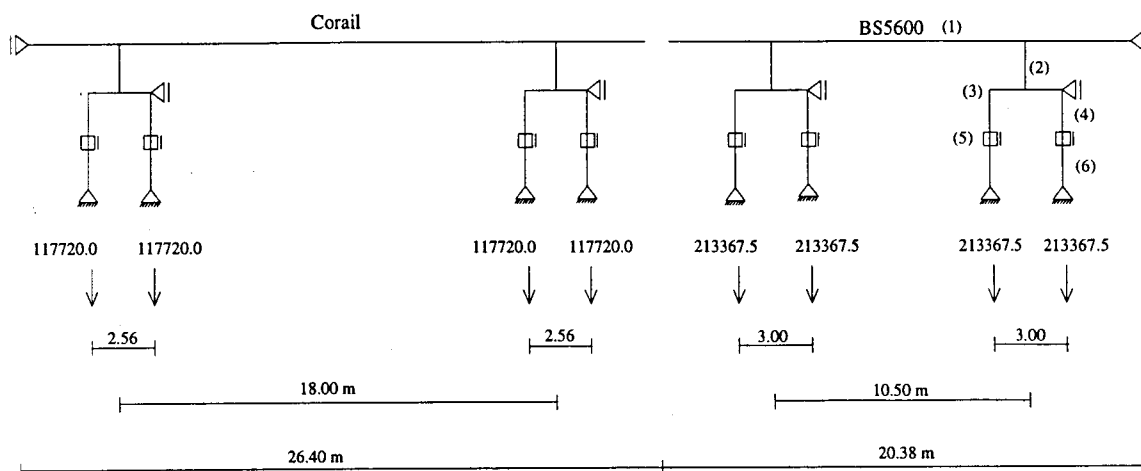


Figura 3.8 - Modelação da locomotiva BS5600 e carruagem Corail através de elementos de barra

No Quadro 3.4 estão indicadas as características dos elementos de barra que constituem o modelo representado na Figura 3.8.

Quadro 3.4 - Características dos elementos de barra utilizados na modelação da locomotiva BS5600 e carruagem Corail

Veículo	Elemento	EI (N.m ²)	EA/L (N/m)	m (kg/m)	c_1 (s ⁻¹)	c_2 (s)
BS5600	(1) Caixa	∞	∞	2649.7	0	0
	(2) Suspensão secundária	0	6.00×10^6	0.0	0	2.000×10^{-2}
	(3) Bogie	∞	∞	3500.0	0	0
	(4) Suspensão primária	0	2.68×10^6	0.0	0	2.985×10^{-2}
	(6) Ligação roda-carril	0	3.20×10^9	0.0	0	0
Corail	(1) Caixa	∞	∞	1348.5	0	0
	(2) Suspensão secundária	0	3.64×10^5	0.0	0	12.090×10^{-2}
	(3) Bogie	∞	∞	1250.0	0	0
	(4) Suspensão primária	0	2.84×10^5	0.0	0	2.627×10^{-2}
	(6) Ligação roda-carril	0	2.60×10^9	0.0	0	0.0

Ainda relativamente ao modelo da Figura 3.8, foram introduzidos apoios simples para impedir os deslocamentos horizontais do veículo e apoios duplos nas extremidades inferiores das barras que simulam as ligações entre as rodas e o carril. Admitiu-se ainda não existir interação entre os diversos veículos que constituem o comboio, como se pode observar aliás na mesma figura.

3.4 - MODELAÇÃO DA PONTE

Conforme referido no ponto 3.2, considerou-se que o comportamento dinâmico das estruturas analisadas neste trabalho pode ser traduzido com suficiente aproximação através de modelos de barras contidas no plano vertical.

É claro que tais pressupostos não são válidos para um conjunto considerável de pontes ferroviárias.

As pontes enviesadas, submetidas à passagem de um comboio, registam movimentos relativos importantes entre diferentes pontos da estrutura situados na mesma secção transversal, movimentos esses que contribuem para a torção do tabuleiro. Esses movimentos podem também ter consequências no comportamento dinâmico do próprio comboio, provocando oscilações transversais das caixas dos veículos.

Outro exemplo que se pode referir é o das pontes que suportam várias vias ferroviárias. A passagem excêntrica das cargas verticais correspondentes ao comboio pode ser origem de importantes movimentos torsionais do tabuleiro.

Nestes, assim como em outros casos, torna-se indispensável a utilização de modelos tridimensionais para a descrição do comportamento dinâmico da estrutura.

Outro aspecto a ter em conta na modelação da ponte está relacionado com as diferentes formas de colocação da via sobre a ponte, sendo usual efectuar uma distinção entre pontes com tabuleiro balastrado e não balastrado [5].

A modelação da via sobre a ponte pode, em certos casos, ser determinante nas análises que se pretendam efectuar. A via é responsável pela transferência das cargas, aplicadas ao nível do carril, para a estrutura da ponte, contribuindo quer para a degradação destas cargas, quer para a sua repartição pelos diversos elementos estruturais. Além disso, as características de rigidez e amortecimento desta "camada" intermédia, influenciam decisivamente as

variações dinâmicas das cargas provocadas pela existência de irregularidades do carril ou defeitos das rodas dos veículos [5].

Quanto ao amortecimento da ponte, este pode ser visto como o resultado de diferentes contribuições [24]:

1) amortecimento provocado pelos elementos estruturais;

Esta contribuição resulta por um lado do amortecimento material, por outro lado do amortecimento localizado nas juntas e nos apoios da estrutura. Na maior parte dos casos a primeira contribuição é mais importante. No Quadro 3.5 estão indicados os coeficientes de amortecimento viscoso equivalentes para diversos tipos de materiais normalmente empregues na construção de pontes ferroviárias.

Quadro 3.5 - Coeficientes de amortecimento para diferentes tipos de materiais

Material	ξ (%)
Betão armado	
i) Níveis de tensão baixos (não fendilhado)	0.7-1.0
ii) Níveis de tensão baixos (fendilhado)	1.0-4.0
iii) Níveis de tensão elevados (fendilhado mas sem plastificação da armadura)	0.5-0.8
Betão armado pré-esforçado (não fendilhado)	0.4-0.7
Compósitos	0.2-0.3
Aço	0.1-0.2

2) amortecimento provocado pelos elementos não estruturais;

Dependendo do número, tipo e dimensões, os elementos não estruturais podem contribuir mais ou menos para o amortecimento global da estrutura. Esta contribuição poderá em certos casos ser maior que a contribuição dos elementos estruturais. Como exemplo de elementos não estruturais em pontes temos os passeios, as guardas, o balastro, etc..

3) amortecimento devido à energia irradiada para o solo;

Esta parcela resulta das vibrações transmitidas aos pilares e aos encontros através dos apoios, que por sua vez são transmitidas ao solo através das fundações destes elementos, provocando dissipação de energia.

Num relatório interno dos caminhos de ferro alemães (DB-Deutsche Bundesbahn) [15], são apresentados os resultados de uma campanha de medições experimentais visando a determinação das características dinâmicas das pontes, tendo sido dado especial relevo à determinação do coeficiente de amortecimento. Os valores obtidos para este parâmetro, para cada um dos tipos de ponte ensaiadas, encontram-se indicados no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 - Coeficientes de amortecimento estrutural determinados em ensaios experimentais

Tipo de ponte	ξ (%)		
	máximo	médio	mínimo
Metálica, com tabuleiro superior balastrado	2.47	1.81	1.16
Metálica, com tabuleiro superior não balastrado	3.14	1.93	0.72
Metálica, com tabuleiro inferior balastrado	1.64	1.19	0.75
Metálica, com tabuleiro inferior não balastrado	*	1.29	*
Tabuleiro de betão balastrado	5.90	4.09	2.28
Tabuleiro de betão não balastrado	6.21	3.17	0.13

* não são apresentados valores

Da análise dos valores ressalta a enorme dispersão dos valores medidos. Tal é justificado, para além da dificuldade em medir ξ , pela diferente importância, de ponte para ponte, de cada uma das contribuições atrás referidas.

3.5 - CARGAS ROLANTES

As acções verticais, ou sobrecargas, transmitidas pelo comboio à ponte, são constituídas pelas cargas verticais rolantes correspondentes a cada um dos eixos dos veículos que constituem o comboio. Cada uma destas cargas, $F(t)$, num dado instante, contém uma componente estática, F_{sta} , e uma componente dinâmica, $F_{dyn}(t)$, isto é:

$$F(t) = F_{sta} + F_{dyn}(t). \quad (3.25)$$

A componente estática, constante ao longo do tempo, corresponde ao peso do comboio por eixo e toma, para a locomotiva BS5600 e carruagem Corail, os valores indicados no Quadro 3.1.

A componente dinâmica depende dos movimentos verticais a que ficam sujeitos os veículos devido à interacção existente entre estes e a ponte. Mais tarde, no ponto 3.6, será descrita a forma como é determinada esta componente.

O percurso das cargas rolantes é constituído por uma sequência de elementos de barra utilizados para a discretização da estrutura [8]. O somatório dos comprimentos desses elementos de barra é igual à extensão do percurso, S . No instante inicial é necessário definir a posição de cada uma das cargas rolantes em relação à origem do percurso. A posição de cada uma das cargas no instante t , $p(t)$, é obtida somando à posição inicial, $p(0)$, o espaço percorrido pelo comboio, isto é:

$$p(t) = p(0) + v.t, \quad (3.26)$$

em que v é a velocidade admitida constante. A carga só é activa quando se verificar $0 \leq p(t) \leq S$.

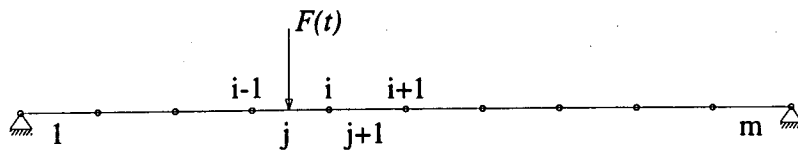


Figura 3.9 - Localização da carga rolante sobre os elementos do percurso

Definida a posição da carga através da expressão (3.26) é possível localizá-la sobre um determinado elemento do percurso e, portanto, da estrutura (ver Figura 3.9). A carga rolante é

de seguida convertida em forças nodais, supondo para o efeito funções de aproximação Hermitianas para o elemento. A força nodal no nó i atinge o seu máximo quando a carga se encontra sobre esse nó, e é nula quando se encontra sobre os nós adjacentes (Figura 3.10). As forças nodais assim obtidas são adicionadas ao vector de cargas da estrutura. O procedimento é repetido para o conjunto das cargas rolantes.

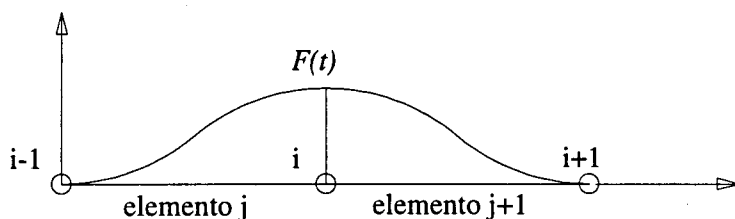


Figura 3.10 - Variação da força nodal no nó i devida à passagem da carga rolante $F(t)$

3.6 - INTERACÇÃO

Neste ponto descreve-se a metodologia, desenvolvida por Sara [4], que permite incluir na análise dinâmica a interacção entre o comboio e a ponte.

O sistema ponte-comboio é calculado como duas estruturas independentes, calculadas simultaneamente ao longo do tempo, estabelecendo-se as equações de equilíbrio dinâmico para a ponte e para o comboio separadamente:

$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_p(t) \\ \ddot{u}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_p & 0 \\ 0 & C_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_p(t) \\ \dot{u}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p & 0 \\ 0 & K_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_p(t) \\ u_c(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_p(t) \\ F_c(t) \end{bmatrix} \quad (3.27)$$

em que os índices " p " e " c " referem-se respectivamente à ponte e ao comboio.

Em cada passo de integração no domínio do tempo, a formulação recorre a um processo iterativo, visando a compatibilização dos dois sistemas estruturais, resultando em cada iteração:

- i) as cargas rolantes correspondentes aos eixos do comboio são aplicadas na ponte. Cada carga rolante $F_p(t)$ é obtida através da expressão:

$$F_p(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{i-1}(t), \quad (3.28)$$

em que, conforme visto no ponto anterior, F_{sta} , é a componente estática da força de interacção e $F_{dyn}^{i-1}(t)$ é a componente dinâmica da força de interacção da iteração anterior (igual a $F_{dyn}(t - \Delta t)$ para a primeira iteração).

Da resolução do sistema de equações relativas à ponte obtêm-se deslocamentos, nomeadamente os deslocamentos sob as cargas rolantes ($u_p^i(t)$).

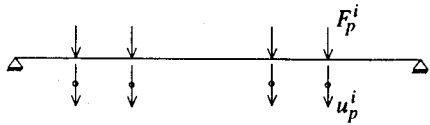
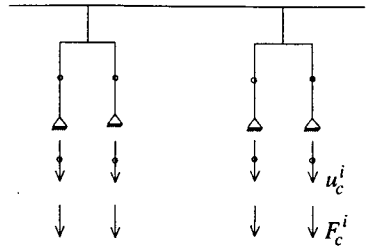
- ii) ao mesmo tempo, o comboio é submetido à acção de assentamentos de apoio ($u_c^i(t)$) correspondentes aos deslocamentos ($u_p^{i-1}(t)$) calculados na iteração anterior. Da resolução do sistema de equações relativas ao comboio resultam, para cada eixo, reacções de apoio ($F_c^i(t)$) que constituem o conjunto das forças de interacção ($F_{dyn}^i(t)$) a aplicar à ponte na iteração seguinte.
- iii) no final de cada iteração utiliza-se um critério de convergência, que tem em conta as componentes dinâmicas da forças de interacção da iteração corrente e da anterior, e que tem por base o cálculo do seguinte quociente:

$$\frac{F_{dyn}^i(t) - F_{dyn}^{i-1}(t)}{F_{dyn}^{i-1}(t)}. \quad (3.29)$$

Se o quociente referido for inferior ou igual a uma dada tolerância considera-se que foram compatibilizados os dois sistemas estruturais, avançando-se para o instante $t + \Delta t$. Se tal não acontecer avança-se para uma nova iteração.

O processo inicia-se atendendo a que as componentes dinâmicas da força de interacção no instante inicial, $F_{dyn}(t=0)$, são nulas. O Quadro 3.7 pretende ilustrar a metodologia descrita.

Quadro 3.7 - Esquema da metodologia para o estudo da interação entre o comboio e a ponte

	Ponte	Comboio
Esquema		
Ação	$F_p^i(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{i-1}(t)$	$u_c^i(t) = u_p^{i-1}(t)$
Resultado	$u^i(t) = u_p^i(t)$	$F_{dyn}^i(t) = F_c^i(t)$
Critério de Convergência	$\frac{F_{dyn}^i(t) - F_{dyn}^{i-1}(t)}{F_{dyn}^{i-1}(t)}$ se < tolerância $\rightarrow t + \Delta t$ se > tolerância $\rightarrow i + 1$	

Capítulo 4

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA

4.1 - INTRODUÇÃO

No presente capítulo é analisado o comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária, sujeita à passagem de uma composição do tipo das que circulam usualmente nas vias de alta velocidade. A ponte é de betão armado e pré-esforçado, constituída por um tramo simplesmente apoiado com trinta metros de vão. O comboio é composto por duas locomotivas, uma em cada extremidade da composição, e por treze carruagens.

A ponte foi analisada do ponto de vista da segurança estrutural, através da observação dos coeficientes de amplificação dinâmica em termos de esforços; da segurança da circulação, através da observação das acelerações e rotações da extremidade do tabuleiro; do conforto dos passageiros, através da observação das acelerações verificadas nas carruagens do comboio. É dado especial relevo à influência do coeficiente de amortecimento estrutural nas respostas calculadas, procurando avaliar a importância deste parâmetro no comportamento da ponte ferroviária.

Os coeficientes de amplificação dinâmica obtidos foram depois comparados com os coeficientes regulamentares indicados no Eurocódigo 1. Os valores máximos das acelerações e rotações de extremidade do tabuleiro foram comparados com os estados limites para estas grandezas indicados no mesmo regulamento.

Finalmente, com base nos registos das acelerações nas caixas das carruagens, foi avaliado o nível de conforto dos passageiros através das expressões apresentadas num documento técnico da comissão de especialistas D160 da ORE.

4.2 - DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

No estudo realizado, tomou-se como base o viaduto que constitui a Obra de Arte nº 5, que se desenvolve entre os km 1+362.359 e 1+992.359 da nova ligação ferroviária do "Acesso Norte à Ponte sobre o Tejo - 2º Troço".

O viaduto é constituído por tramos simplesmente apoiados, com vãos teóricos de 30.0 m, tendo, na sua zona corrente, uma largura total de 12.5 m, constante em toda a extensão. O tabuleiro, de betão armado e pré-esforçado, é constituído por 2 meios tabuleiros independentes, simétricos, suportando cada um apenas uma das vias de circulação ferroviária. Cada meio tabuleiro apresenta 2 vigas principais longitudinais, ligadas por uma laje superior e por carlingas de topo e intermédias. A altura das vigas, incluindo a laje, é constante e igual a 2.25m.

Na Figura 4.1 apresenta-se um corte longitudinal e um corte transversal do viaduto. No corte transversal representa-se a situação a meio vão, na metade esquerda do tabuleiro, enquanto na metade direita se representa a situação sobre os apoios.

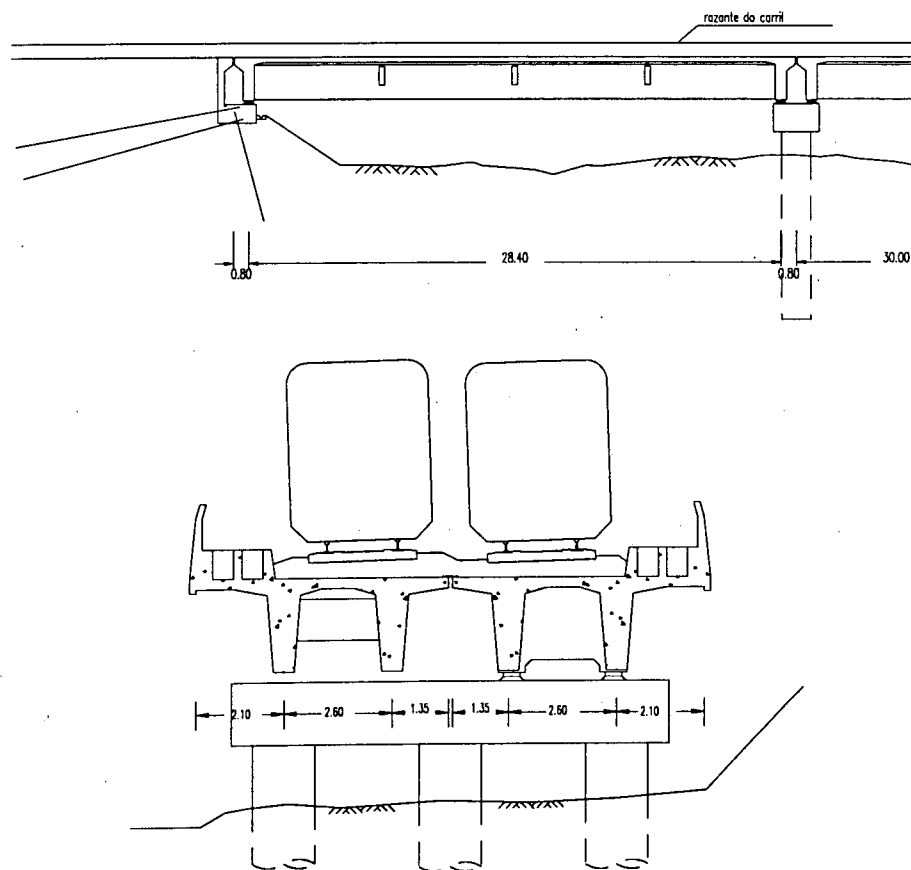


Figura 4.1 - Cortes longitudinal e transversal do viaduto

4.3 - MODELAÇÃO

Apenas foi estudado um dos tramos que constituem o viaduto descrito no ponto anterior. O meio tabuleiro foi modelado como uma viga simplesmente apoiada com um vão, L , igual a trinta metros (Figura 4.2). Os parâmetros que caracterizam o comportamento dinâmico da viga, além do vão, são a rigidez à flexão, EI , a massa por unidade de comprimento, m , e o coeficiente de amortecimento estrutural, ξ .

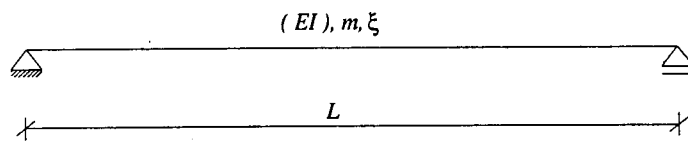


Figura 4.2 - Viga simplesmente apoiada utilizada como modelo do meio tabuleiro

Os parâmetros considerados no estudo realizado foram:

$$E = 30.5 \text{ GPa};$$

$$I = 1.900 \text{ m}^4;$$

$$m = 14870.5 \text{ kg/m}.$$

O momento de inércia referido é o da secção de betão não fendilhada, não tendo sido considerada a presença das armaduras. A massa corresponde não só à massa da secção de betão mas também à massa dos acessórios do tabuleiro (passeios, guardas, carlingas, etc.) e da via (carris, travessas e balastro).

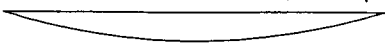
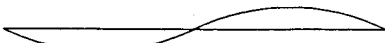
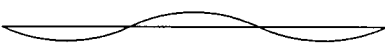
A resolução da equação de movimento da viga simplesmente apoiada em regime de vibração livre não amortecido, conduz às seguintes expressões para as frequências e modos de vibração [3]:

$$f_i = i^2 \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{m \cdot L^4}}; \quad (4.1)$$

$$\phi_i(x) = \sin\left(i \cdot \frac{\pi x}{L}\right), \quad (4.2)$$

em que f_i é a frequência correspondente ao i -ésimo modo de vibração, $\phi_i(x)$. No Quadro 4.1 estão indicadas as frequências obtidas para os três primeiros modos.

Quadro 4.1 - Frequências correspondentes aos três primeiros modos de vibração

i	f_i (Hz)	ϕ_i
1	3.45	
2	13.78	
3	31.00	

Os coeficientes de amortecimento estrutural em pontes de betão armado pré-esforçado são muito variáveis, tomando valores que vão desde 2.28% a 5.90% (ver Quadro 3.6).

Por forma a avaliar a influência deste parâmetro na resposta da estrutura foram considerados coeficientes de amortecimento iguais a 1%, 3% e 5%. As constantes de amortecimento de Rayleigh respectivas encontram-se indicadas no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Constantes de amortecimento de Rayleigh

ξ	c_1 (s ⁻¹)	c_2 (×10 ⁻⁴ s)
1%	0.346	1.848
3%	1.039	5.544
5%	1.732	9.240

O comboio utilizado nos cálculos é composto por duas locomotivas eléctricas da série BS5600, uma em cada extremidade da composição, e por treze carruagens Corail. A modelação da locomotiva e carruagem referidas já foram descritas no terceiro capítulo.

Na Figura 4.3 encontra-se representada a malha de elementos finitos completa para o problema em estudo. Para a discretização da viga foram utilizados trinta elementos de barra. O número de elementos da malha é então igual a 285 [17(Loc.) + 13×17(Carr.) + 17(Loc.) + 30 (viga)]; o número de nós é igual a 301 [18(Loc.) + 13×18(Carr.) + 18(Loc) + 31(viga)].

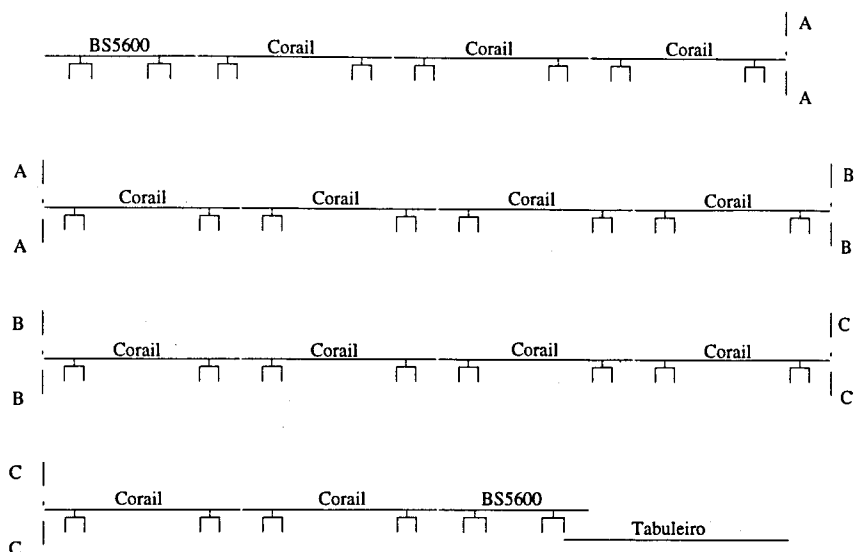


Figura 4.3 - Malha de elementos finitos para o problema em estudo

No Quadro 4.3 encontram-se indicadas as posições iniciais dos eixos de cada um dos veículos da composição, tomando como referência o apoio esquerdo da viga.

Quadro 4.3 - Posições iniciais dos eixos dos veículos da composição

	Eixo			
	1	2	3	4
BS5600	0.00	-3.00	-10.50	-13.50
Corail 1	-19.86	-22.42	-37.86	-40.42
Corail 2	-46.26	-48.82	-64.26	-66.82
Corail 3	-72.66	-75.22	-90.66	-93.22
Corail 4	-99.06	-101.62	-117.06	-119.62
Corail 5	-125.46	-128.02	-143.46	-146.02
Corail 6	-151.86	-154.42	-169.86	-172.42
Corail 7	-178.26	-180.82	-196.26	-198.82
Corail 8	-204.66	-207.22	-222.66	-225.22
Corail 9	-231.06	-233.62	-249.06	-251.62
Corail 10	-257.46	-260.02	-275.46	-278.02
Corail 11	-283.86	-286.42	-301.86	-304.42
Corail 12	-310.26	-312.82	-328.26	-330.82
Corail 13	-336.66	-339.22	-354.66	-357.22
BS5600	-363.58	-366.58	-374.08	-377.08

Recorde-se que a componente estática da força de interacção é igual a 213367.5 N por eixo para a locomotiva BS5600 e 117720.0 N por eixo para a carruagem Corail. O esquema de cargas estáticas resultante da composição referida encontra-se representado na Figura 4.4.

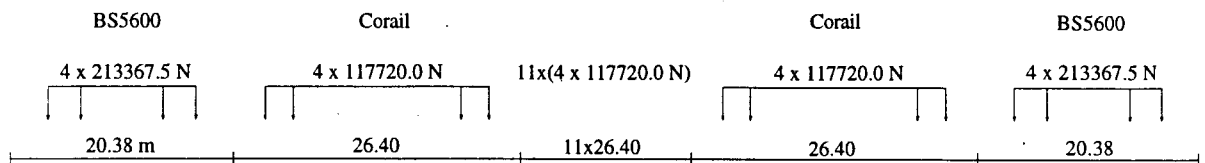


Figura 4.4 - Esquema de cargas resultante da composição

Este esquema de cargas apresenta bastantes semelhanças com um dos comboios tipo indicados no EC1 (ver Figura 2.10). As semelhanças referem-se ao número, geometria e disposição das locomotivas e carruagens que formam a composição. As cargas correspondentes aos eixos das locomotivas são também da ordem de grandeza das da locomotiva BS5600. As cargas correspondentes aos eixos das carruagens são no entanto cerca de 27.4% superiores às da carruagem Corail.

4.4 - CÁLCULOS EFECTUADOS

No Quadro 4.4 estão indicados, para cada uma das velocidades de circulação consideradas, o número de incrementos, n , e o incremento de tempo, Δt , usados na integração numérica pelo método de Newmark, em que se adoptaram os parâmetros $\delta = 0.50$ e $\alpha = 0.25$.

O início dos registos coincidiu com a entrada do primeiro eixo da locomotiva no viaduto e o fim com a passagem do último eixo da composição sobre um ponto situado 120 m após o viaduto. O espaço, e , percorrido pela composição no final do percurso é então igual a:

$$e = 377.08 + 30.00 + 120.00,$$

$$e = 527.08 \text{ m.}$$

Para cada um dos coeficientes de amortecimento estrutural considerados (1%, 3% e 5%) e para cada uma das velocidades indicadas no Quadro 4.4 foram registadas, em cada instante de tempo, as seguintes grandezas:

i) Tabuleiro:

- Momento a meio vão, M ;
- Esforço transversal no apoio direito, V ;
- Rotação no apoio esquerdo, θ ;
- Aceleração a meio vão, a .

ii) Carruagens:

- Aceleração na caixa da primeira carruagem, a_1 ;
- Aceleração na caixa da décima terceira carruagem, a_{13} .

Quadro 4.4 - Velocidades de circulação da composição consideradas nas simulações numéricas

v (m/s)	n	Δt (s)
10.0	5270	0.01
30.0	1757	0.01
50.0	1054	0.01
70.0	753	0.01
80.0	659	0.01
90.0	586	0.01
100.0	527	0.01
110.0	479	0.01
120.0	878	0.005
130.0	811	0.005
140.0	753	0.005
150.0	703	0.005

4.5 - RESULTADOS

A passagem da composição sobre o viaduto foi dividida em três fases:

1) Fase 1

Esta fase corresponde à passagem da locomotiva situada na frente da composição (Locomotiva 1). Tem início quando a primeira locomotiva entra no viaduto e termina no

instante em que o abandona. O espaço percorrido pela composição no final desta fase é igual a 43.5 m, pelo que:

$$e \in [0.00, 43.5] \text{ (m)}.$$

2) Fase 2

Esta fase corresponde à passagem das treze carruagens. Tem início no instante em que a primeira locomotiva abandona o viaduto e termina no instante em que a locomotiva situada na retaguarda da composição entra no viaduto. No final desta fase a composição percorreu 363.58 m, pelo que:

$$e \in]43.5, 363.58] \text{ (m)}.$$

3) Fase 3

Esta fase corresponde à passagem da locomotiva situada na retaguarda da composição (Locomotiva 2). Tem início no instante em que a segunda locomotiva entra no viaduto e termina no instante em que a composição atinge o final do percurso, isto é:

$$e \in]363.58, 527.08] \text{ (m)}.$$

4.5.1 - Análise estática

No estudo efectuado admitiu-se que os valores estáticos do momento a meio vão, esforço transversal no apoio e rotação no apoio, podem ser confundidos com os que se obtêm durante a passagem da composição à velocidade de 10.0 m/s (36 km/h).

Para cada uma das fases atrás referidas foram determinados os valores máximos das grandezas referidas, conforme indicado no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 - Momento, esforço transversal e rotação estáticos máximos para cada uma das fases de passagem da composição

Fase	M	V	θ
1	$M_{sta,1}$	$V_{sta,1}$	$\theta_{sta,1}$
2	$M_{sta,2}$	$V_{sta,2}$	$\theta_{sta,2}$
3	$M_{sta,3}$	$V_{sta,3}$	$\theta_{sta,3}$

i) Momento a meio vão

Na Figura 4.5 estão indicadas as posições para as quais ocorrem os valores máximos do momento a meio vão durante a passagem da composição.

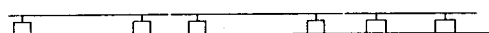
$M_{sta,1}$ ocorre quando se localizam sobre a viga os quatro eixos da locomotiva situada na frente da composição e os eixos dianteiros da primeira carruagem.

$M_{sta,2}$ ocorre quando se localizam sobre a viga o grupo de eixos formado pelos eixos traseiros da primeira carruagem e os dianteiros da segunda carruagem. Esta situação repete-se para os grupos de eixos formados pelos eixos traseiros da segunda e os eixos dianteiros da terceira carruagens, etc., no total de doze vezes durante a passagem das treze carruagens que constituem a composição. Verifica-se que:

$$\frac{M_{sta,2}}{M_{sta,1}} = 0.559.$$

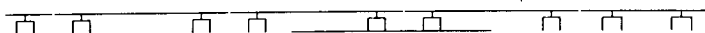
$M_{sta,3}$ ocorre quando se situam sobre a viga os eixos traseiros da última carruagem e os quatro eixos da locomotiva situada na retaguarda da composição. Pelo facto da composição ser simétrica, quer em termos de geometria quer em termos de cargas, e pelo facto da linha de influência do momento a meio vão ser também simétrica, verifica-se que:

$$\frac{M_{sta,3}}{M_{sta,1}} \approx 1.$$



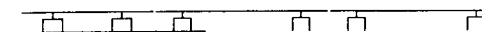
$$M_{sta,1} = 4753.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e = 24.7 \text{ m}$$



$$M_{sta,2} = 2658.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e = 60.3 \text{ m}$$



$$M_{sta,3} = 4753.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e = 382.4 \text{ m}$$

Figura 4.5 - Posições da composição para as quais ocorrem os valores máximos do momento a meio vão

ii) Esforço transversal no apoio

Na Figura 4.6 estão indicadas as posições para as quais ocorrem os valores máximos do esforço transversal no apoio durante a passagem da composição.

$V_{sta,1}$ ocorre em circunstâncias idênticas aquelas em que ocorre $M_{sta,1}$; apenas os eixos se encontram 4.3 m mais próximos do apoio.

A situação em que ocorre $V_{sta,2}$ é também idêntica aquela em que ocorre $M_{sta,1}$, mas com os eixos das carruagens 6.5 m mais próximos do apoio. Verifica-se ser:

$$\frac{V_{sta,2}}{V_{sta,1}} = 0.556$$

Pelo facto da linha de influência do esforço transversal não ser simétrica, verifica-se que $V_{sta,3}$ ocorre quando apenas a última locomotiva se situa sobre a viga, sendo:

$$\frac{V_{sta,3}}{V_{sta,1}} = 0.904$$

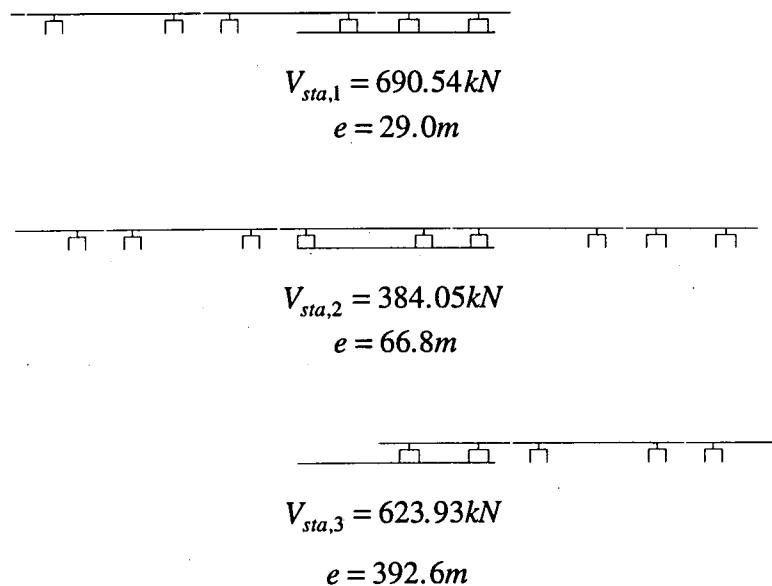


Figura 4.6 - Posições da composição para as quais ocorrem os valores máximos do esforço transversal no apoio

iii) Rotação no apoio

Na Figura 4.7 estão indicadas as posições para as quais ocorrem os valores máximos da rotação no apoio durante a passagem da composição.

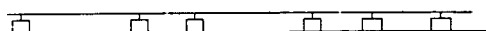
$\theta_{sta,1}$ ocorre em circunstâncias idênticas aquelas em que ocorre $M_{sta,1}$; a localização dos eixos apenas difere de 0.10 m.

A situação em que ocorre $\theta_{sta,2}$ é também idêntica aquela em que ocorre $M_{sta,2}$, mas com os eixos das carruagens 3.0 m mais próximos do apoio em causa. Verifica-se ainda que:

$$\frac{\theta_{sta,2}}{\theta_{sta,1}} = 0.560;$$

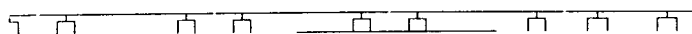
$\theta_{sta,3}$ ocorre também em circunstâncias idênticas aquelas em que ocorre $M_{sta,3}$, mas pelo facto da linha de influência da rotação no apoio não ser simétrica, verifica-se que:

$$\frac{\theta_{sta,3}}{\theta_{sta,1}} = 1.015;$$



$$\theta_{sta,1} = 7.897 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$e = 24.6 \text{ m}$$



$$\theta_{sta,2} = 4.424 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$e = 57.3 \text{ m}$$



$$\theta_{sta,3} = 8.015 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$e = 382.3 \text{ m}$$

Figura 4.7 - Posições da composição para as quais ocorrem os valores máximos da rotação no apoio

Resumindo, os valores máximos do momento, M_{sta} , esforço transversal, V_{sta} , e rotação, θ_{sta} , obtidos durante a passagem da composição, foram:

$$M_{sta} = M_{sta,1} = 4753.64 \text{ kN.m};$$

$$V_{sta} = V_{sta,1} = 690.54 \text{ kN};$$

$$\theta_{sta} = \theta_{sta,3} = 8.015 \times 10^{-4} \text{ rad}.$$

4.5.2 - Análise dinâmica

Para cada uma das fases atrás referidas foram determinados os valores máximos do momento a meio vão, esforço transversal no apoio e rotação no apoio, conforme indicado no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 - Momento, esforço transversal e rotação dinâmicos máximos para cada uma das fases de passagem da composição

Fase	M	V	θ
1	$M_{dyn,1}$	$V_{dyn,1}$	$\theta_{dyn,1}$
2	$M_{dyn,2}$	$V_{dyn,2}$	$\theta_{dyn,2}$
3	$M_{dyn,3}$	$V_{dyn,3}$	$\theta_{dyn,3}$

Foram ainda determinados o valor máximo da aceleração a meio vão do tabuleiro durante a passagem da composição e os valores máximos das acelerações na primeira e última carruagens.

Nas Figuras 4.8 a 4.10 apresentam-se os registos do momento a meio vão, esforço transversal no apoio e rotação no apoio, para três valores da velocidade de circulação (50.0, 90.0 e 130.0 m/s) e para um coeficiente de amortecimento estrutural de 3%. Os traços verticais a tracejado, presentes na figura, correspondem às fronteiras entre cada uma das fases de passagem da composição.

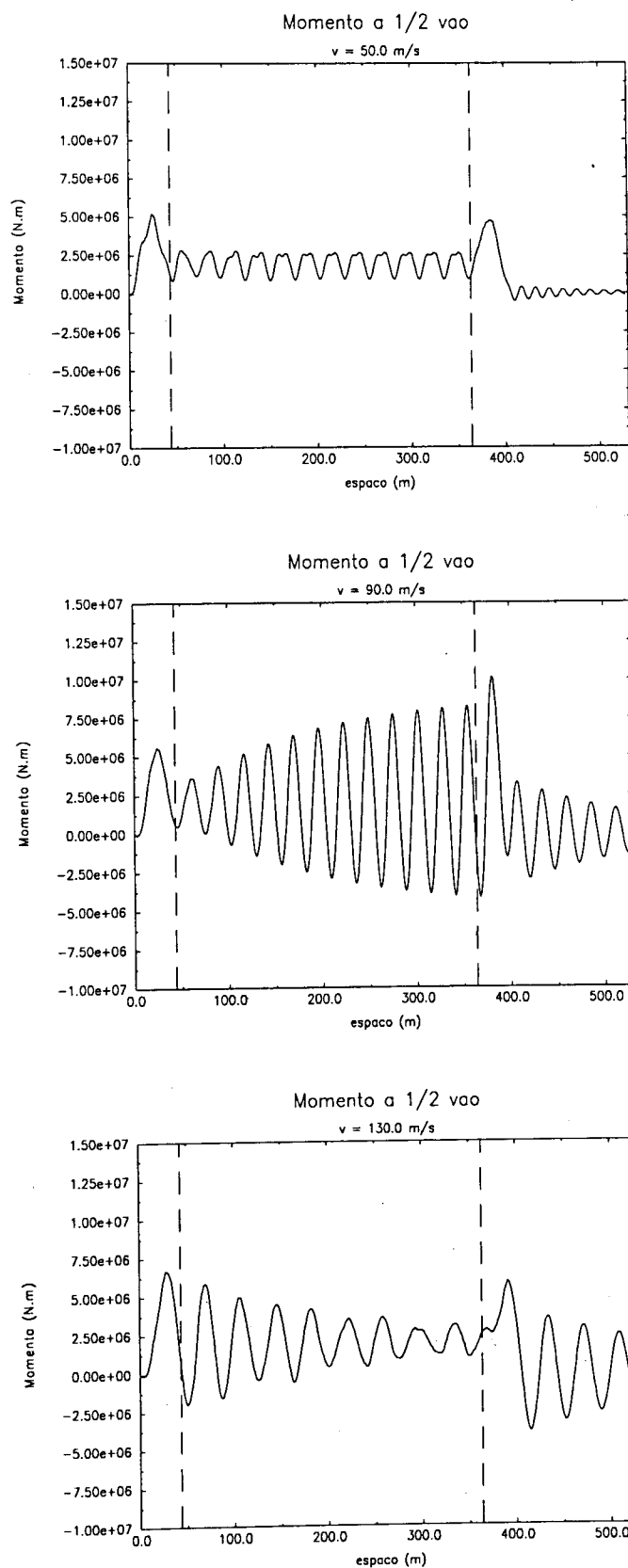


Figura 4.8 - Registos do momento a meio vão em função do espaço percorrido pela composição para $v = 50.0, 90.0$ e 130.0 m/s ($\xi=3\%$)

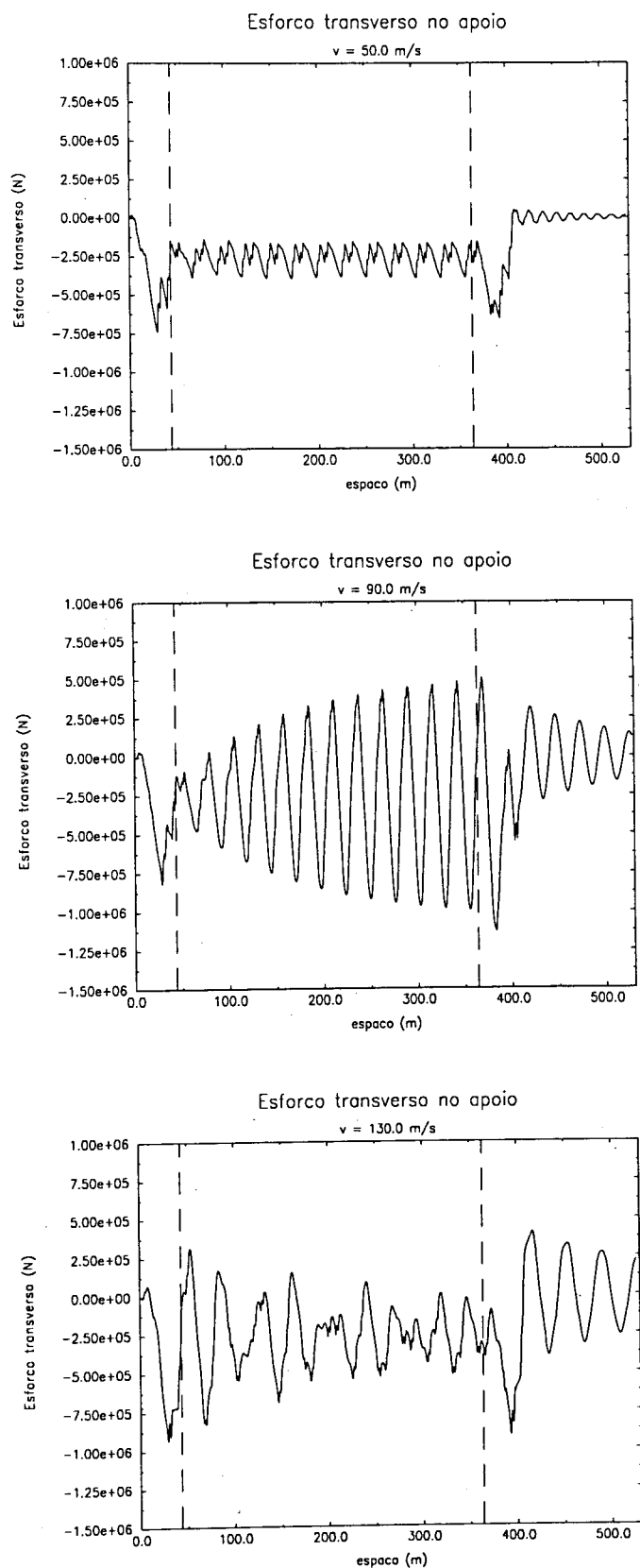


Figura 4.9 - Registos do esforço transverso no apoio em função do espaço percorrido pela composição para $v = 50.0, 90.0$ e 130.0 m/s ($\xi=3\%$)

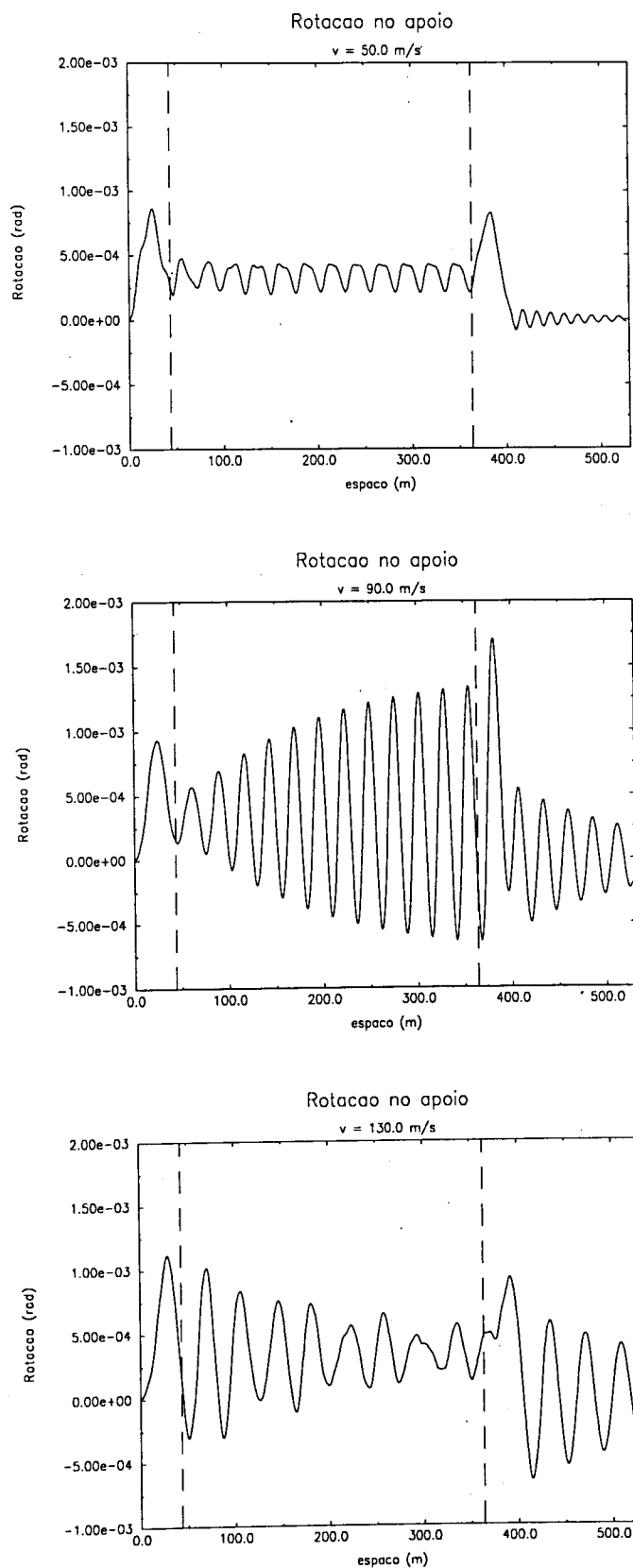


Figura 4.10 - Registos da rotação no apoio em função do espaço percorrido pela composição para $v = 50.0, 90.0$ e 130.0 m/s ($\xi=3\%$)

Como se pode observar, é para a velocidade de 90.0 m/s que se obtêm as maiores amplificações dinâmicas, verificando-se um aumento da grandeza em referência à medida que vão passando os sucessivos grupos de eixos das carruagens, comportamento típico das vibrações forçadas em situação de ressonância. Para velocidades inferiores, no caso 50.0 m/s, as amplificações dinâmicas são pouco significativas, reconhecendo-se valores sensivelmente proporcionais às cargas dos eixos que se encontram sobre a ponte. Para velocidades superiores, 130.0 m/s, verificam-se amplificações dinâmicas importantes durante a passagem da locomotiva, atenuando-se, após a sua passagem, para um valor que corresponde à amplificação dinâmica provocada pela passagem das carruagens.

Nas Figuras 4.11 a 4.13 estão representados, em função da velocidade, os coeficientes de amplificação dinâmica relativos ao momento, $(1+\varphi)_{M,i}$, esforço transversal, $(1+\varphi)_{V,i}$, e rotação, $(1+\varphi)_{\theta,i}$, para cada um dos coeficientes de amortecimento estrutural considerados (1%, 3% e 5%), e para cada uma das fases de passagem da composição. Os coeficientes referidos foram definidos através das seguintes expressões:

i) momento

$$(1+\varphi)_{M,i} = \frac{M_{dyn,i}}{M_{sta}};$$

ii) esforço transversal

$$(1+\varphi)_{V,i} = \frac{V_{dyn,i}}{V_{sta}};$$

iii) rotação

$$(1+\varphi)_{\theta,i} = \frac{\theta_{dyn,i}}{\theta_{sta}};$$

em que o índice "i" se refere a cada uma das fases de passagem da composição.

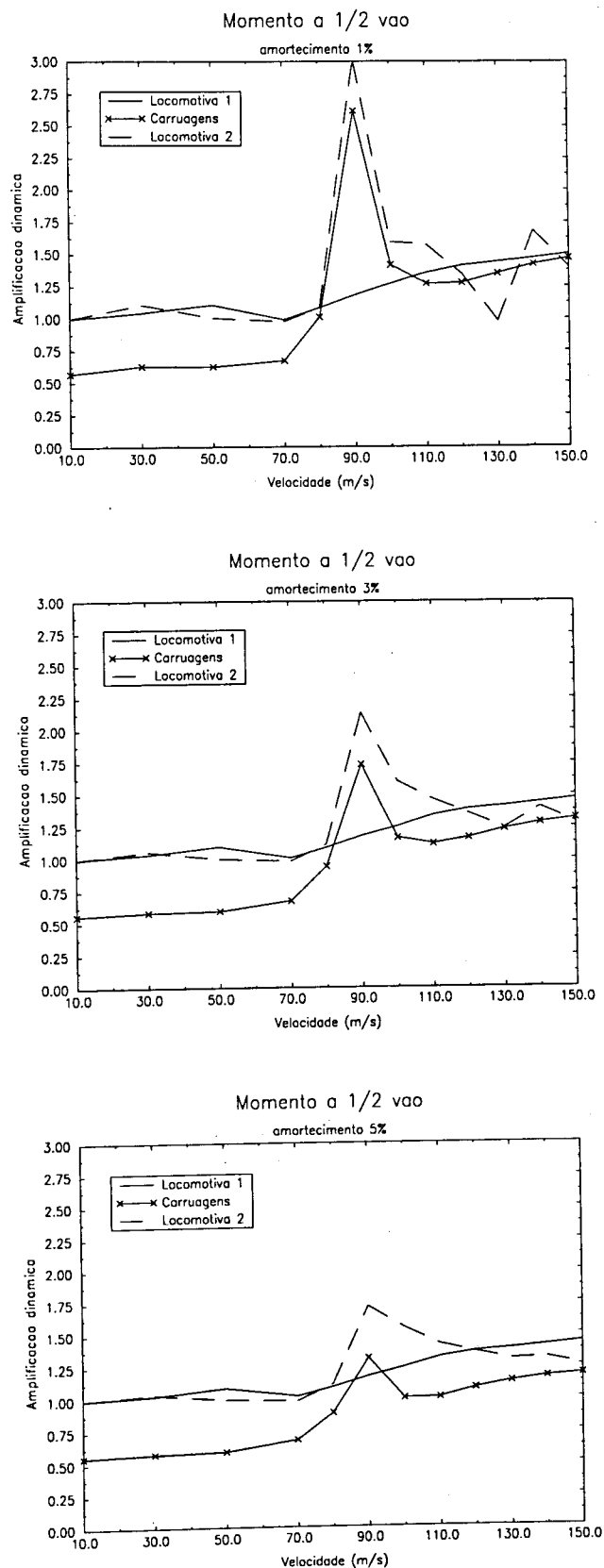


Figura 4.11 - Coeficientes de amplificação dinâmica relativos ao momento a meio vão

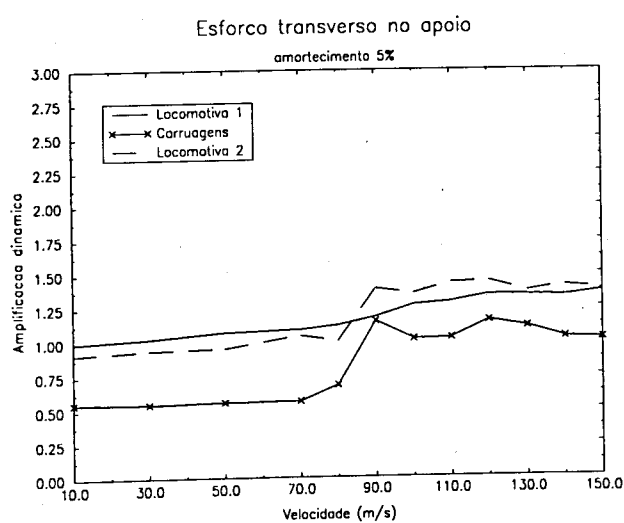
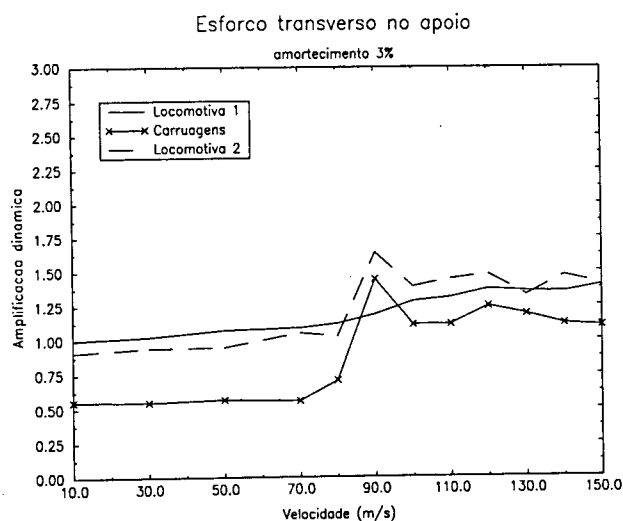
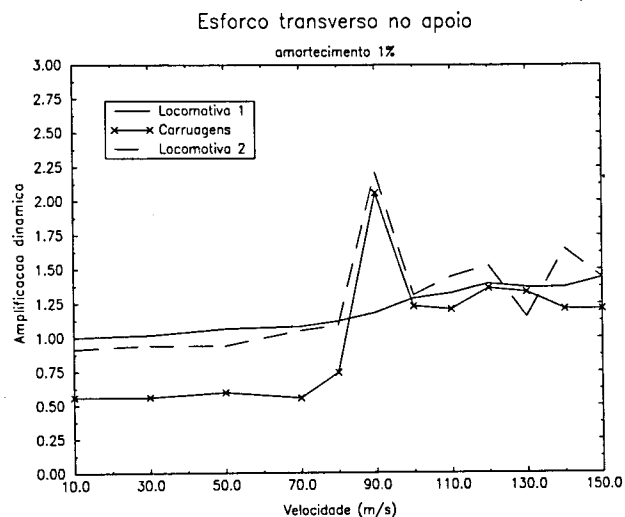


Figura 4.12 - Coeficientes de amplificação dinâmica relativos ao esforço transversal no apoio

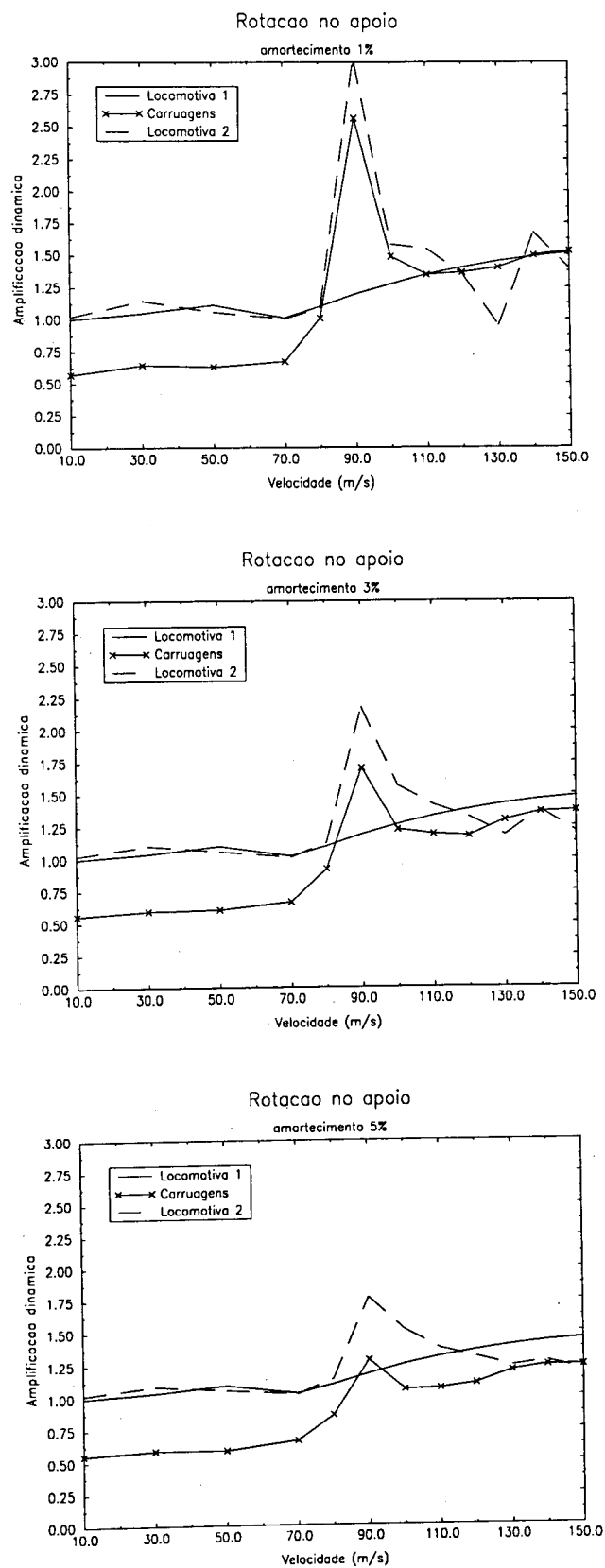


Figura 4.13 - Coeficientes de amplificação dinâmica relativos à rotação no apoio

Da observação dos gráficos conclui-se que:

- 1) Os maiores coeficientes de amplificação dinâmica ocorrem para uma velocidade de 90.0 m/s. Para esta velocidade, a frequência de passagem dos grupos de eixos das carruagens, f , dada pelo quociente entre a velocidade de circulação e o afastamento regular entre os grupos de eixos das carruagens, d :

$$f = \frac{v}{d} = \frac{90.0}{26.4} \approx 3.45 \text{ Hz},$$

igual a frequência fundamental de vibração do tabuleiro ($f_1 = 3.45 \text{ Hz}$) provocando a sua ressonância. Os valores do momento, esforço transversal e rotação vão aumentando à medida que vão passando os sucessivos grupos de eixos, registando-se os maiores valores à passagem da locomotiva situada na retaguarda da composição.

- 2) A resposta da estrutura em situação de ressonância é muito sensível ao coeficiente de amortecimento estrutural. No Quadro 4.7 são comparados os valores máximos dos coeficientes de amplificação dinâmica para cada um dos coeficientes de amortecimento considerados.

Quadro 4.7 - Coeficientes de amplificação dinâmica para a situação de ressonância em função do coeficiente de amortecimento estrutural

	$\xi = 1\%$	$\xi = 3\%$	$\xi = 5\%$
$(1+\varphi)_{M,3}$	3.03	2.13	1.71
$(1+\varphi)_{V,3}$	2.20	1.64	1.39
$(1+\varphi)_{\theta,3}$	3.04	2.17	1.77

- 3) Para velocidades afastadas cerca de 20.0 m/s da velocidade crítica não se registaram valores significativos das amplificações dinâmicas provocadas pela passagem dos sucessivos grupos de eixos.
- 4) Os coeficientes de amplificação dinâmica, em termos de momento a meio vão e rotação no apoio, são semelhantes (ver Quadro 4.7).

- 5) Em situação de ressonância, o valor do coeficiente de amplificação dinâmica relativo ao esforço transversal no apoio é inferior ao coeficiente relativo ao momento ou à rotação.

A Figura 4.14 mostra, em situação de ressonância, a evolução dos coeficientes de amplificação dinâmica à medida que vão passando os sucessivos grupos de eixos. Verifica-se que, dependendo das características de amortecimento da ponte, a resposta da estrutura se aproxima mais ou menos rapidamente de um valor próximo do máximo.

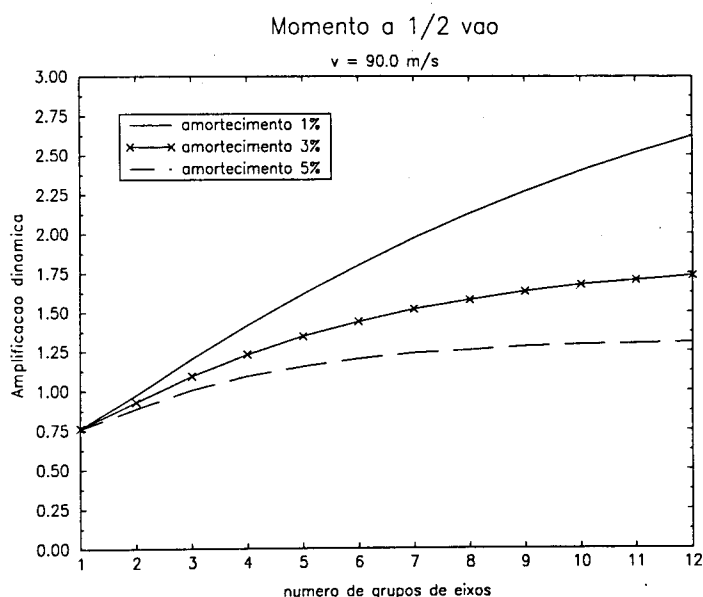


Figura 4.14 - Evolução do coeficiente de amplificação dinâmica relativo ao momento a meio vão durante a passagem das carruagens

Na Figura 4.15 estão representadas, em situação de ressonância, as deformadas da malha em diversos instantes da passagem da composição. A primeira "deformada" ($t = 0.00\text{s}$), corresponde ao instante inicial. A segunda deformada, $t = 0.28\text{s}$, corresponde ao instante em que se regista o momento máximo durante a passagem da primeira locomotiva. As doze deformadas seguintes correspondem aos instantes em que ocorrem os valores máximos do momento provocados pela passagem dos grupos de eixos das carruagens. A seguir apresenta-se a deformada no instante em que ocorre o valor máximo do momento durante a passagem da última locomotiva ($t = 4.52 \text{ s}$) e, finalmente, a deformada no instante em esta última abandona a ponte.

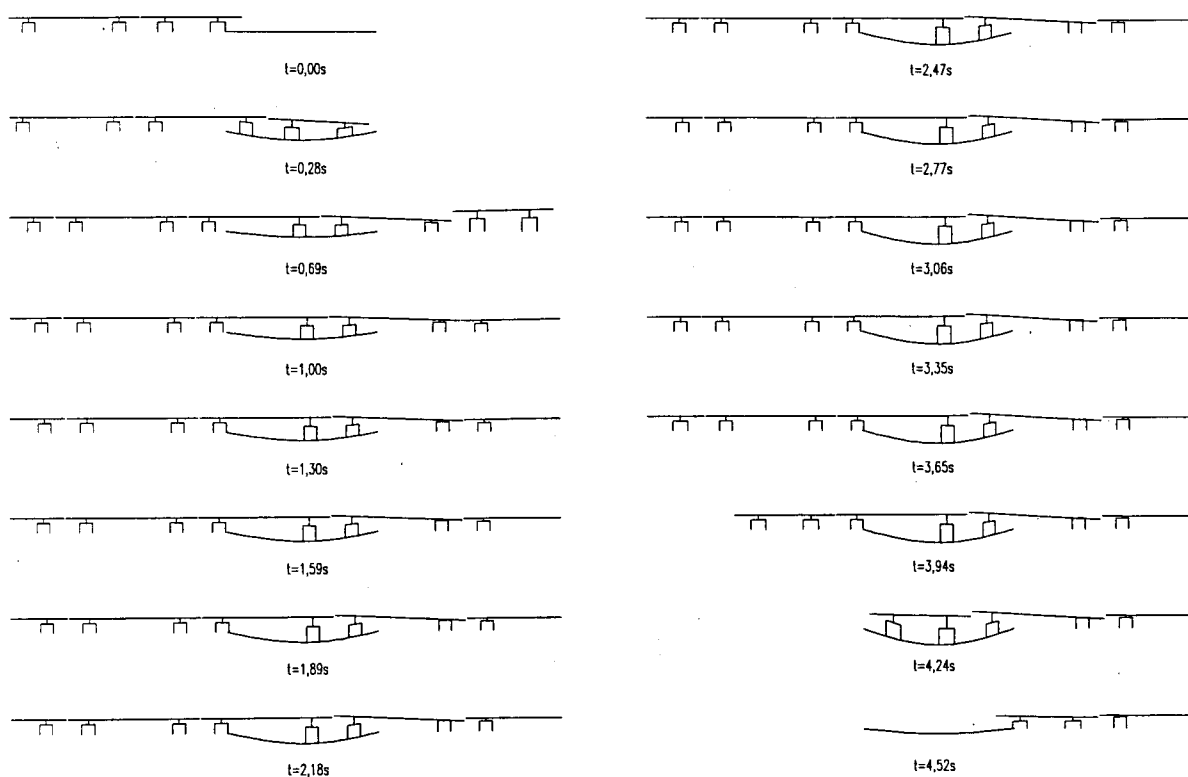


Figura 4.15 - Deformadas da malha em situação de ressonância

Na Figura 4.16 apresentam-se os registos da aceleração a meio vão do tabuleiro para as velocidades de 50.0, 90.0 e 130.0 m/s e para o coeficiente de amortecimento estrutural de 3%.

Os valores máximos da aceleração a meio vão do tabuleiro obtidos durante a passagem da composição para os diferentes coeficientes de amortecimento estrutural considerados encontram-se representados na Figura 4.17.

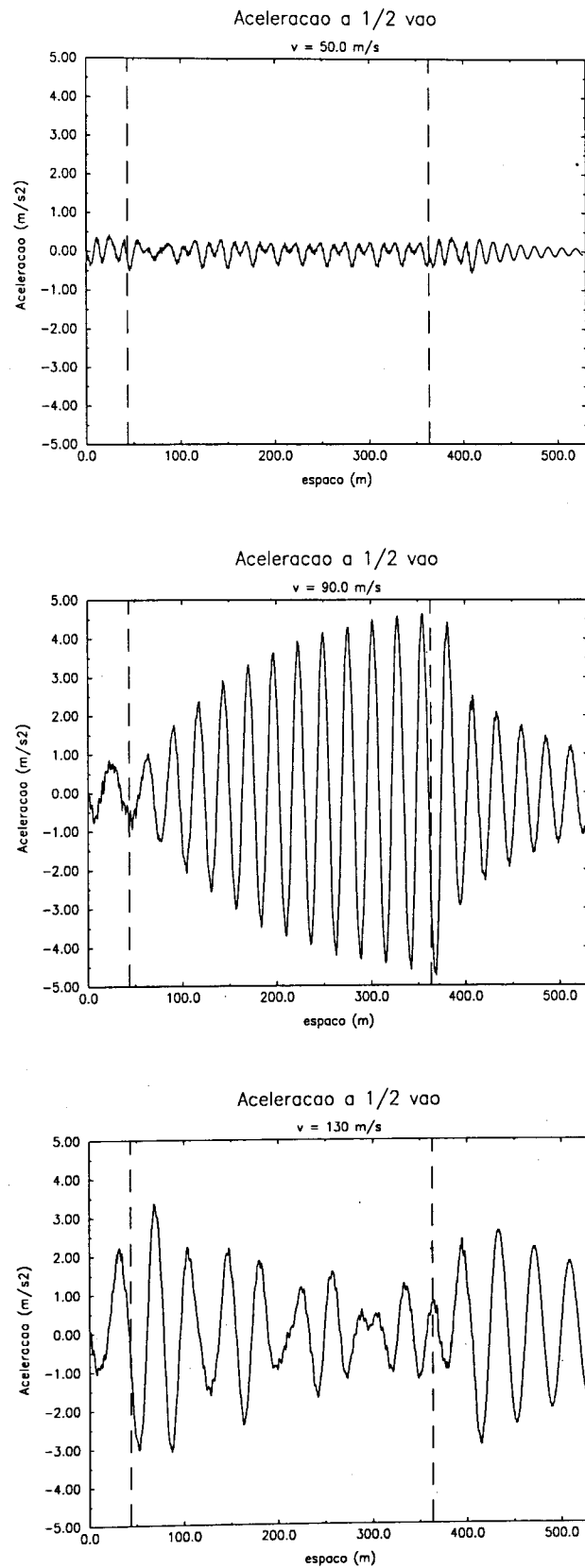


Figura 4.16 - Registos da aceleração a meio vão em função do espaço percorrido pela composição para $v = 50.0$, 90.0 e 130.0 m/s ($\xi = 3\%$)

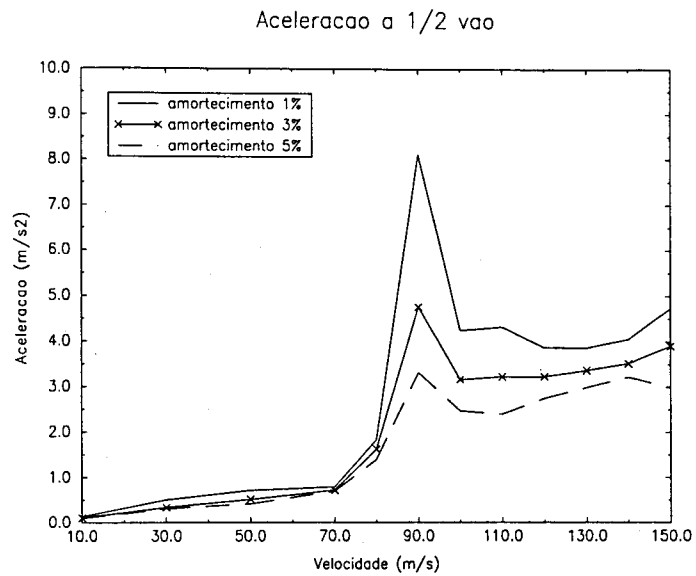


Figura 4.17 - Valores máximos da aceleração a meio vão em função da velocidade

Nas Figuras 4.18 e 4.19 apresentam-se os registos da aceleração nas caixas da primeira e última carruagens, para as velocidades de 50.0, 90.0 e 130.0 m/s e para o coeficiente de amortecimento igual a 3%.

Na Figura 4.20 são comparados os valores máximos das acelerações registadas nas caixas da primeira e última carruagens. Constata-se que, exceptuando a situação para a qual ocorre a ressonância do tabuleiro, as maiores acelerações foram sempre registadas na caixa da primeira carruagem.

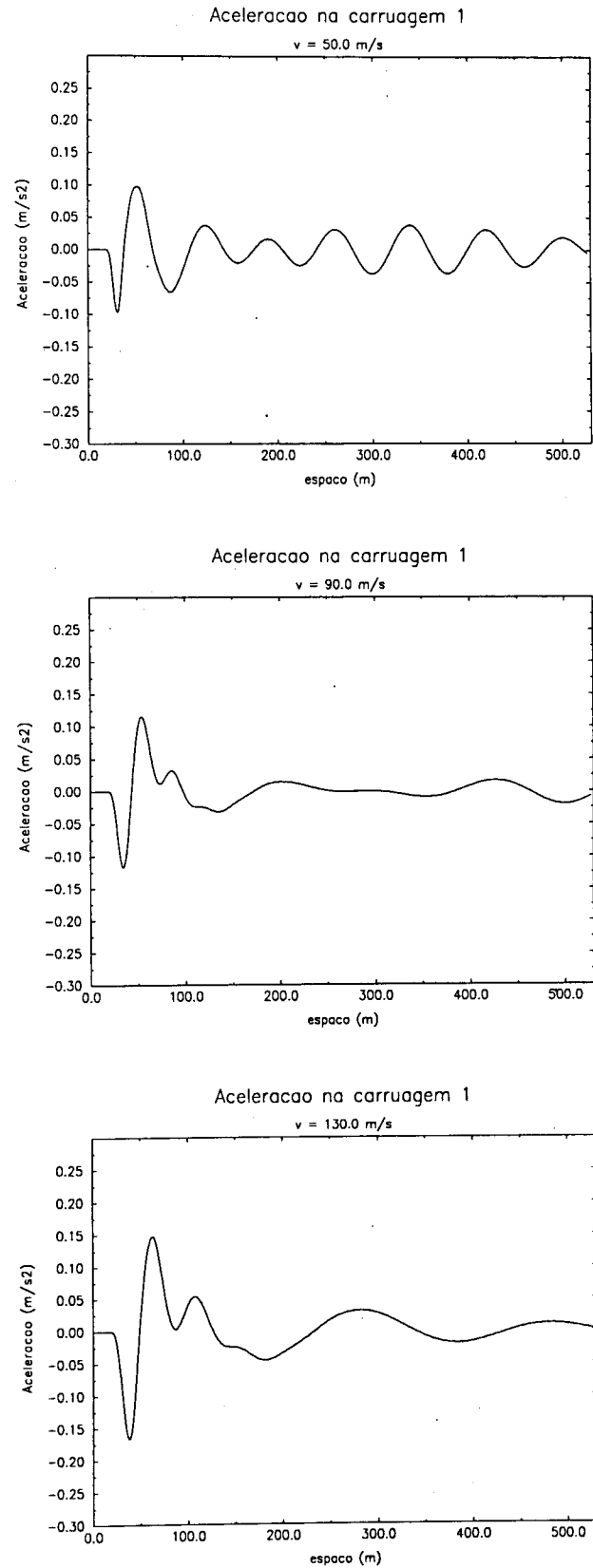


Figura 4.18 - Registos da aceleração na caixa da primeira carruagem em função do espaço percorrido pela composição para $v = 50.0, 90.0$ e 130.0 m/s ($\xi=3\%$)

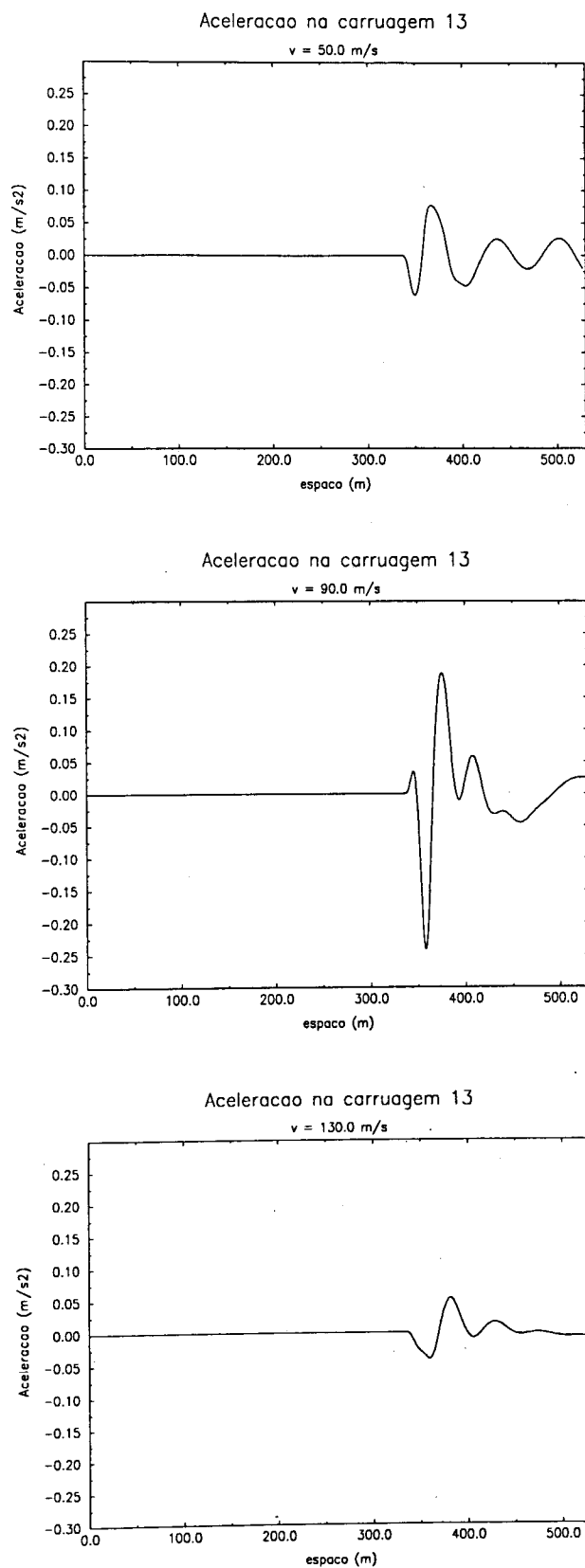


Figura 4.19 - Registos da aceleração na caixa da última carruagem em função do espaço percorrido pela composição para $v = 50.0, 90.0$ e 130.0 m/s ($\xi=3\%$)

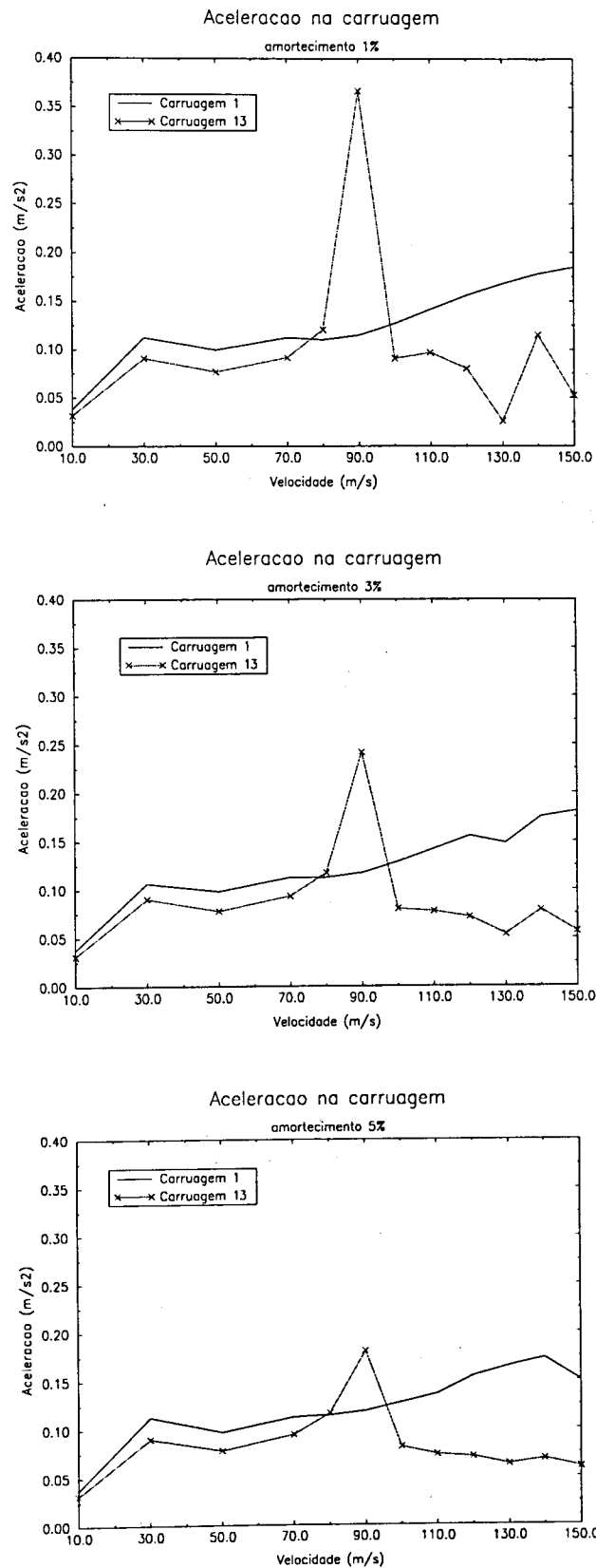


Figura 4.20 - Valores máximos das acelerações nas primeira e última carruagens em função da velocidade

4.6 - AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Neste ponto, os resultados obtidos são avaliados do ponto de vista da segurança estrutural, da segurança da circulação e do conforto dos passageiros.

4.6.1 - Segurança estrutural

Efectua-se uma comparação entre os esforços obtidos através da análise dinâmica realizada com:

- 1) esforços obtidos através da análise estática multiplicados pelos coeficientes de amplificação dinâmica para comboios reais indicados no Eurocódigo 1;
- 2) esforços obtidos sob acção do esquema de cargas da UIC 71 multiplicados pelo respectivo coeficiente de cálculo.

4.6.1.1 - Coeficientes de amplificação dinâmica para comboios reais

Para a ponte em estudo tem-se que:

$$n_0 = f_1 = 3.45 \text{ Hz};$$

$$L_\Phi = 30.0 \text{ m},$$

pelo que:

$$k(v) = \frac{v}{2 \times 30.0 \times 3.45} = 4.831 \times 10^{-3} \times v;$$

$$\varphi'(v) = \frac{k}{1 - k + k^4};$$

$$\varphi''(v) = \frac{\alpha}{100} \cdot \left[56 \cdot e^{-\left(\frac{30.0}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left(\frac{30.0 \times 3.45}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\left(\frac{30.0}{20}\right)^2} \right] = 1.548 \times 10^{-2} \alpha;$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22} & \Leftarrow v \leq 22 \text{ m.s}^{-1} \\ 1 & \Leftarrow v > 22 \text{ m.s}^{-1} \end{cases};$$

$$\varphi(v) = \varphi'(v) + \varphi''(v).$$

Concretizando para cada uma das velocidades de circulação obtêm-se os coeficientes de amplificação dinâmica $(1 + \varphi)$, para o momento flector, e $(1 + 2/3 \times \varphi)$, para o esforço transversal, indicados no Quadro 4.8.

As expressões dos coeficientes de amplificação dinâmica indicados no EC1 são apenas aplicáveis quando a frequência fundamental da estrutura se encontra dentro dos seguintes limites:

i) limite superior:

$$n_0 = 94.76 \times L_{\Phi}^{-0.748} = 94.76 \times 30.0^{-0.748} = 7.44 \text{ Hz};$$

ii) limite inferior:

$$n_0 = 23.58 \times L_{\Phi}^{-0.592} = 23.58 \times 30.0^{-0.592} = 3.15 \text{ Hz}.$$

A frequência obtida para a ponte em estudo, $n_0 = 3,45 \text{ Hz}$, situa-se dentro dos limites de validade das expressões. É de salientar que se admitiu a aplicabilidade da fórmula para velocidades de circulação superiores a 61.1 m/s (220 km/h).

Quadro 4.8 - Coeficientes de amplificação dinâmica para comboios reais

$v \text{ (m/s)}$	φ'	φ''	$(1 + \varphi)$	$(1 + \frac{2}{3} \times \varphi)$
10.0	0.051	0.007	1.058	1.039
30.0	0.170	0.015	1.186	1.124
50.0	0.319	0.015	1.334	1.223
70.0	0.504	0.015	1.519	1.346
80.0	0.611	0.015	1.627	1.418
90.0	0.728	0.015	1.743	1.496
100.0	0.851	0.015	1.866	1.577
110.0	0.975	0.015	1.990	1.660
120.0	1.093	0.015	2.108	1.739
130.0	1.195	0.015	2.211	1.807
140.0	1.273	0.015	2.288	1.859
150.0	1.317	0.015	2.332	1.888

O Quadro 4.9 mostra também que a amplificação dinâmica provocada pelas irregularidades da via é, no máximo, igual a 1.5%.

4.6.1.2 - Esquema de cargas UIC 71

Na Figura 4.21 estão indicadas as posições correspondentes aos máximos do momento a meio vão e esforço transversal no apoio sob acção do esquema de cargas da UIC 71, tendo-se obtido:

$$M_{UIC} = 12290 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$V_{UIC} = 1714 \text{ kN}.$$

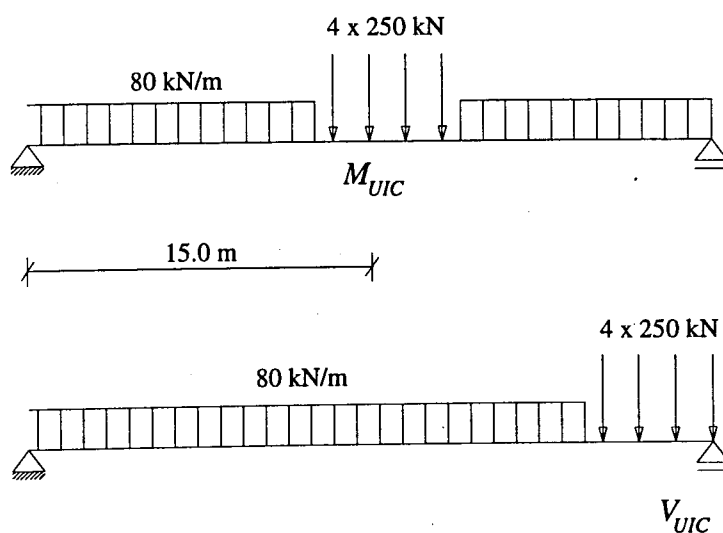


Figura 4.21 - Posições correspondentes aos máximos do momento a meio vão e esforço transversal no apoio sob acção do esquema de cargas UIC 71

Os coeficientes de cálculo que afectam estes valores, para ter em conta os efeitos dinâmicos resultantes do tráfego ferroviário, são dados pelas expressões:

i) Momento a meio vão

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{30.0 - 0.2}} + 0.73 = 1.14;$$

ii) Esforço transversal no apoio

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{30.0 - 0.2}} + 0.82 = 1.09.$$

4.6.1.3 - Comparação entre os esforços numéricos e regulamentares

As Figuras 4.22 e 4.23 comparam as curvas correspondentes aos coeficientes de amplificação dinâmica obtidos através da análise dinâmica realizada com:

- 1) Curva (1), correspondente aos coeficientes de amplificação dinâmica para comboios reais obtidos em 4.6.1.1.
- 2) Curva (2), correspondente aos seguintes valores:

i) Momento a meio vão

$$\frac{\Phi_3 \times M_{UIC}}{M_{sta}};$$

ii) Esforço transversal

$$\frac{\Phi_2 \times V_{UIC}}{V_{sta}}.$$

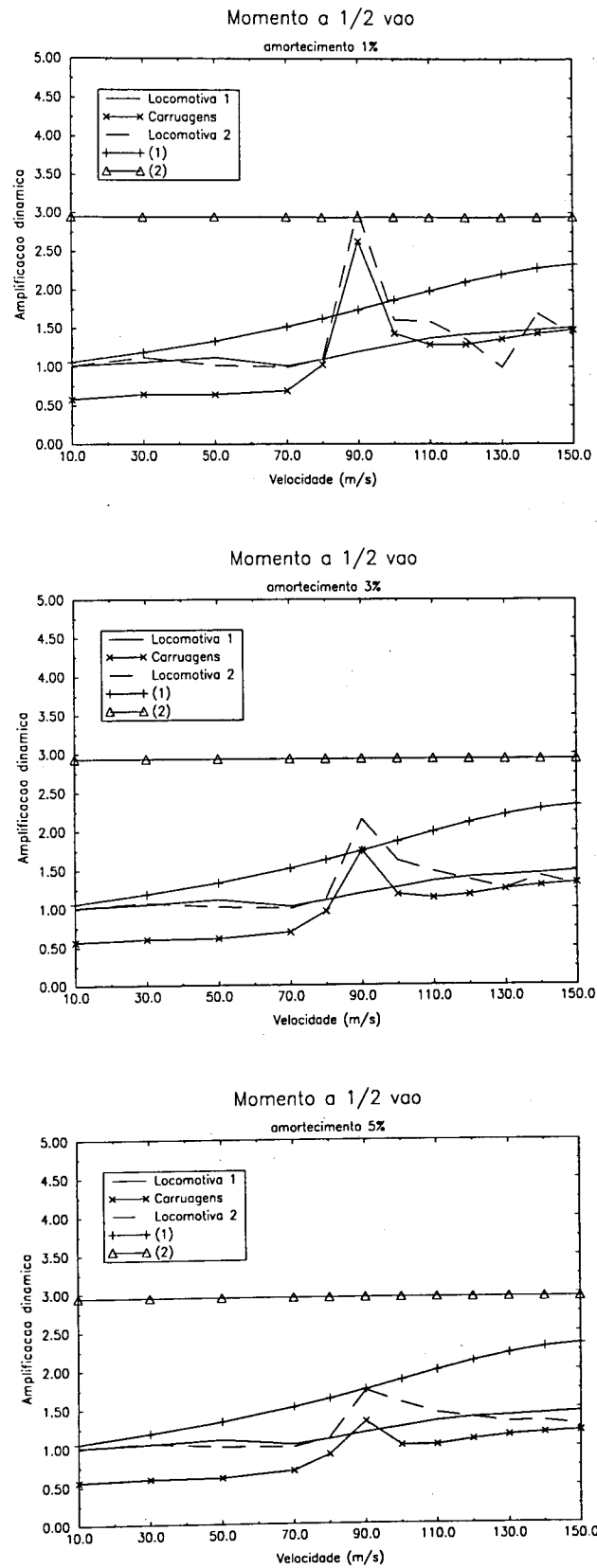


Figura 4.22 - Momento a meio vão. Comparação entre os resultados numéricos e regulamentares

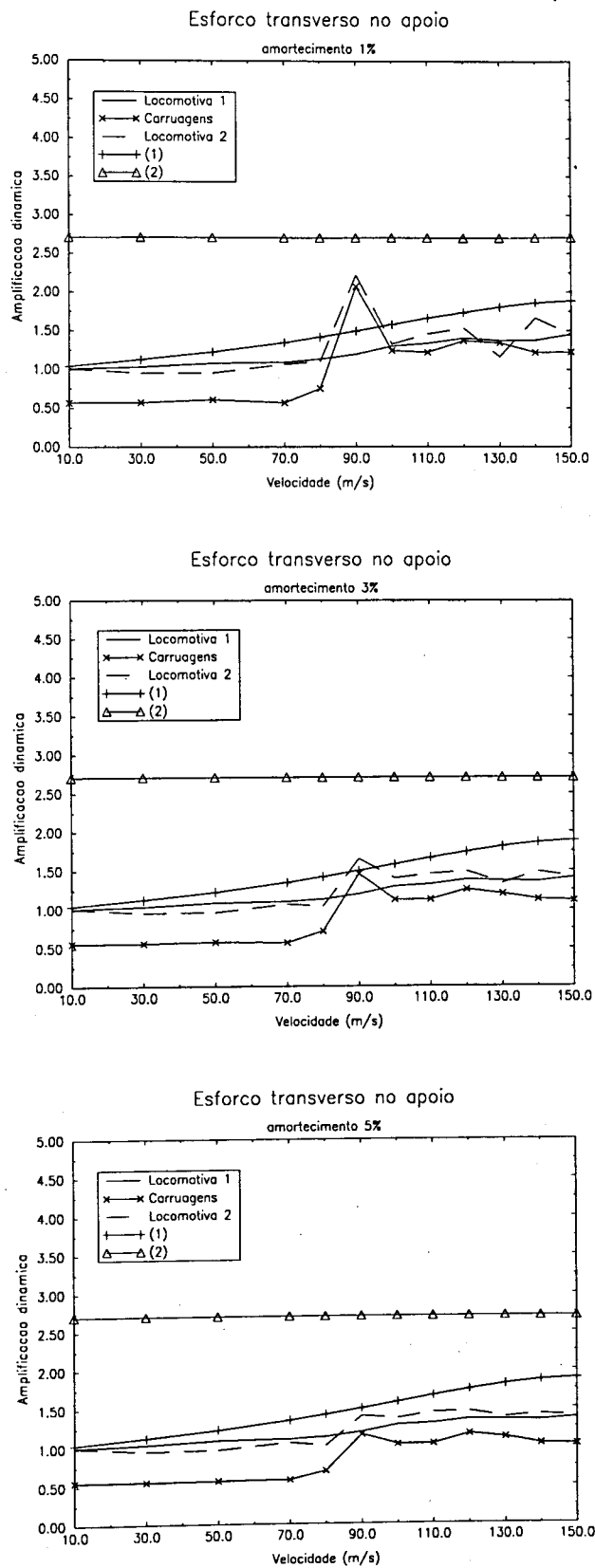


Figura 4.23 - Esforço transversal no apoio. Comparação entre os resultados numéricos e regulamentares

Da análise das Figuras 4.22 e 4.23 pode concluir-se que:

- 1) Os esforços obtidos para a velocidade que provoca a ressonância do tabuleiro, e para coeficientes de amortecimento estrutural de 1% e 3%, são superiores aos esforços estáticos multiplicados pelos coeficientes de amplificação dinâmica para comboios reais, indicados no EC1 [curva (1) das figuras]. Para o amortecimento de 5% e para velocidades afastadas cerca de 20.0 m/s da velocidade crítica, a situação inverte-se.
- 2) Os esforços obtidos considerando o esquema de cargas UIC 71, afectados dos respectivos coeficientes de cálculo [curva (2) das figuras], são superiores aos esforços obtidos em todas as situações analisadas, quer em termos de coeficiente de amortecimento estrutural quer em termos de velocidade de circulação.

4.6.2 - Segurança da circulação

Os resultados obtidos são avaliados do ponto de vista da segurança da circulação, comparando os valores máximos da aceleração vertical e rotação de extremidade do tabuleiro com os limites indicados no Eurocódigo 1.

4.6.2.1 - Aceleração vertical do tabuleiro

O valor máximo da aceleração vertical do tabuleiro, indicado no EC1 para pontes balastradas, é igual a $0.35 \times g \approx 3.5 \text{ m.s}^{-2}$. Observando a Figura 4.17 conclui-se que:

- 1) Para velocidades inferiores a 70 m/s, o valor máximo da aceleração registado no tabuleiro é igual a 0.78 m.s^{-2} , bastante inferior, portanto, ao limite regulamentar;
- 2) Em situação de ressonância, a aceleração atingiu valores iguais a 8.11 m/s^2 , 4.75 m/s^2 e 3.31 m/s^2 , respectivamente para os coeficientes de amortecimento estrutural de 1%, 3% e 5%;
- 3) Para velocidades superiores à crítica a aceleração máxima coincide, em média, com o limite regulamentar, para um valor do coeficiente de amortecimento de 3%, é cerca de 0.7 m/s^2 inferior para um coeficiente de amortecimento de 5%, e 0.6 m/s^2 superior para um coeficiente de amortecimento de 1%.

4.6.2.2 - Rotação de extremidade do tabuleiro

A distância entre a cabeça do carril e o eixo do apoio das vigas do tabuleiro é igual a:

$$h \approx 3.00m,$$

O valor máximo da rotação, indicado no EC1, é, então, igual a:

$$\theta_{\max} = \frac{2 \times 10^{-3}}{h} = 6.667 \times 10^{-4} \text{ rad}.$$

No Quadro 4.9 estão indicados, para a situação em que ocorre a ressonância do tabuleiro, os quocientes entre as rotações máximas obtidas em cada uma das fases da passagem da composição e a rotação máxima indicada no EC1.

Quadro 4.9 - Quocientes $\theta_{dyn,i} / \theta_{\max}$ para cada uma das fases de passagem da composição e para cada um dos coeficientes de amortecimento estrutural considerados

Fase	$\xi = 1\%$	$\xi = 3\%$	$\xi = 5\%$
1	1.43	1.43	1.42
2	3.08	2.05	1.54
3	3.65	2.61	2.12

Verifica-se que a rotação máxima permitida é excedida em todas as fases de passagem da composição.

4.6.3 - Conforto dos passageiros

Neste ponto, com base nos registos das acelerações nas caixas da primeira e última carruagens, é avaliado o nível de conforto dos passageiros através das expressões apresentadas pela comissão de especialistas D160 da ORE.

4.6.3.1 - Primeira carruagem

O nível de intensidade da componente harmónica da aceleração, LI_h , foi calculado apenas com base nos registos das acelerações correspondentes ao coeficiente de amortecimento de 3%, já que os seus valores são praticamente independentes deste coeficiente (ver Figura 4.20).

Para a carruagem Corail e para a ponte em estudo temos (ver Figura 4.24):

$$L_v = 20.56 \text{ m};$$

$$L = 30.00 \text{ m};$$

Por forma a avaliar a importância do comprimento de vibração livre, L_F , no cálculo de LI_h , foram considerados os seguintes valores:

$$L_F = 0, 60.00 \text{ e } 120.00 \text{ m},$$

tendo-se considerado que o valor exacto de LI_h é obtido para $L_F = 456.66 \text{ m}$, coincidente com o fim dos registos. Os parâmetros C e m utilizados encontram-se indicados no Quadro 2.8.

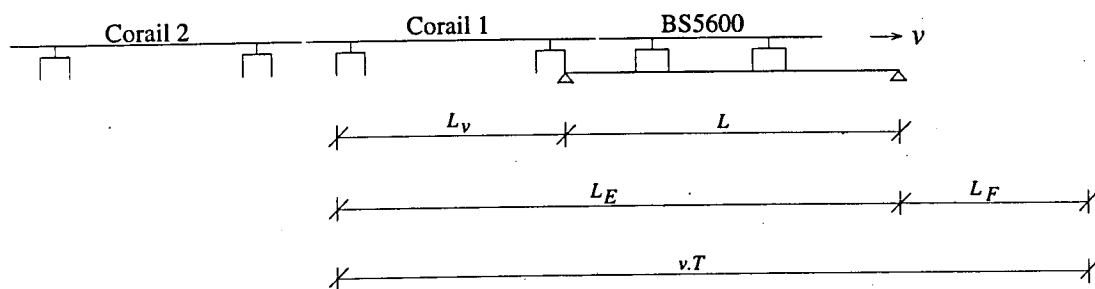


Figura 4.24 - Representação esquemática dos comprimentos de excitação e vibração livre para a primeira carruagem

Na Figura 4.25 estão representados graficamente, em função da velocidade, os valores de LI_h obtidos. Da análise da figura conclui-se que:

- 1) Os valores máximos de LI_h foram obtidos para a velocidade de 30.0 m/s;
- 2) Os valores de LI_h são pouco sensíveis à velocidade de circulação, para velocidades superiores a 50.0 m/s;

- 3) Comparando os valores de LI_h obtidos com os valores máximos indicados pela comissão D160 da ORE, para os níveis de conforto excelente, aceitável e inaceitável (ver Quadro 2.9), conclui-se que o nível de conforto dos passageiros é excelente para qualquer velocidade de circulação.

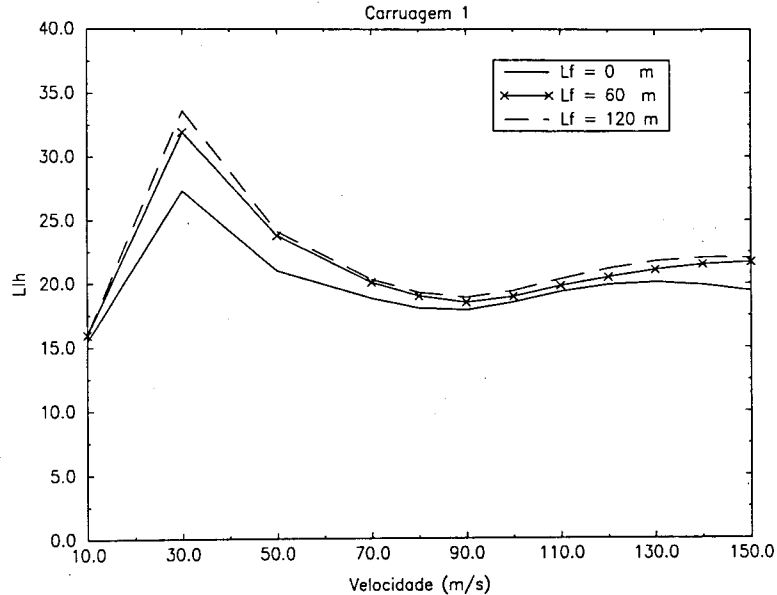


Figura 4.25 - Nível de intensidade da componente harmônica da aceleração em função da velocidade de circulação e do comprimento de vibração livre

A curva obtida para $L_F = 456.66m$ é praticamente coincidente com a curva correspondente a $L_F = 120m$, pelo que não se encontra representada na figura. Verificou-se que o erro cometido, dado por:

$$\varepsilon = \frac{LI_h(456.66) - LI_h(120.00)}{LI_h(456.66)},$$

é, em média, inferior a 1%.

Consultando a ficha UIC 776-3 R, verifica-se que para uma ponte com um tramo de trinta metros de vão o limite da relação L/f , dada por:

$$\frac{L}{f} = \frac{L}{\Phi_2 \times \delta_{UIC}},$$

em que:

δ_{UIC} é o valor máximo da flecha vertical do tabuleiro sob a acção do esquema de cargas UIC 71;

Φ_2 é o respectivo coeficiente de cálculo;

correspondente a um nível de conforto excelente, é igual a 400, 800 e 1000, respectivamente para os domínios de velocidade um, dois e três (ver Quadro 2.11).

Para a ponte em estudo, a relação L/f toma o seguinte valor:

$$\frac{L}{f} = \frac{30.0}{1.09 \times 19.212 \times 10^{-3}} \approx 1433,$$

bastante superior aos limites indicados na ficha referida. Tal facto justifica, de certa forma, a excelência do nível de conforto obtido para os passageiros.

4.6.3.2 - Última carruagem

O valor máximo de LI_h foi obtido para a velocidade que provoca a ressonância do tabuleiro e para o coeficiente de amortecimento estrutural de 1%, sendo o seu valor igual a 25.6. A este nível de intensidade da componente harmónica da aceleração corresponde um nível de conforto excelente para os passageiros.

4.7 - CONCLUSÕES

Neste capítulo foi analisado o comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária em betão armado e pré-esforçado, constituída por um tramo simplesmente apoiado com trinta metros de vão, sujeita à passagem de um comboio composto por duas locomotivas, uma em cada extremidade da composição, e treze carruagens.

A amplificação dinâmica máxima ocorreu quando a velocidade atingiu o valor dado pelo produto do afastamento regular dos grupos de eixos pela frequência fundamental de vibração do tabuleiro, provocando a ressonância do mesmo.

A resposta da estrutura em situação de ressonância mostrou-se muito sensível ao coeficiente de amortecimento estrutural. Para esta situação, os coeficientes de amplificação dinâmica obtidos através da análise dinâmica realizada, em particular para coeficientes de amortecimento iguais a 1% e 3% por cento, são superiores aos coeficientes de amplificação dinâmica para comboios reais indicados no Eurocódigo 1.

Os esforços obtidos considerando o esquema de cargas da UIC 71, afectado do respectivo coeficiente de cálculo, são superiores aos obtidos numericamente em todas as situações analisadas, quer em termos de coeficiente de amortecimento, quer em termos de velocidade de circulação.

Em situação de ressonância, para valores do coeficiente de amortecimento iguais a 1% e 3%, foi ultrapassado o valor máximo da aceleração no tabuleiro indicado no EC1. Verificou-se ainda que, para todos os coeficientes de amortecimento, foram excedidos os valores máximos da rotação de extremidade do tabuleiro indicados no mesmo regulamento.

Tendo sido avaliado o nível de conforto dos passageiros, através das expressões apresentadas pela comissão de especialistas D160 da ORE, conclui-se que este se manteve excelente em todas as situações analisadas.

Capítulo 5

ESTUDO DA TRANSIÇÃO ATERRO-PONTE

5.1 - INTRODUÇÃO

As zonas de aproximação às pontes ferroviárias, por envolverem súbitas mudanças de rigidez do aterro para a ponte, constituem pontos sensíveis em que se podem verificar amplificações dinâmicas muito significativas.

Tendo em vista o estudo destas zonas, procede-se, neste capítulo, à análise dos efeitos dinâmicos que ocorrem na transição aterro-ponte, devido às diferentes formas de colocação da via sobre o aterro e sobre a estrutura.

O estudo é realizado tomando como base o pontão de Riada, situado na Linha do Norte da CP, sendo o comboio constituído por uma locomotiva BS5600.

O modelo adoptado permite considerar as características de deformação do aterro e da ponte, incluindo ainda, uma pormenorizada descrição dos elementos estruturais da via férrea.

As simulações numéricas, por aumento da velocidade, são efectuadas através do programa de cálculo automático descrito no terceiro capítulo. Especial atenção é dedicada aos efeitos de amplificação dinâmica induzidos e à estabilidade do contacto entre a roda e o carril.

5.2 - DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura que serviu de base ao estudo realizado é a do pontão de Riada, situado ao km 0+ 302.175 da Linha do Norte (Figuras 5.1 a 5.4).

O pontão é constituído por dois meios tabuleiros independentes, suportando cada um deles apenas uma das vias de circulação ferroviária. Cada meio tabuleiro é formado por duas vigas metálicas (compostas) com 6.60 m de vão, afastadas de 1.73 m e apoiadas nos encontros através de aparelhos de apoio de aço (Figura 5.3).

A via férrea é constituída pela superestrutura, formada por carris UIC 54, palmilhas de borracha canelada de espessura igual a 4.5 mm colocadas entre o carril e a travessa, travessas de madeira afastadas de 0.60 m e camada de balastro, e pela infraestrutura, formada pelas camadas de sub-balastro e plataforma da via.

A colocação das travessas de madeira sobre as vigas metálicas do pontão é feita por intermédio de palmilhas de borracha (Figura 5.4).



Figura 5.1 - Vista Lateral do Pontão de Riada



Figura 5.2 - Vista longitudinal da via no local do pontão de Riada

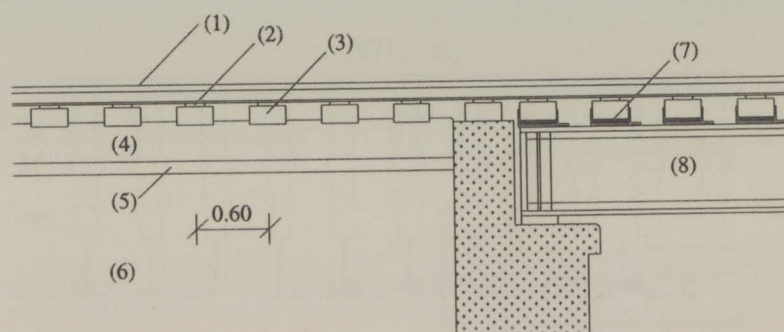


Figura 5.3 - Vista inferior do pontão de Riada



Figura 5.4 - Pormenor da colocação das travessas sobre as vigas do pontão

Na Figura 5.5 apresenta-se um corte longitudinal da via na zona de transição do aterro para a estrutura. Como se pode observar, a travessa que antecede o pontão é colocada directamente sobre a cantaria do encontro, devendo este ser um aspecto a ter em conta na modelação numérica que irá ser realizada.



- (1) carril UIC 54
- (2) palmilha situada entre o carril e a travessa
- (3) travessa de madeira
- (4) balastro
- (5) sub-balastro
- (6) plataforma da via
- (7) palmilha situada entre a travessa e a viga
- (8) viga do pontão

Figura 5.5 - Corte longitudinal na zona de transição do aterro para a estrutura

5.3 - MODELAÇÃO

Na Figura 5.6 está representado o modelo dinâmico utilizado no estudo da transição aterro-estrutura. O modelo é constituído pelos seguintes elementos:

- viga contínua, de rigidez à flexão $(EI)_c$ e massa por unidade de comprimento m_c , a simular os carris;
- molas, de rigidez k_{ct} e amortecimento c_{ct} , a simular as palmilhas situadas entre os carris e as travessas;
- massas M_t a simular as travessas;
- molas, de rigidez k_{bsp} e amortecimento c_{bsp} , a simular as camadas de balastro, sub-balastro e plataforma da via;
- molas, de rigidez k_{tp} e amortecimento c_{tp} , a simular as palmilhas situadas entre os carris e as vigas do pontão;
- viga simplesmente apoiada, com vão igual a 6.60 m, rigidez à flexão $(EI)_p$, massa por unidade de comprimento m_p e coeficiente de amortecimento ξ , a simular as vigas do pontão.

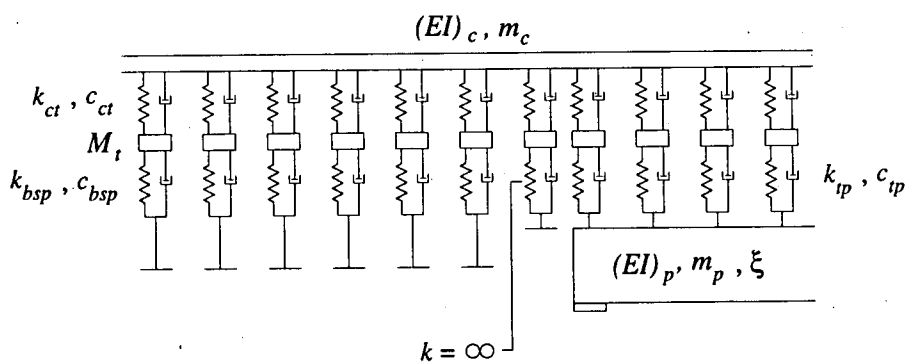


Figura 5.6 - Modelo dinâmico para o estudo da transição aterro-estrutura

Sob a travessa colocada directamente sobre a cantaria do encontro foi colocada uma mola de rigidez praticamente infinita, visto que a deformabilidade do encontro é desprezável quando comparada com a deformabilidade dos restantes elementos.

Os parâmetros referidos foram obtidos da forma que a seguir se descreve:

i) Carris

As características dos carris UIC 54 foram obtidas em "Modern Railway Track" [5], sendo:

$$m_c = 54.43 \times 2(\text{carris}) = 108.9 \text{ kg / m};$$

$$(EI)_c = 200 \times 10^9 \times 2346 \times 10^{-8} \times 2(\text{carris}) = 9.384 \times 10^6 \text{ N.m}^2.$$

ii) Palmilhas

As características das palmilhas de borracha foram extraídas de um relatório técnico elaborado para a CP pela empresa CDM (Composite Damping Material). Nesse relatório é efectuada uma comparação entre diversas palmilhas produzidas pela CDM, com o material CIRU-63, e as palmilhas de borracha canelada com 4.5 mm de espessura normalmente usadas pela CP.

No estudo realizado considerou-se que as palmilhas colocadas entre as travessas e as vigas do pontão são do tipo CIRU-63010 com 10 mm de espessura.

Os parâmetros k_{ct} , c_{ct} , k_{tp} , c_{tp} , foram obtidos considerando os valores da rigidez dinâmica (20 Hz, 43 kN±25kN) e factor de amortecimento (20 Hz) indicados no Quadro 5.1, donde:

$$k_{ct} = 500 \times 10^6 \times 2(\text{palmilhas}) = 1000 \times 10^6 \text{ N / m};$$

$$c_{ct} = 9.18 \times 10^5 \text{ N.s / m} \times 2(\text{palmilhas}) = 1.836 \times 10^6 \text{ N.s / m};$$

$$k_{tp} = 220 \times 10^6 \times 2(\text{palmilhas}) = 440 \times 10^6 \text{ N / m};$$

$$c_{tp} = 5.72 \times 10^5 \text{ N.s / m} \times 2(\text{palmilhas}) = 1.144 \times 10^6 \text{ N.s / m}.$$

Quadro 5.1 - Características das palmilhas de borracha canelada com 4.5 mm de espessura e CIRU-63010.

Palmilha	borracha canelada	CIRU-63010	Unidades
Dimensões	160×148×4.5	160×148×10	mm
Rigidez estática 18 kN	100	25	×10 ⁶ N/m
Rigidez estática 68 kN	250	140	×10 ⁶ N/m
Deformação 18-68 kN	0.3	0.8	×10 ⁻³ m
Rigidez dinâmica (5 Hz, 43 kN±25kN)	400	170	×10 ⁶ N/m
Rigidez dinâmica (20 Hz, 43 kN±25kN)	500	220	×10 ⁶ N/m
Frequência de ressonância (5 Hz, 43 kN±25kN)	47	32	Hz
Frequência de ressonância (20 Hz, 43 kN±25kN)	52	35	Hz
Energia perdida num ciclo (5 Hz, 43 kN±25kN)	1.50	3.00	Joule
Energia perdida num ciclo (20 Hz, 43 kN±25kN)	1.50	3.25	Joule
Factor de amortecimento (5 Hz)	6.50	3.45	×10 ⁵ N.s/m
Factor de amortecimento (20 Hz)	9.18	5.72	×10 ⁵ N.s/m

iii) Travessas

As travessas de madeira têm aproximadamente as dimensões 0.15×0.30×2.60 m³. Se considerarmos que o peso específico da madeira é igual a 12.6 kN/m³, obtém-se:

$M_t = 150.3 \text{ kg}.$

iv) Balastro, sub-balastro e plataforma

A rigidez da mola que simula o aterro depende de muitas variáveis, tais como: espessura das diversas camadas; características mecânicas dos materiais constituintes;

distribuição de tensões na superfície de contacto das travessas com o balastro; área da superfície, etc..

O amortecimento deve-se ao atrito entre as partículas de balastro, mas também à energia irradiada para o solo, pelas ondas de vibração que se propagam em todas as direcções, provocando dissipação de energia.

A avaliação dos parâmetros referidos de uma forma teórica é muito difícil pelo que, no estudo realizado, foram adoptados os valores utilizados por outros investigadores em modelos matemáticos semelhantes, mas em que o objectivo era o estudo da interacção dinâmica entre o comboio e a via. Assim, foram utilizados os seguintes parâmetros [5]:

$$k_{bsp} = 48 \times 10^6 \text{ N / m};$$

$$c_{bsp} = 0.144 \times 10^6 \text{ N.s / m}$$

v) Pontão

As características das vigas metálicas foram determinadas a partir dos elementos de projecto do pontão fornecidos pela CP, tendo-se obtido:

$$m_p = 210 \text{ kg / m} \times 2(\text{vigas}) + 200 \text{ kg / m}(\text{contraventamentos}) = 620 \text{ kg / m};$$

$$(EI)_p = 200 \times 10^9 \times 26.03 \times 10^{-4} \times 2(\text{vigas}) = 1041.2 \times 10^6 \text{ N.m}^2.$$

As frequências correspondentes aos dois primeiros modos de vibração, f_1 e f_2 , foram determinadas através da expressão 4.1, tendo-se considerado não só a massa do pontão mas também a massa dos carris e das travessas. Obteve-se assim:

$$f_1 = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{1041.2 \times 10^6}{(620 + 150.3 / 0.6 + 108.9) \times 6.60^4}} = 37.2 \text{ Hz};$$

$$f_2 = 4.f_1 = 148.7 \text{ Hz}.$$

Admitiu-se que o coeficiente de amortecimento estrutural, ξ , é igual a 3%.

Na Figura 5.7 apresenta-se a modelação da zona de transição aterro-estrutura utilizando os elementos de barra, incluídos no programa de cálculo automático descrito no terceiro capítulo.

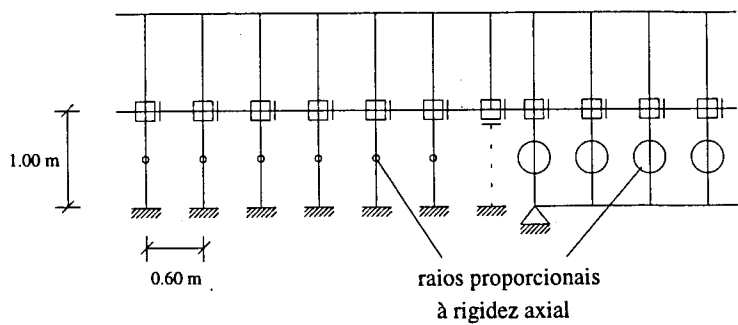


Figura 5.7 - Modelação da transição aterro-estrutura utilizando elementos de barra

Os círculos representados sobre as barras na Figura 5.7 têm um raio que é proporcional à rigidez axial da barra. No Quadro 5.2 estão indicadas as características dos elementos de barra que constituem o modelo representado na Figura 5.7.

Quadro 5.2 - Características dos elementos de barra utilizadas na modelação da transição aterro-estrutura

Elemento	EI ($\times 10^6 \text{ N.m}^2$)	EA/L ($\times 10^6 \text{ N.m}^{-1}$)	m (kg/m)	c_1 (s^{-1})	c_2 ($\times 10^{-3} \text{ s}$)
carris	9.384	1	108.9	0	0
palmilhas carril-travessa	≈ 0	1000	0.0	0	1.840
travessa	≈ 0	1	250.6	0	0
balastro, sub-balastro e plataforma	≈ 0	48	0.0	0	3.000
palmilhas travessa- viga	≈ 0	440	0.0	0	2.600
viga (pontão)	1041.2	1	620.0	11.213	0.051

Foi colocado um apoio que impede o deslocamento vertical do nó correspondente à travessa colocada directamente sobre a cantaria do encontro, o que é equivalente a considerar a barra inferior a este nó de rigidez infinita.

O comboio utilizado neste estudo é constituído por uma locomotiva BS5600, cuja modelação já foi descrita no terceiro capítulo.

Na Figura 5.8 apresenta-se a malha de elementos finitos completa para o problema em estudo. No total são modelados 39.60 m de via, dos quais 26.40 m antes do pontão, 6.60 m sobre o pontão e 6.60 m após o pontão. O número de nós da malha é igual a 219 (201+18) e o número de elementos é igual a 294 (277+17).

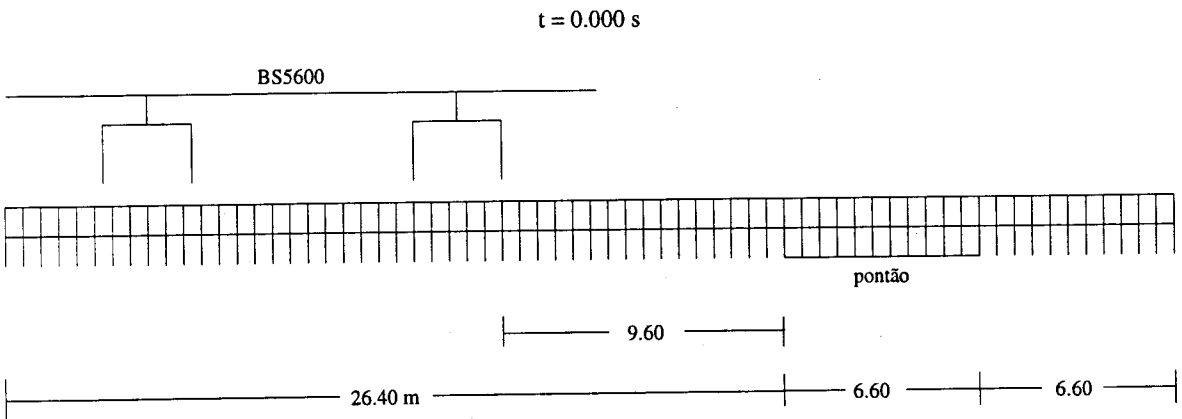


Figura 5.8 - Malha de elementos finitos para o problema em estudo

Gomes Correia [11] realizou ensaios na via com o objectivo de medir a sua deformabilidade. Os ensaios consistiram na medição dos deslocamentos do carril sob a passagem de uma locomotiva Diesel O40 DE, com cargas máximas por eixo iguais a 162 kN e 163 kN e afastadas de 2.60 m , conforme representado na Figura 5.9.

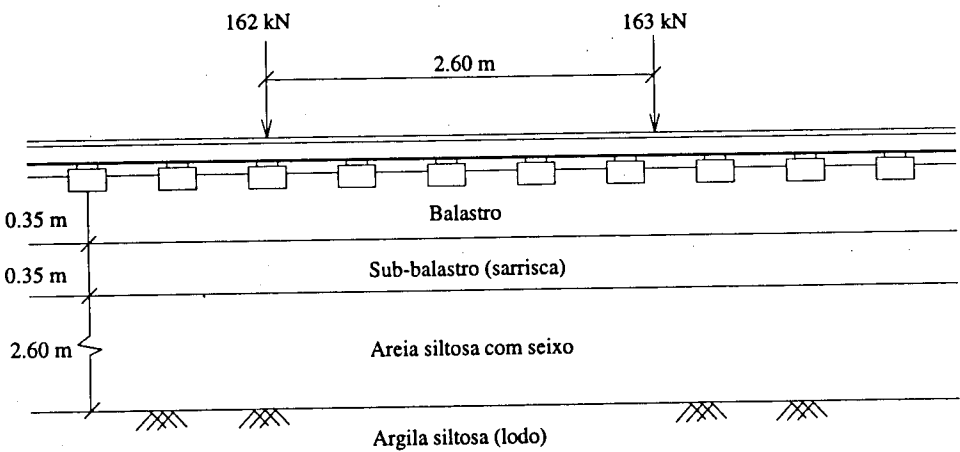


Figura 5.9 - Perfil da via na zona do ensaio realizado por Gomes Correia

Os ensaios foram conduzidos a velocidades aproximadas de 0.6 a 1.0 km/h e outros, ligeiramente superiores, a 10 km/h. O valor máximo do deslocamento do carril obtido durante o ensaio foi de 1.8 mm (ver Figura 5.10).

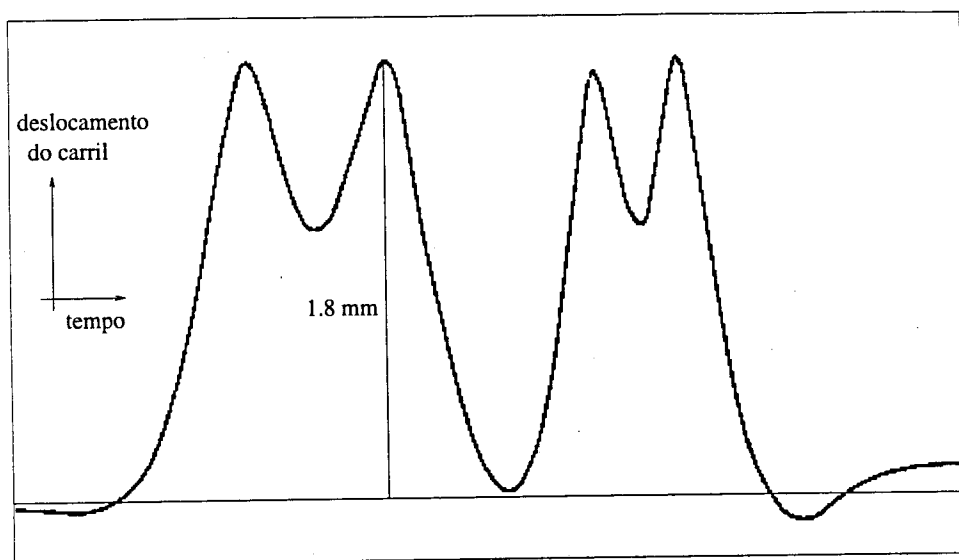


Figura 5.10 - Registro do deslocamento do carril [Gomes Correia (1990)]

O deslocamento máximo do carril, obtido por aplicação das cargas referentes à locomotiva Diesel O40 DE na malha de elementos finitos representada na Figura 5.8, é igual a 1.22 mm. Tal significa que os parâmetros utilizados no modelo conduzem a uma via com uma rigidez vertical cerca de 32% superior à da via na zona dos ensaios referidos.

5.4 - CÁLCULOS EFECTUADOS

No início da simulação, a primeira roda da locomotiva BS5600 encontra-se a uma distância de 9.60 m do eixo esquerdo da viga do pontão, decorrendo a simulação até que atinja o fim da malha de elementos finitos. Em cada simulação, o espaço total percorrido pela locomotiva é então igual a 22.8 m (9.60 m + 6.60 m + 6.60 m) (ver Figura 5.8).

Os cálculos foram efectuados utilizando o programa de cálculo automático descrito no terceiro capítulo, utilizando o método de integração numérica de Newmark, em que se usaram os parâmetros $\alpha=0.5$ e $\delta=0.25$.

No Quadro 5.3 estão indicados o número de incrementos, n , e os incrementos de tempo, Δt , para cada uma das velocidades de circulação consideradas.

Quadro 5.3 - Velocidade, número de incrementos e incremento de tempo considerados nas simulações numéricas

v (m/s)	n	Δt (s)
30.0	3800	0.0002
50.0	2280	0.0002
70.0	1628	0.0002
90.0	1267	0.0002
110.0	1036	0.0002
130.0	877	0.0002
150.0	760	0.0002

Além da transição do aterro para o pontão descrita no ponto 5.3 (Situação 1), foram analisadas mais duas situações.

Na segunda situação, admitiu-se a rigidez do elemento situado debaixo das quatro travessas que antecedem o pontão com valor constante e intermédio entre a rigidez do aterro, k_{bsp} , e a rigidez da palmilha situada entre a travessa e a viga do pontão, k_p (Figura 5.11).

Na terceira situação, admitiu-se uma variação linear entre os dois valores referidos da rigidez, ao longo das mesmas quatro travessas (Figura 5.12).

Em ambas as situações, segunda e terceira, foi eliminado o apoio que correspondia à colocação directa da travessa sobre a cantaria do encontro.

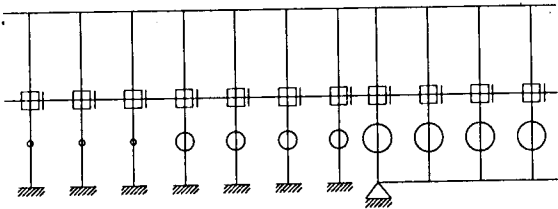


Figura 5.11 - Situação de transição 2 - patamar intermédio de rigidez

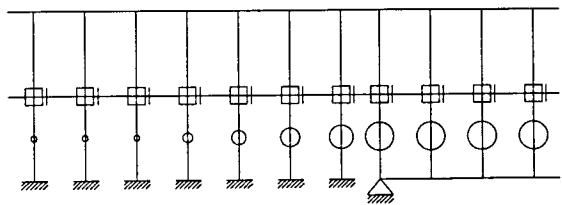


Figura 5.12 - Situação de transição 3 - variação linear da rigidez

Na Figura 5.13 está representada graficamente a rigidez vertical da via, para as três situações analisadas, em função da posição relativa ao apoio esquerdo da viga do pontão, calculada por inversão do deslocamento do carril sob acção de uma carga vertical unitária descendente. A rigidez vertical em plena via é igual a 128.2×10^6 N/m.

Na primeira situação a rigidez máxima ocorre sobre a travessa colocada directamente sobre a cantaria do encontro, isto é, 0.6 m antes do eixo da viga do pontão. O seu valor, 1161.7×10^6 N/m, é cerca de 9 vezes superior à rigidez obtida em plena via.

Nas segunda e terceira situações, a rigidez máxima ocorre sobre o eixo da viga do pontão. Os valores obtidos são iguais a 511.4×10^6 N/m e 527.0×10^6 N/m respectivamente, cerca de 4 vezes superiores à rigidez em plena via.

Sobre o pontão as curvas de rigidez correspondentes às três situações são praticamente coincidentes, verificando-se que próximo do meio vão a rigidez é da ordem de grandeza da rigidez vertical em plena via.

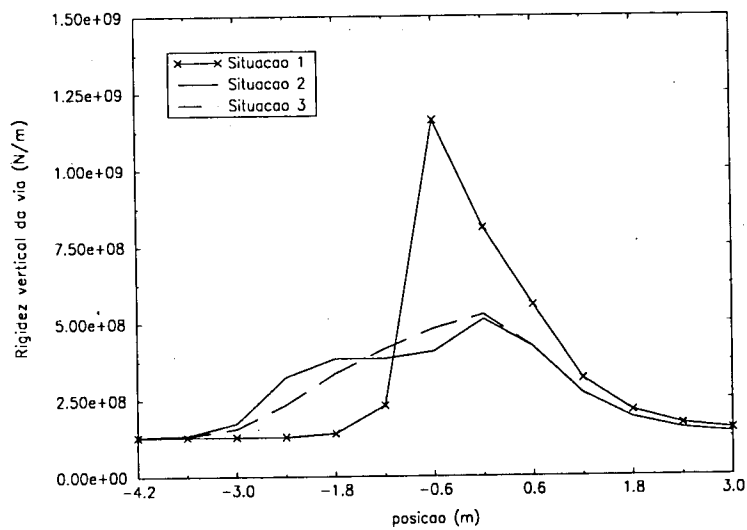


Figura 5.13 - Rigidez vertical da via em função da posição relativa ao apoio esquerdo do pontão

5.5 - RESULTADOS

Para cada uma das situações de transição referidas no ponto anterior e para cada uma das velocidades de circulação, foi registada a componente dinâmica da força de interacção, F_{dyn} , entre a primeira roda da locomotiva e o carril. A força de interacção total, F , pode ser obtida em cada instante através da expressão:

$$F = F_{sta} + F_{dyn},$$

em que F_{sta} é a componente estática da força de interacção, que se mantém constante ao longo do tempo, e tem o seguinte valor:

$$F_{sta} = 213367.5 N.$$

Na Figura 5.14 está representada a convenção de sinal para a força de interacção entre a roda e o carril.

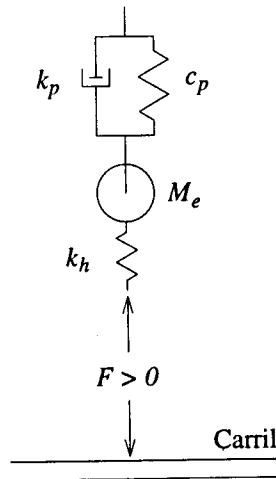


Figura 5.14 - Convenção de sinal para a força de interacção, F , entre a roda e o carril.

A força de interacção, F , sofre um acréscimo quando $F_{dyn} > 0$ e uma diminuição quando $F_{dyn} < 0$. Quando F_{dyn} atinge um máximo ou um mínimo, F atinge também um máximo ou um mínimo, respectivamente.

Nas Figuras 5.15 a 5.17 apresentam-se os registos da força de interacção dinâmica, entre a primeira roda da locomotiva e o carril, em função da posição, para as três situações analisadas e para três velocidades de circulação, 30.0 m/s, 70.0 m/s e 110.0 m/s.

As linhas verticais a tracejado presentes nos gráficos das figuras correspondem à localização dos eixos dos apoios esquerdo e direito das vigas do pontão.

i) Situação 1

Da análise dos gráficos da Figura 5.15, verifica-se que a máxima força de interacção, assinalado na figura pela letra "M", ocorre quando a roda se encontra a uma distância aproximada de 1.0 m do eixo da viga do pontão. Seguidamente a força de interacção atinge um mínimo, assinalado na figura pela letra "m", quando a roda passa sobre o ponto em que a rigidez vertical da via atinge o seu valor máximo, isto é, a 0.60 m do eixo esquerdo da viga do pontão (ver Figura 5.8). Note-se ainda que a localização dos extremos está associada ao elevado gradiente de rigidez vertical da via, 1549.9 N/m/m, que se verifica entre as posições -1.2 m e -0.6 m. Os extremos referidos vão-se acentuando à medida que a velocidade de circulação aumenta. Verifica-se ainda que os máximos e os mínimos registados na transição da estrutura para o aterro são bastante inferiores aos obtidos na transição do aterro para a estrutura.

ii) Situação 2

Os máximo e mínimo da força de interacção registados na transição aterro-estrutura passam a ocorrer a cerca de 2.70 m do eixo esquerdo do pontão; este ponto parece estar associado ao gradiente de rigidez vertical da via, 510.6 N/m/m, verificado entre a posição -3.0 m e -2.4 m (ver Figura 5.8). Os valores destes extremos são no entanto bastante inferiores aos registados na primeira situação.

iii) Situação 3

Os máximo e mínimo da força de interacção ocorrem numa posição idêntica à da segunda situação; os seus valores são também da ordem de grandeza dos registados nessa situação.

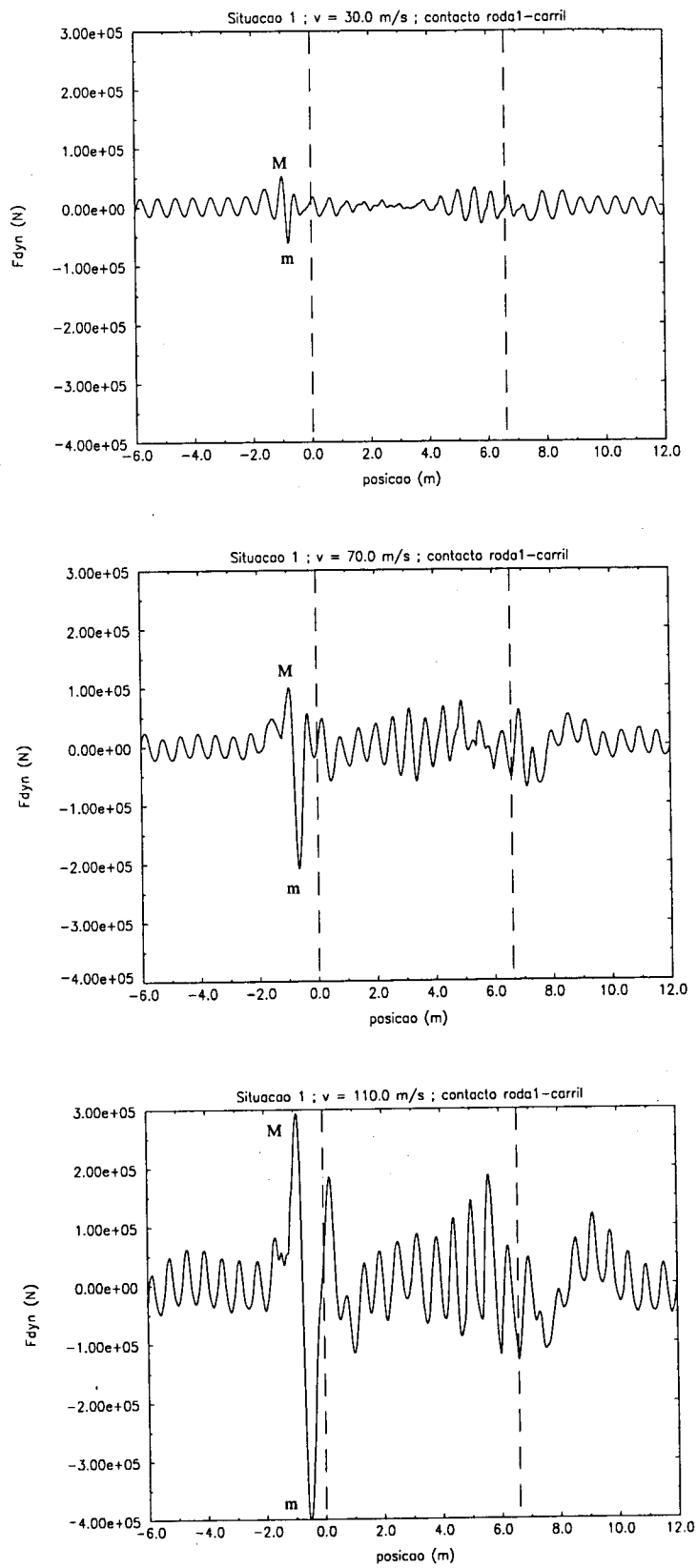


Figura 5.15 - Componente dinâmica da força de interacção entre a primeira roda e o carril (Situação 1)

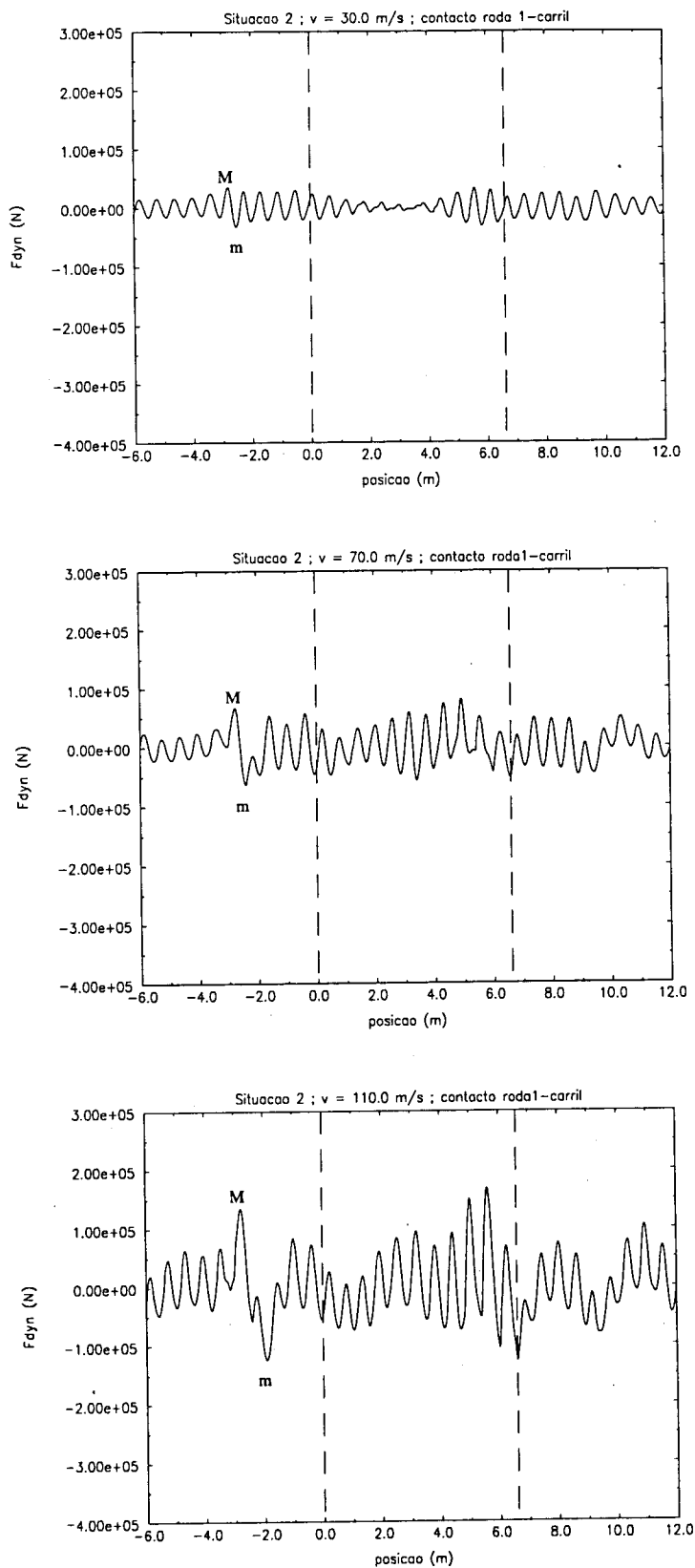


Figura 5.16 - Componente dinâmica da força de interacção entre a primeira roda e o carril (Situação 2)

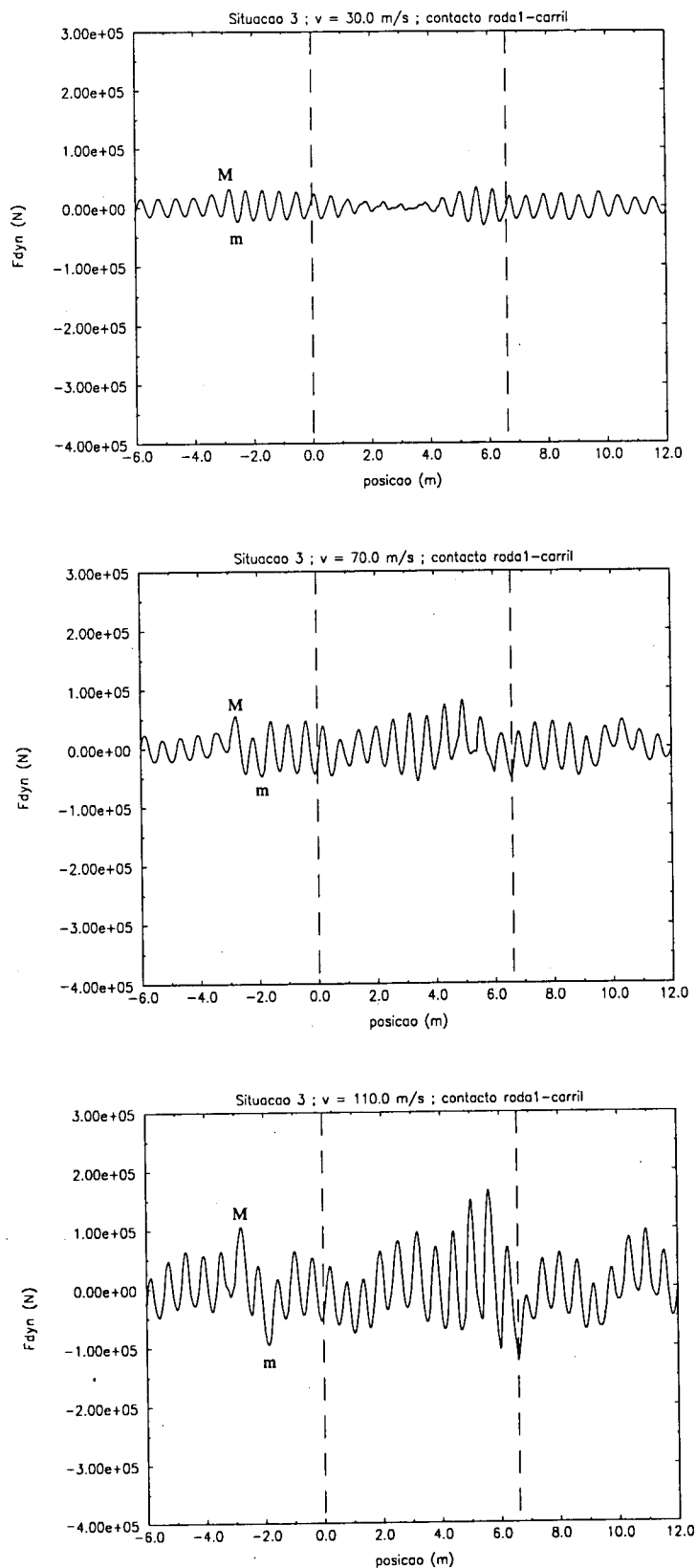


Figura 5.17 - Componente dinâmica da força de interacção entre a primeira roda e o carril
(Situação 3)

Na Figura 5.18 apresentam-se as deformadas da malha em diversos instantes, correspondentes à primeira situação analisada e para uma velocidade de circulação igual a 70.0 m/s.

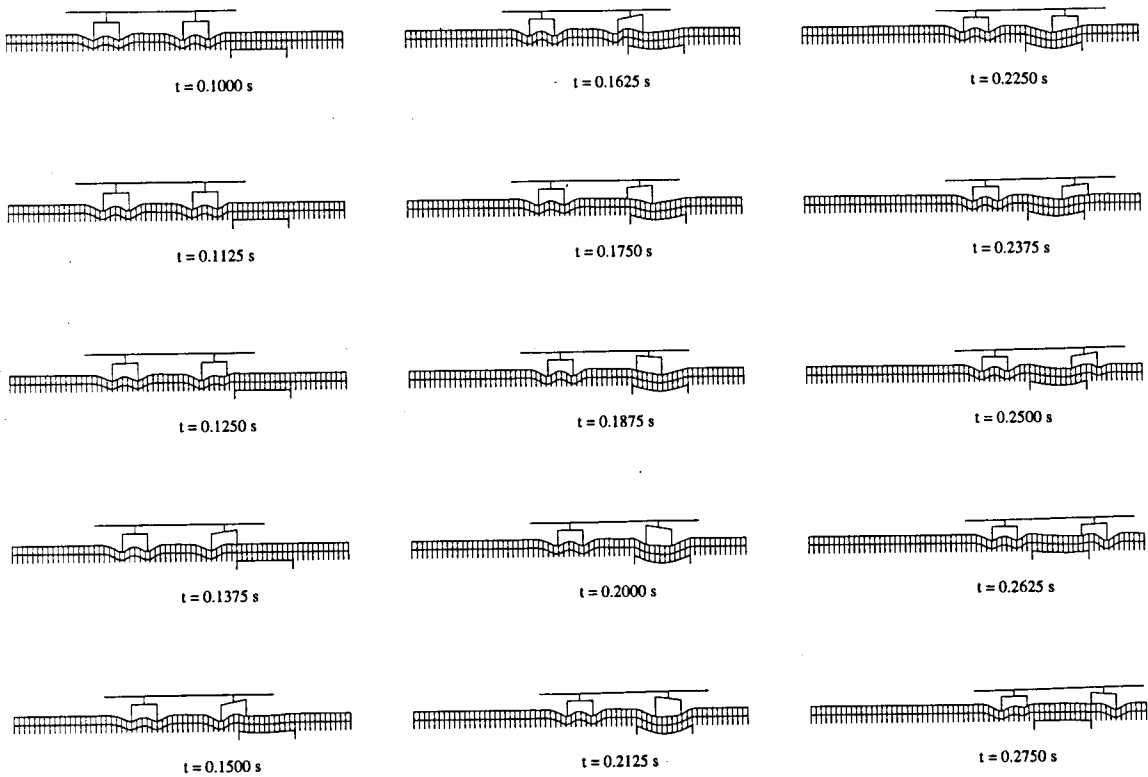


Figura 5.18 - Deformadas da malha para a primeira situação e $v = 70.0$ m/s

A observação da figura mostra que os movimentos patentes na via, e no bogie, não se transmitem à caixa, evidente por esta se encontrar praticamente horizontal, o que comprova os baixos níveis de aceleração encontrados.

5.6 - AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Na Figura 5.19 estão representados graficamente, para cada uma das situações analisadas e para cada uma das velocidades de circulação consideradas, os seguintes quocientes:

$$\frac{F_{dyn,M}}{F_{sta}} ;$$

$$\frac{F_{dyn,m}}{F_{sta}} ,$$

em que $F_{dyn,M}$ e $F_{dyn,m}$ são respectivamente os valores máximo e mínimo da componente dinâmica da força de interacção registados durante a transição aterro-estrutura. Os quocientes assim definidos traduzem as amplificações dinâmicas, positiva e negativa, da força de interacção entre a roda e o carril, que em condições estáticas seria igual a F_{sta} .

Da análise da figura conclui-se que:

- 1) As maiores amplificações dinâmicas verificam-se sempre para a primeira situação. As amplificações para a segunda situação são apenas ligeiramente superiores aos obtidos para a terceira situação.
- 2) Até velocidades da ordem dos 90.0 m/s não se verificam diferenças significativas entre as curvas de amplificação dinâmica máxima correspondentes às três situações.
- 3) O afastamento entre as curvas de amplificação dinâmica mínima para a primeira situação e as restantes é mais notório desde os 30.0 m/s.
- 4) Para a primeira situação e para a velocidade de 70.0 m/s (252 km/h), a componente dinâmica mínima da força de interacção anula a componente estática $\left(\frac{F_{dyn,m}}{F_{sta}} = -1 \right)$, situação limite de estabilidade do contacto entre a roda e o carril. Para velocidades de circulação superiores a 70.0 m/s verifica-se existir perda de contacto entre o órgão de rolamento e o carril $\left(\frac{F_{dyn,m}}{F_{sta}} \leq -1 \right)$.
- 5) Para a segunda e terceira situações não se verificaram perdas de contacto entre a roda e o carril $\left(\frac{F_{dyn,m}}{F_{sta}} \geq -1 \right)$ até ao limite de velocidade de 150.0 m/s (540 km/h).

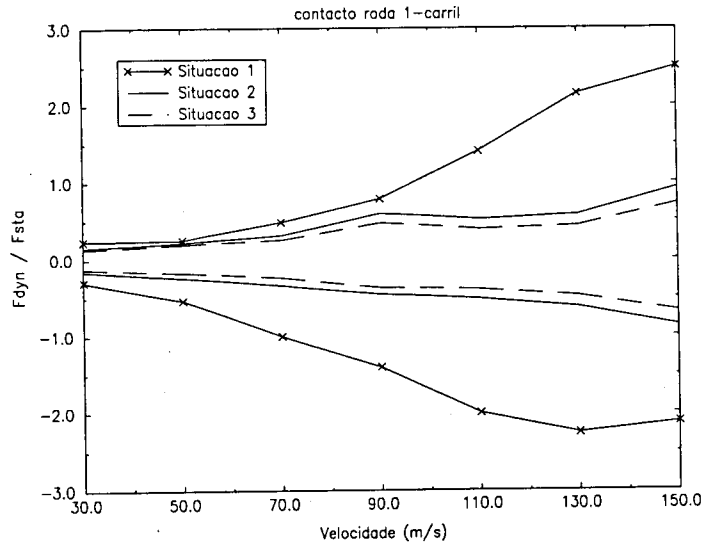


Figura 5.19 - Amplificações dinâmicas máxima e mínima da força de interação em função da velocidade, para as três situações analisadas

5.7 - CONCLUSÕES

Este capítulo foi dedicado ao estudo dos efeitos dinâmicos que ocorrem na transição aterro-ponte devido à diferente forma de colocação da via sobre o aterro e sobre a estrutura.

O estudo foi realizado tomando como base o pontão de Riada, situado na Linha do Norte da CP, e um comboio constituído por uma locomotiva BS5600.

No caso em que existe uma súbita mudança de rigidez aterro-ponte, situação 1, verificam-se amplificações dinâmicas da força de interação entre a roda e o carril muito significativas.

A adopção de zonas de transição de rigidez, situações 2 e 3, permite reduzir, de forma aproximadamente semelhante nos dois casos, os níveis de amplificação dinâmica, melhorando drasticamente as condições de transição aterro-ponte.

Enquanto para as situações em que existe zona de transição de rigidez aterro-ponte não se verificam perdas de contacto entre o órgão de rolamento e o carril, no caso de uma súbita mudança daquela rigidez, detecta-se uma situação limite de estabilidade do contacto entre a roda e o carril para a velocidade de 70.0 m/s.

Capítulo 6

CONCLUSÕES

6.1 - SÍNTESE DAS PRINCIPAIS CONCLUSÕES

O principal objectivo do trabalho consistiu no estudo dos efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade, do ponto de vista da segurança estrutural, da segurança da circulação e do conforto dos passageiros.

Os estudos foram efectuados, em computador, através de um programa de cálculo automático que resultou da implementação de um modelo de análise dinâmica que contempla a interacção entre o comboio e a ponte. A metodologia envolvida evidenciou versatilidade e capacidade de abordar de forma eficiente e realista os problemas em estudo.

Na primeira aplicação do modelo, foi analisado o comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária em betão armado e pré-esforçado, constituída por um tramo simplesmente apoiado com trinta metros de vão, sujeita à passagem de um comboio composto por duas locomotivas, uma em cada extremidade da composição, e por treze carruagens.

A resposta foi analisada do ponto de vista da segurança, através da observação das amplificações dinâmicas em termos de esforços; da segurança da circulação, através da observação das acelerações e rotações de extremidade do tabuleiro; do conforto dos passageiros, através da observação das acelerações registadas nas caixas das carruagens.

A amplificação dinâmica máxima ocorreu quando a velocidade atingiu o valor dado pelo produto do afastamento regular dos grupos de eixos pela frequência fundamental de vibração do tabuleiro, provocando a ressonância do mesmo.

A resposta da estrutura em situação de ressonância mostrou-se muito sensível ao coeficiente de amortecimento estrutural. Para esta situação, os coeficientes de amplificação dinâmica obtidos através da análise dinâmica realizada, em particular para coeficientes de amortecimento iguais a um e três por cento, são superiores aos coeficientes de amplificação dinâmica para comboios reais indicados no Eurocódigo 1.

Os esforços obtidos considerando o esquema de cargas da UIC 71, afectado do respectivo coeficiente de cálculo, são superiores aos obtidos numericamente em todas as situações analisadas, quer em termos de coeficiente de amortecimento, quer em termos de velocidade de circulação.

Em situação de ressonância, para valores do coeficiente de amortecimento iguais a um e três por cento, foi ultrapassado o valor máximo da aceleração no tabuleiro indicado no EC1. Verificou-se ainda que, para todos os coeficientes de amortecimento, foram excedidos os valores máximos da rotação de extremidade do tabuleiro indicados no mesmo regulamento.

Tendo sido avaliado o nível de conforto dos passageiros através das expressões apresentadas pela comissão de especialistas D160 da ORE, conclui-se que este se manteve excelente em todas as situações analisadas.

Numa segunda aplicação do modelo foram estudados os efeitos dinâmicos que ocorrem na transição aterro-ponte, devido às diferentes formas de colocação da via sobre o aterro e a estrutura. O estudo foi realizado tomando como base o pontão de Riada situado na Linha do Norte da CP, sendo o comboio constituído por uma locomotiva BS5600.

No caso em que existe uma súbita mudança de rigidez aterro-ponte verificaram-se amplificações dinâmicas da força de interacção entre a roda e o carril muito significativas.

A adopção de zonas de transição de rigidez permitiu reduzir os níveis de amplificação dinâmica, melhorando drasticamente as condições de transição aterro-ponte.

Enquanto, para as situações em que existe transição de rigidez não se verificaram perdas de contacto entre o órgão de rolamento e o carril, no caso em que existe uma súbita mudança de rigidez aterro-ponte, detectou-se uma situação limite de estabilidade do contacto entre a roda e o carril para a velocidade de 70.0 m/s (252 km/h).

6.2 - TRABALHOS EM CURSO

Trabalho 1

No estudo efectuado durante o quarto capítulo, foram detectadas amplificações dinâmicas extremamente elevadas para a situação em que a frequência de aplicação das cargas rolantes, correspondentes aos numerosos grupos de eixos da composição, igualava a frequência fundamental da estrutura. Para a ponte estudada, tinha-se:

$$L = 30.0 \text{ m} ; n_0 = 3.45 \text{ Hz} ; v = 90.0 \text{ m/s (324 km/h)} ; d = 26.4 \text{ m}.$$

Sobre a figura correspondente aos limites superior e inferior da frequência fundamental das pontes ferroviárias (Figura 2.4), indicados no Eurocódigo 1, foram representadas as frequências de aplicação das cargas rolantes para velocidades de circulação iguais a 200, 300, 400, 500 km/h, e um afastamento regular entre grupos de eixos igual a 26.4 m (Figura 6.1).

A análise da figura permite concluir que os fenómenos de ressonância poderão ocorrer para um conjunto considerável de pontes situadas dentro dos limites definidos no EC1.

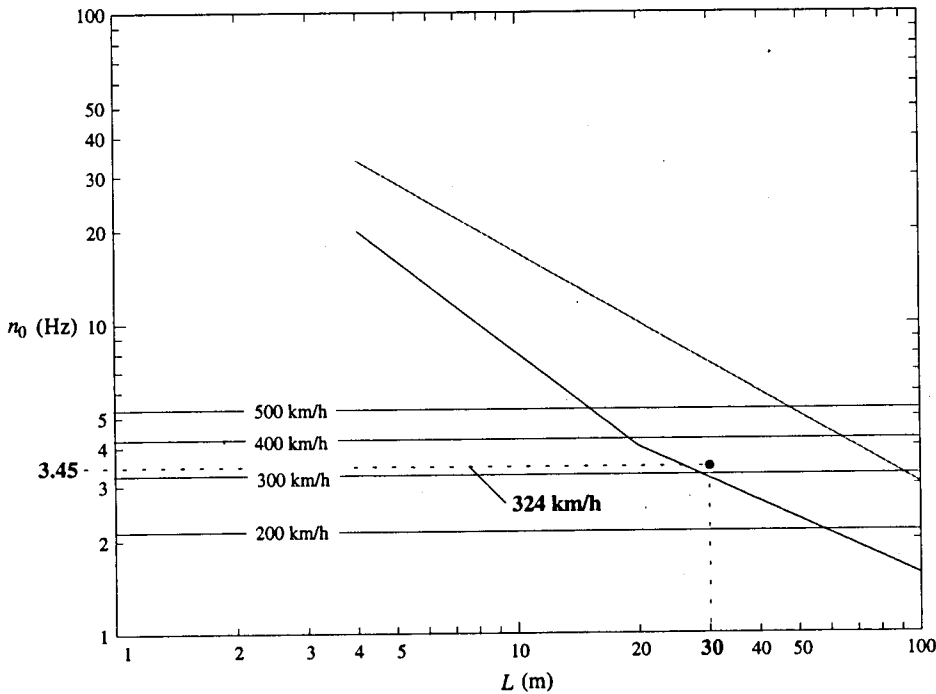


Figura 6.1 - Frequências da ponte e de aplicação das cargas rolantes

Esta constatação sugeriu a necessidade de se avaliar a importância dos fenómenos referidos para diversas pontes, cujo comportamento dinâmico depende do vão, L , da massa, m , da frequência, n_0 e do amortecimento, ξ . Os parâmetros em que se baseia o estudo foram determinados pela Comissão D160 da ORE [15], estando os seus valores indicados no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 - Parâmetros que caracterizam o comportamento dinâmico das pontes

Vão $L(m)$	Flecha f					Parâmetros
	$L/400$	$L/598$	$L/894$	$L/1337$	$L/2000$	
20	8.0		6.9		6.7	$m (\times 10^3 \text{ kg/m})$
	4.91		11.17		24.57	$EI (\times 10^9 \text{ N.m}^2)$
	3.88		5.00		7.52	$n_0 \text{ (Hz)}$
	2.88		2.88		2.88	$\xi \text{ (\%)}$
33		7.8		6.9		$m (\times 10^3 \text{ kg/m})$
		28.98		64.47		$EI (\times 10^9 \text{ N.m}^2)$
		2.78		4.41		$n_0 \text{ (Hz)}$
		1.85		1.85		$\xi \text{ (\%)}$
54	13.1	10.7	8.3	7.7	7.1	$m (\times 10^3 \text{ kg/m})$
	77.28	124.95	172.62	279.30	385.98	$EI (\times 10^9 \text{ N.m}^2)$
	1.31	1.84	2.46	3.24	3.97	$n_0 \text{ (Hz)}$
	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	$\xi \text{ (\%)}$
90	19.3	15.7	12.1	8.5	7.5	$m (\times 10^3 \text{ kg/m})$
	191.94	503.16	814.38	1125.60	1436.82	$EI (\times 10^9 \text{ N.m}^2)$
	0.61	1.10	1.59	2.23	2.68	$n_0 \text{ (Hz)}$
	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	$\xi \text{ (\%)}$
150	27.2	22.6	18.0	13.4	8.7	$m (\times 10^3 \text{ kg/m})$
	833.70	1266.30	3343.20	5420.10	7497.00	$EI (\times 10^9 \text{ N.m}^2)$
	0.39	0.52	0.95	1.40	2.05	$n_0 \text{ (Hz)}$
	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	$\xi \text{ (\%)}$

f - flecha obtida sob acção do esquema de cargas UIC 71 afectada do coeficiente Φ_2

Trabalho 2

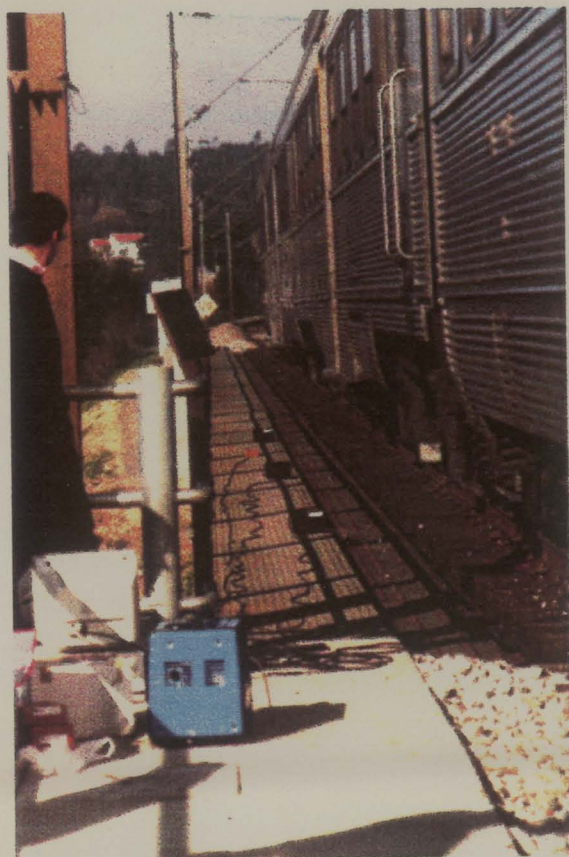
O modelo adoptado nas análises dinâmicas efectuadas ao longo deste trabalho é aplicado a uma ponte ferroviária, objecto de uma campanha de medições experimentais.

A ponte observada foi a Ponte de Seixa, situada ao km 0+132.081 da Linha do Norte. Trata-se de uma ponte metálica, de duplo tabuleiro, sendo cada um deles constituído por três tramos metálicos de trinta metros de vão (Figura 6.2).



Figura 6.2 - Vista da Ponte de Seixa situada ao km 0+132.081 da Linha do Norte

As acelerações em pontos situados aos quartos de vão de um dos tramos do tabuleiro da ponte, medidas durante um ensaio de circulação a uma velocidade aproximada de 80 km/h (Figura 6.3.a), são comparadas com as acelerações calculadas através do modelo numérico.



a)



b)

Figura 6.3 - Registo das acelerações em pontos situados aos quartos do vão: a) durante um ensaio de circulação; b) excitando a ponte através de um martelo de impulsos

As grandezas necessárias para a calibração do modelo de cálculo, tais como frequências, modos de vibração da ponte e amortecimento, foram determinadas com base nos registos das acelerações resultantes da excitação da ponte através de um martelo de impulsos (Figura 6.3.b). A modelação efectuada para a ponte, utilizando elementos de barra, encontra-se representada na Figura 6.4.

A concordância dos resultados, a verificar-se, conferirá ao modelo fiabilidade suficiente para permitir a sua utilização em estudos do comportamento dinâmico da ponte para velocidades de circulação superiores às actuais.

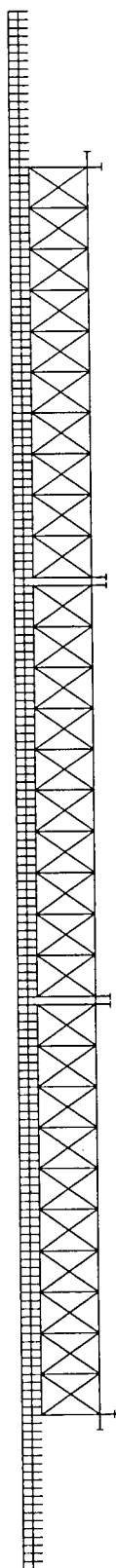


Figura 6.4 - Modelação da Ponte de Seixa utilizando elementos de barra

6.3 - PERSPECTIVAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No contexto dos estudos realizados apresentam-se algumas sugestões com vista a trabalhos futuros:

- Desenvolvimento de modelos que permitam descrever os movimentos tridimensionais dos veículos;
- Inclusão, no modelo de análise dinâmica existente, da interacção entre o comboio e a ponte nas direcções horizontais, longitudinal e transversal;
- Desenvolvimento de modelos que permitam avaliar os efeitos resultantes do arranque e frenagem das composições;
- Implementação de modelos de análise dinâmica não linear, quer material quer geométrica;
- Desenvolvimento de uma metodologia para a avaliação da segurança estrutural, incluindo fadiga, de pontes existentes;
- Avaliação do nível de conforto dos passageiros e das condições de segurança da circulação em pontes existentes;
- Estudos de casos concretos e análise de soluções de reabilitação;
- Estudo dos fenómenos de ruído em pontes.



BIBLIOGRAFIA

- [1] *Calçada, Rui A.Bártolo, António Campos e Matos e Raimundo Moreno Delgado*: "Problemas de Ressonância ou Vibração Excessiva de Pontes Ferroviárias em Vias de Alta Velocidade". Encontro Nacional Betão Estrutural, 1994, pp. 273-289.
- [2] *Chambron, Étienne*: "Les Ouvrages d'Art de la Ligne Nouvelle". *Révue Générale des Chemins de Fer*, Novembre, 1976.
- [3] *Clough, Ray.W e Joseph Penzien*: "Dynamics of Structures". McGraw-Hill Book Company, New York, 1975.
- [4] *Cruz, Sara*: "Comportamento Dinâmico de Pontes Ferroviárias em Vias de Alta Velocidade". Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, Fevereiro de 1994.
- [5] *Esveld, Coenraad*: "Modern Railway Track". MRT Productions, 1989.
- [6] "Eurocode 1 - Basis of Design and Actions on Structures, Part 3: Traffic Loads on Bridges", Draft for, September, 1993.
- [7] *Gandil, Jacques e Philippe Ramondemc*: "Comportement Dynamique des Ponts-Rails sous Lignes à Grande Vitesse". IABSE - International Association for Bridge and Structural Engineering, pp. 481- 488.
- [8] *Keymeulen, R. e A. Winand*: "Modélisation mathématique simplifiée de l'interaction véhicule ferroviaire-pont et vérifications expérimentales". *Annales des Travaux Publics de Belgique*, Fascicule n° 4, Aout, 1987, pp.97-112.
- [9] *Keymeulen, R. e A. Winand*: "Recherches en vue d'établir un projet de recommandations en matière de fleches admissibles des ponts et viaducs ferroviaires". *Annales des Travaux Publics de Belgique*, Fascicule n° 4, Aout, 1989, pp.327-338.

- [10] *Melo, Arnaldo H.P. Sousa*: "Análise Estática e Dinâmica da Via Férrea". CECUP, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1987.
- [11] *Nunes, Manuel C. Mendonça*: "Caracterização Laboratorial de Balastros e Aplicação à Análise Estrutural da Via Férrea". Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, Lisboa, 1991.
- [12] *ORE C137*: "Railway Noise", Office for Research and Experiments of the International Union of Railways", Report No.12, Utrecht, April, 1981.
- [13] *ORE D23*: "Determination of dynamic forces on bridges", Office for Research and Experiments of the International Union of Railways", Final Report, Utrecht, April, 1970.
- [14] *ORE D128*: "Statistical distribution of axle-loads and stresses on railway bridges", Office for Research and Experiments of the International Union of Railways", Final Report, Utrecht, October, 1979.
- [15] *ORE D160*: "Permissible deflections of bridges", Office for Research and Experiments of the International Union of Railways", Final Report, Utrecht, April, 1988.
- [16] *Potucek, W*: "Loadings. Railway Bridges", ECCS/BCSA International Symposium on Steel Bridges"
- [17] "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes", Dec.-Lei nº35/83 de 31 de Maio.
- [18] *Spindel, J.E. e Marcel A. Tschumi*: "EC1: Traffic Loads on Bridges - Rail Traffic Loads", IABSE - International Association for Bridge and Structural Engineering, pp.89-96.
- [19] *UIC code 700-O*: "Classification des Lignes. Limites de Chargement des Wagons qui en Resultent", Union Internationale des Chemins de Fer, 9e édition, July, 1987.
- [20] *UIC code 702-O*: "Schema de charges à prendre en considération dans le calcul des ouvrages sous rail sur les lignes internationales", Union Internationale des Chemins de Fer, 2e édition, Janvier, 1974.
- [21] *UIC code 776-I-R*: "Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails", Union Internationale des Chemins de Fer, 3e édition, July, 1979.

- [22] *UIC code 776-2-R*: "Ponts pour grandes et tres grandes vitesses", Union Internationale des Chemins de Fer, 1e édition, July, 1976.
- [23] *UIC code 776-3-R*: "Déformations des Ponts", Union Internationale des Chemins de Fer, 3e édition, Janvier, 1979.
- [24] "Vibration Problems in Structures". CEB - Comite Euro-International du Beton-Bulletin d'Information n°209,1991.
- [25] *Vimeux, Alain*: "L'Évolution des Viaducs des Lignes à Grande Vitesse de la SNCF", Mars, 1994.



FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

BIBLIOTECA



0000002263