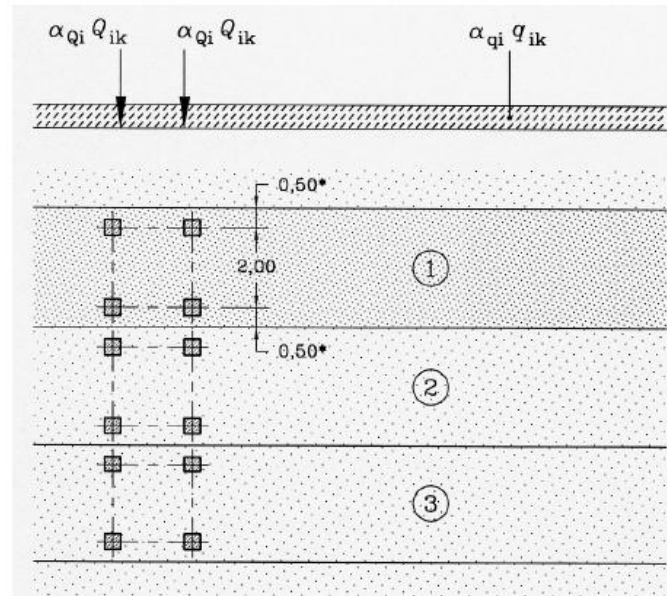




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

ISEL



Modelação de sobrecargas rodoviárias. Estudo comparativo entre diferentes normas

MANUEL PEDRO DA CONCEIÇÃO ALVES
Licenciado em Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia na Área de Especialização em Estruturas

(Documento Definitivo)

Orientador:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto, Eq. a assistente do 2º triénio (ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenadora (ISEL)

Vogais:

Doutor Carlos Jorge Amorim Miragaia Trancoso Vaz, Prof. Coordenador (ISEL)

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto, Eq. a assistente do 2º triénio (ISEL)

Dezembro de 2012

Modelação de sobrecargas rodoviárias. Estudo comparativo entre diferentes normas

Resumo

O presente trabalho pretende aprofundar o estudo das sobrecargas rodoviárias em pontes de pequeno a médio vão, analisando modelos de carga prescritos em vários regulamentos, assim como os efeitos que cada um dos modelos origina.

São explicados os principais factores que influenciam as sobrecargas rodoviárias em pontes referenciando-se diversos estudos recentes. Expõe-se ainda a abordagem que os regulamentos em estudo fazem aos referidos factores.

Descreve-se pormenorizadamente os modelos de carga previstos em cada regulamento em estudo (regulamentos Português, Europeu, Canadiano, norte-Americano e Brasileiro). Expõe-se e analisa-se os efeitos produzidos pelos modelos de cada regulamento através da sua aplicação a vigas simplesmente apoiadas com comprimento variável entre 20 e 50 metros e faixas de rodagem com duas a quatro vias de tráfego. Exploram-se aspectos como a influência que o tipo de submodelo, número de vias de tráfego e comprimento do vão têm nos esforços obtidos.

Efectua-se ainda o dimensionamento de uma passagem superior, constituída por uma viga simplesmente apoiada, segundo a regulamentação nacional actualmente em vigor – RSA e REBAP – e segundo as normas Europeias – EC1 e EC2. O dimensionamento é feito obtendo os esforços actuantes de cálculo a utilizar nas verificações em relação ao estado limite de utilização de descompressão e estados limites últimos de flexão e esforço transversal.

Modelling of road traffic loads. Comparative Study between different design codes

Abstract

The present work intends to deepen the study of traffic loads on short to medium span bridges analysing load models prescribed in several design codes, as well as the effects that each model originates.

The main factors influencing road traffic loads are explained, referencing various recent studies. It is mentioned the approach that each design code makes, regarding these factors.

Load models prescribed in different design codes (Portuguese, European, Canadian, northern-American and Brazilian) are described in detail. The effects produced by load models, through its application to simply supported beams with a variable span length between 20 and 50 meters and considering carriageways with two to four traffic lanes, are presented and analysed. Aspects such as the influence that the submodel type, number of traffic lanes and span length have on the effects produced are explored.

It is made the design of an overpass, consisting of a simply supported beam, according to Portuguese design codes – RSA and REBAP – and according to European standards – EC1 and EC2. The design is done obtaining the applied design forces to use in the serviceability limit state of decompression and the ultimate limit states of bending and shear verifications.

Palavras-Chave / Keywords

Ponte rodoviária / Road bridge;

Sobrecarga rodoviária / Road traffic load;

Regulamento para projecto de pontes / Bridge design code;

Modelo de carga / Load model;

Amplificação dinâmica / Dynamic amplification;

Múltipla presença de veículos / Multiple presence of vehicles;

Estudo comparativo / Comparative study.

Agradecimentos

Ao Engenheiro Luciano Jacinto, orientador desta dissertação, agradeço a disponibilidade, apoio e partilha de conhecimentos desde as fases primordiais do trabalho, fundamentais para a realização do mesmo.

A minha mãe, minha irmã e meus avós, agradeço o apoio incondicional, o incentivo constante e a força emocional, indispensáveis para as minhas formações académica e pessoal. À Sara, agradeço a empatia, a compreensão e o afecto com que sempre me apoiou.

Aos meus colegas e amigos, agradeço o companheirismo e o apoio directo ou indirecto na realização deste trabalho.

Índice de conteúdos

1	Introdução.....	1
1.1	Considerações gerais	1
1.2	Objectivos do trabalho.....	5
1.3	Estrutura do trabalho	6
2	Principais factores de influência dos efeitos das sobrecargas rodoviárias.....	7
2.1	Considerações iniciais	7
2.2	Peso bruto de veículos	8
2.2.1	Limites legais de peso bruto dos veículos em Portugal	9
2.2.2	Medição de tráfego real.....	11
2.2.3	Abordagem regulamentar	12
2.3	Número, espaçamento e peso de eixos	14
2.3.1	Abordagem regulamentar	16
2.4	Intensidade de tráfego	18
2.5	Composição de tráfego.....	19
2.6	Situação do tráfego.....	20
2.7	Velocidade de circulação.....	21
2.8	Possibilidade de crescimento futuro.....	22
2.9	Número de vias	22
2.10	Vão da ponte.....	23
2.11	Efeito de amplificação dinâmica.....	23
2.11.1	Abordagem regulamentar.....	27
2.12	Múltipla presença	29
2.12.1	Abordagem regulamentar.....	31
2.13	Considerações finais.....	33
3	Modelos de carga verticais	35
3.1	Considerações iniciais	35
3.2	Descrição dos modelos	35
3.2.1	Modelo de carga proposto pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)	35
3.2.2	Modelo de carga proposto pela norma Europeia EN 1991-2 (EC1 - Parte 2)	37
3.2.3	Modelo de carga proposto pela norma Canadiana CAN/CSA-S6-00 (<i>Canadian Highway Bridge Design Code</i>).....	44
3.2.4	Modelo de carga proposto pela norma Norte-Americana <i>American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) LRFD Bridge Design Specifications</i>	47

3.2.5	Modelo proposto pelas normas Brasileiras NBR 7187 e NBR 7188.....	49
3.3	Considerações finais.....	51
4	Efeitos produzidos pelos modelos de carga presentes nos vários regulamentos	53
4.1	Metodologia.....	54
4.2	Análise e comparação dos esforços/efeitos	55
4.2.1	Influência do tipo de submodelo	60
4.2.2	Comparação dos efeitos produzidos pelos modelos condicionantes	62
4.2.3	Influência do aumento do número de vias de tráfego	64
4.2.4	Influência do comprimento de vão.....	66
5	Dimensionamento do tabuleiro de uma ponte segundo o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) e segundo as normas Europeias EN 1991 (EC1) e EN 1992 (EC2)	69
5.1	Dimensionamento segundo RSA e REBAP	70
5.1.1	Valor de cálculo do momento flector actuante a utilizar na verificação do estado limite de utilização de descompressão.....	71
5.1.2	Valor de cálculo do momento flector actuante a utilizar na verificação do estado limite último de flexão	72
5.1.3	Valor de cálculo do esforço transversal actuante a utilizar no estado limite último de esforço transversal.....	73
5.2	Dimensionamento segundo as normas Europeias EC1 e EC2.....	75
5.2.1	Verificação da segurança em relação ao estado limite de utilização de descompressão.....	75
5.2.2	Valor de cálculo do momento flector actuante.....	76
5.2.3	Valor de cálculo do esforço transversal actuante	77
5.3	Análise e comparação dos resultados obtidos.....	78
6	Conclusões e perspectivas futuras	82
6.1	Conclusões.....	82
6.1.1	Modelos de carga	82
6.1.2	Esforços resultantes da aplicação dos modelos	84
6.1.3	Esforços actuantes de cálculo resultantes do dimensionamento efectuado no Capítulo 5	86
6.2	Desenvolvimentos futuros	87
	Referências Bibliográficas.....	88

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Sistema de medição SiWIM (Sjogren & Dolcemascolo, 2008).	12
Figura 2.2 – Influência da distribuição de pesos por eixo nos esforços de uma viga simplesmente apoiada.	14
Figura 2.3 – Influência do aumento do espaçamento entre eixos nos esforços de uma viga simplesmente apoiada.	15
Figura 2.4 – <i>Low loader</i> (www.tewardbros.co.uk).	19
Figura 2.5 – Camião grua (www.crane-hire.me.uk).	19
Figura 2.6 – Resposta estática e dinâmica de uma ponte relativas ao deslocamento vertical a meio vão e devidas à passagem de um veículo isolado (Calçada, 2001).	24
Figura 2.7 – Influência do estado do pavimento no valor do coeficiente de amplificação dinâmica antes (esquerda) e depois (direita) da repavimentação (Znidaric, 2006).	26
Figura 2.8 – Influência do peso dos veículos no valor do coeficiente de amplificação dinâmica (Znidaric, 2006).	26
Figura 2.9 – Influência da velocidade de circulação dos veículos no valor do coeficiente de amplificação dinâmica antes da repavimentação (em cima) e depois (em baixo) (Znidaric, 2006).	27
Figura 2.10 – Correlação entre peso bruto de veículos em vias adjacentes e distribuição de distâncias entre camiões em vias adjacentes (O'Brien & Enrigh, 2011).	31
Figura 2.11 – Simultaneidade de veículos tipo segundo o RSA.	31
Figura 3.1 – Veículo tipo segundo o RSA, em planta (RSA, 2010).	36
Figura 3.2 – Veículo tipo segundo o RSA, em perfil longitudinal.	36
Figura 3.3 – Sobrecarga uniformemente distribuída segundo o RSA, em perfil longitudinal.	36
Figura 3.4 – Sobrecarga linear segundo o RSA, em perfil longitudinal.	36
Figura 3.5 – Largura da plataforma de rodagem w segundo a norma EN 1991-2 (Calgaro J.-A., 2008).	38
Figura 3.6 – Aplicação do modelo LM1 e dimensões e geometria do sistema tandem (EN 1991-2).	40
Figura 3.7 – Dimensões (em metros) da carga de veículo CL-W Camião segundo a norma Canadiana, em planta.	45
Figura 3.8 – Dimensões (em metros) e numeração dos eixos da carga de veículo CL-W Camião proposta na norma Canadiana, em perfil longitudinal.	45

Figura 3.9 – Carga uniformemente distribuída do submodelo CL-W Carga de Via.	46
Figura 3.10 – Geometria e intensidade das cargas de Camião (AASHTO, 2007).....	48
Figura 3.11 – Geometria e intensidade das cargas Tandem previstas na norma AASHTO, em planta (esquerda) e em perfil longitudinal (direita).....	48
Figura 3.12 – Carga de Via segundo a norma AASHTO, em perfil longitudinal.	49
Figura 3.13 – Dimensões dos veículos tipo segundo a norma Brasileira, em perfil longitudinal (em cima) e em planta (em baixo) (NBR-7188, 1982).....	50
Figura 4.1 – Representação de faixas de rodagem com duas, três e quatro vias de tráfego.	54
Figura 4.2 – Momentos flectores máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e duas vias de tráfego.	57
Figura 4.3 – Momentos flectores máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e três vias de tráfego.....	57
Figura 4.4 – Momentos flectores máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e quatro vias de tráfego.....	58
Figura 4.5 – Esforços transversos máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e duas vias de tráfego.....	58
Figura 4.6 – Esforços transversos máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e três vias de tráfego.	59
Figura 4.7 – Esforços transversos máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e quatro vias de tráfego.	59
Figura 5.1 – Geometria e dimensões do tabuleiro da ponte considerada no cálculo.	70
Figura 5.2 – Traçado dos cabos de pré-esforço.....	73

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Principais factores de influência dos efeitos das sobrecargas rodoviárias em pontes.....	8
Tabela 2.2 – Peso bruto máximo dos veículos em circulação em Portugal (Decreto-Lei nº99/2005).....	10
Tabela 2.3 – Valores de carga total de veículos tipo e sobrecargas distribuídas previstos nos vários regulamentos estudados.....	13
Tabela 2.4 – Peso bruto máximo por eixo do veículo (Decreto-Lei nº99/2005)	16
Tabela 2.5 – Número, espaçamento e carga de eixos previstos nos vários regulamentos estudados.....	17
Tabela 2.6 – Coeficiente de amplificação dinâmica segundo o regulamento Canadano CAN/CSA-S6-00.....	28
Tabela 2.7 – Coeficiente de amplificação dinâmica segundo o regulamento AASHTO (AASHTO, 2007).....	28
Tabela 2.8 – Coeficiente de amplificação dinâmica segundo as normas Brasileiras (NBR-7187, 2003)	29
Tabela 2.9 – Múltipla presença segundo a norma Canadana (CAN/CSA-S6-00, 2000).	32
Tabela 2.10 – Múltipla presença segundo a norma AASHTO (AASHTO, 2007).....	33
Tabela 3.1 – Valores característicos das sobrecargas rodoviárias segundo o RSA (RSA, 2010).	37
Tabela 3.2 – Número e largura das vias dedicadas segundo a norma Europeia (EN 1991-2)..	38
Tabela 3.3 – Valores característicos das cargas do modelo LM1 (EN 1991-2).....	40
Tabela 3.4 – Momento flector característico em pontes com vários vãos e sujeitas a diferentes situações de tráfego (em carga distribuída equivalente kN/m) (Calgaro, Tschumi, & Gulvanessian, 2010).	42
Tabela 3.5 – Número de vias dedicadas segundo a norma Canadana (CAN/CSA-S6-00, 2000).....	44
Tabela 3.6 – Valor das cargas concentradas do sub-modelo CL-W Camião (CAN/CSA-S6-00, 2000).....	45
Tabela 3.7 – Valor do coeficiente dinâmico segundo a norma Canadana (CAN/CSA-S6-00, 2000).....	46
Tabela 3.8 – Valor das cargas concentradas do submodelo CL-W Carga de via (CAN/CSA-S6-00, 2000).....	46

Tabela 3.9 – Factor de redução segundo a norma Canadiana (CAN/CSA-S6-00, 2000).....	47
Tabela 3.10 – Determinação do número e largura das vias dedicadas segundo a norma AASHTO (AASHTO, 2007).....	47
Tabela 3.11 – Factor de múltipla presença segundo a norma AASHTO (AASHTO, 2007)....	49
Tabela 3.12 – Intensidade das cargas concentradas segundo a norma Brasileira (NBR-7188, 1982).....	50
Tabela 3.13 – Intensidade das cargas uniformemente distribuídas segundo a norma Brasileira (NBR-7188, 1982).....	50
Tabela 4.1 – Esforços máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e duas vias de tráfego.	55
Tabela 4.2 – Esforços máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e três vias de tráfego.....	56
Tabela 4.3 – Esforços máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e quatro vias de tráfego.	56
Tabela 4.4 – Rácio entre os valores dos esforços produzidos pelos submodelos SCU+SCL e Veículo Tipo do regulamento Português.	60
Tabela 4.5 – Rácio entre os valores dos esforços produzidos pelos submodelos CL-W Camião e CL-Carga de Via do regulamento Canadiano.	61
Tabela 4.6 – Rácio entre os valores dos esforços produzidos pelos submodelos 1 e 2 do regulamento norte-Americano.	62
Tabela 4.7 – Rácios entre os valores de momentos flectores produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em relação ao modelo do RSA.....	63
Tabela 4.8 – Rácios entre os valores de esforços transversos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em relação ao modelo do RSA.....	63
Tabela 4.9 – Aumento dos esforços produzidos pelos modelos de cada regulamento aquando do aumento do número de vias de tráfego.	65
Tabela 5.1 – Esforços máximos actuantes não combinados produzidos pelo RSA.	70
Tabela 5.2 – Esforços máximos produzidos pela norma Europeia EN1991-2.	75
Tabela 5.3 – Esforços actuantes e força de pré-esforço obtidos através dos regulamentos RSA/REBAP e EC1/ EC2.....	78
Tabela 5.4 – Rácios entre os valores dos esforços actuantes de cálculo obtidos através dos dois regulamentos.....	78
Tabela 5.5 – Coeficientes de segurança previstos nos regulamentos RSA e Eurocódigos.	79

1 Introdução

1.1 Considerações gerais

Constata-se que em pontes de pequeno a médio vão, as acções variáveis mais importantes a ter em consideração, não só no projecto mas também numa posterior avaliação à sua segurança, advêm do tráfego de veículos, incluindo os efeitos estáticos e dinâmicos por este causados ((Ghosn ,1999b) citado em (Wisniewski, 2007)).

O tráfego rodoviário em pontes é caracterizado por diversos factores de natureza imprevisível. Por esse motivo, tem sido alvo de múltiplos estudos cuja finalidade passa por compreender melhor os fenómenos que o constituem, diminuindo o grau de incerteza a estes inerente. Pretende-se dessa forma que os modelos regulamentares reproduzam com fiabilidade os efeitos reais da circulação de veículos em pontes.

O tráfego rodoviário difere de país para país e por esse motivo é de esperar que os regulamentos de sobrecargas rodoviárias e respectivos modelos apresentem um grau significativo de heterogeneidade. Em países onde exista tráfego rodoviário intenso com elevadas percentagens de veículos pesados, é expectável encontrar modelos regulamentares de sobrecargas que produzam efeitos mais severos comparativamente com países em que o tráfego não seja tão intenso ou os veículos em circulação apresentem menores dimensões e pesos brutos.

Enquadramento histórico

O tipo de tráfego existente nas pontes até meados do século XIX constituía uma parcela muito diminuta relativamente às restantes cargas consideradas no cálculo estrutural de uma ponte, nomeadamente cargas permanentes. Após o aparecimento das primeiras locomotivas a vapor tornou-se essencial a quantificação, por parte dos engenheiros, das cargas resultantes do tráfego. No início do século XX, a primeira Guerra Mundial levou a um aumento do tráfego rodoviário, aumentando também a distância de transporte de mercadorias e o peso das mercadorias transportadas (Dawe, 2003).

Ao longo dos anos têm-se verificado inúmeras alterações dos elementos caracterizadores do tráfego, nomeadamente volume, peso dos veículos e dos seus eixos, aliadas a aumentos das dimensões das estruturas que o suportam – largura do tabuleiro e

comprimento dos vãos das pontes. Esta evolução conduziu à introdução de métodos estatísticos de forma a modelar de forma mais precisa as características e os efeitos do tráfego (Dawe, 2003).

Definições de sobrecarga e sobrecarga rodoviária

Importa definir à partida o conceito geral de sobrecarga e particular de sobrecarga rodoviária. A norma EN 1990 classifica as acções de acordo com a sua variação no tempo da seguinte forma:

- Acções permanentes;
- Acções variáveis;
- Acções acidentais.

As sobrecargas devem ser consideradas, segundo as normas EN 1991, como acções variáveis livres, salvo indicação em contrário. Variáveis no sentido da sua variação de intensidade no tempo não poder ser desprezada e livres pela possibilidade de terem inúmeras distribuições espaciais na estrutura ou no elemento estrutural onde actuam. Deve considerar-se ainda as sobrecargas como acções quase-estáticas – acções estáticas equivalentes a acções dinâmicas e representadas num modelo estático. Esta equivalência é permitida nos casos em que não exista o risco de fenómenos de ressonância ou resposta semelhante por parte da estrutura ou elemento estrutural.

As sobrecargas rodoviárias, num contexto mais particular, encontram-se definidas na norma EN 1991-2 como acções variáveis livres e de múltiplas componentes. São, na sua essência, acções dinâmicas que provocam esforços e acelerações nas estruturas ou elementos estruturais onde actuam. Os modelos estáticos regulamentares de sobrecargas rodoviárias têm em consideração os efeitos destas acelerações incluindo-os nos valores característicos das cargas ou através da aplicação de coeficientes de amplificação dinâmica aos mesmos.

Estados limites

A avaliação da segurança da estrutura de uma ponte é feita averiguando se os efeitos das cargas aplicadas à estrutura excedem ou não as capacidades resistentes dos seus membros isolados ou a capacidade da ponte no seu todo (Ghosn, 1999a).

Nas pontes, as sobrecargas podem estar na origem de dois tipos de Estados Limites
Últimos:

- Estado Limite Último de resistência: quando o valor do esforço actuante ultrapassa o valor do esforço resistente numa dada secção, o que acontece para valores de sobrecarga elevados, caracterizados por períodos de retorno também elevados;
- Estado Limite Último de fadiga: associado por exemplo à passagem periódica de veículos, correspondendo a sobrecargas com curtos períodos de retorno (Ghosn, 1999).

No que toca a sobrecargas rodoviárias, a avaliação da segurança em pontes existentes é um problema complexo. O uso de regulamentos e normas abrangentes, geralmente para projectos de pontes novas, implica a adopção de uma margem de segurança elevada na medida em que são contemplados vários tipos de vigas, modelos de carga, combinações de acções, assim como variadas localizações geográficas e condições climáticas (Caprani, Belay, & O'Connor, 2003). Existem contudo em certos países, regulamentos especialmente vocacionados para a avaliação de pontes existentes permitindo uma redução de esforços para valores mais próximos da realidade.

O trabalho *Safety Formats for the Assessment of Concrete Bridges* (Wisniewski, 2007) expõe e analisa os métodos mais utilizados nesse processo. É feita ainda uma abordagem a modelos regulamentares de sobrecargas rodoviárias. Apresentam-se os modelos de carga dos regulamentos RSA e EC1 e posteriormente é feita uma comparação e análise de resultados provenientes da aplicação de diferentes regulamentos.

Recentemente, têm sido focalizados esforços no sentido de modelar de forma mais precisa as acções devidas ao tráfego, com a finalidade de evitar reparações desnecessárias em pontes existentes. Este aspecto é particularmente importante em pontes com intensidade de tráfego reduzida (Caprani, O'Brien, & McLachlan, 2008).

Modelação de sobrecargas rodoviárias

O termo modelação, no âmbito das sobrecargas rodoviárias, refere-se à criação de um modelo de carga aplicável a uma estrutura ou elemento estrutural que reproduza os efeitos reais causados por acções de natureza rodoviária em pontes.

Os efeitos provocados pelo tráfego rodoviário em pontes dependem de uma quantidade considerável de factores, sendo os mais importantes abordados neste trabalho. Pela quantidade e natureza destes factores, a tarefa da modelação de sobrecargas rodoviárias é um processo complexo (Wisniewski, 2007). Os modelos de carga devem abranger uma vasta

gama de características como comprimento de vão ou os materiais constituintes da ponte (Wisniewski, 2007) assim como as diferentes situações e intensidades de tráfego que ocorrerão ao longo do seu período de vida útil (Calgaro, Tschumi, & Gulvanessian, 2010).

O objectivo primordial dos modelos de cargas rodoviárias passa pela “(...) obtenção directa através da sua aplicação na estrutura, de envolventes dos efeitos que reproduzam com razoável aproximação, os valores de certos quantis das distribuições dos máximo ou mínimos efeitos inerentes às respostas estruturais sob a acção de tráfego, durante o período de tempo a que se reporta o estado limite em consideração” (Mascarenhas, 1978).

Um modelo, na sua generalidade, é constituído por um ou dois tipos de carga, nomeadamente cargas concentradas e/ou distribuídas. O número de cargas concentradas, a intensidade de cada tipo de carga assim como a disposição das mesmas nas estruturas e elementos estruturais são bastante variáveis consoante o regulamento que os prescreve. Todavia, é importante que os modelos sejam claros e inequívocos proporcionando uma fácil aplicação por parte dos projectistas.

Os modelos analisados neste trabalho foram desenvolvidos para o projecto de pontes novas. Um número significativo de países não possui regulamentação específica para avaliação de segurança em pontes existentes. Contudo, países como os EUA, Canadá, Reino Unido e Dinamarca prevêm regulamentos específicos para esse efeito. Importa apenas acrescentar que em certos níveis de avaliação de segurança em pontes existentes são utilizados os modelos de carga tal como definidos nos regulamentos para projecto de pontes novas (Cruz, Wisniewski, & Casas, 2008).

1.2 Objectivos do trabalho

É um facto que o tráfego rodoviário tem vindo a aumentar ao longo dos anos, tanto em volume como em pesos brutos, facto este que se tem reflectido nas sucessivas revisões dos regulamentos (Dawe, 2003). Importa pois analisar em que medida os Eurocódigos traduzem um agravamento dos efeitos das sobrecargas rodoviárias relativamente à regulamentação nacional ainda em vigor.

Constitui objectivo deste trabalho a comparação entre os modelos de carga presentes na norma europeia EN1991-2 (EC1 – Parte 2), relativa a sobrecargas rodoviárias em pontes, com modelos de carga presentes noutros regulamentos incluindo regulamentação nacional em vigor.

Serão alvo de estudo no presente trabalho os modelos de cargas verticais referentes a verificações de estados limites últimos de resistência, existindo modelos específicos para verificação de outros estados limites como fadiga. Para além da comparação dos modelos, pretende-se analisar e comparar os efeitos que estes produzem em vigas simplesmente apoiadas com vão variável entre 20 e 50 metros e faixas de rodagem com duas trê e quatro vias de tráfego. Os regulamentos em estudo são os seguintes:

- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA);
- Norma Europeia EN 1991-2 (Eurocódigo 1, parte 2);
- Norma Canadiana CAN/CSA-S6-00 (*Canadian Highway Bridge Design Code*);
- Norma Norte-Americana *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) LRFD Bridge Design Specifications*;
- Normas Brasileiras NBR 7187 e NBR 7188.

Constitui ainda objectivo deste trabalho comparar valores de cálculo de esforços actuantes no tabuleiro de uma ponte. Para tal, efectua-se o dimensionamento do tabuleiro de uma ponte segundo o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) e segundo as normas europeias EN 1991 (EC1) e EN 1992 (EC2). O dimensionamento é feito obtendo os esforços actuantes de cálculo que verificam a segurança ao estado limite de utilização de descompressão e estados limites últimos de flexão e esforço transversal.

1.3 Estrutura do trabalho

No Capítulo 2 enumeram-se e descrevem-se os principais factores que influenciam as sobrecargas rodoviárias. Faz-se referência a diversos estudos recentes que visam aprofundar o conhecimento de tais factores. Expõe-se ainda a abordagem que os diversos regulamentos em estudo fazem aos factores previamente descritos.

No Capítulo 3 são descritos pormenorizadamente os modelos de carga previstos em cada regulamento em estudo (regulamentos Português, Europeu, Canadano, norte-Americano e Brasileiro). A descrição inclui aspectos como a geometria, composição e intensidade das cargas que os compõem. Explica-se ainda como é feita a aplicação de cada modelo na estrutura ou elemento estrutural onde actua.

O Capítulo 4 é dedicado aos efeitos produzidos pelos modelos previstos em cada regulamento. Tais efeitos resultam da aplicação de cada modelo a vigas simplesmente apoiadas com comprimento variável entre 20 e 50 metros variando ainda a largura da faixa de rodagem entre duas e quatro vias de tráfego. Exploram-se aspectos como a influência que o tipo de submodelo, número de vias de tráfego e comprimento do vão têm nos esforços obtidos.

O Capítulo 5 diz respeito ao dimensionamento de uma ponte (passagem superior), constituída por uma viga simplesmente apoiada, segundo a regulamentação nacional actualmente em vigor – RSA e REBAP – e segundo as normas Europeias – EC1 e EC2. O dimensionamento é feito obtendo os esforços actuantes de cálculo que verificam a segurança ao estado limite de utilização de descompressão e estados limites últimos de flexão e esforço transversal.

O Capítulo 6 é reservado à conclusão do trabalho comentando aspectos relativos aos modelos de carga, efeitos por estes produzidos e ainda os esforços obtidos no dimensionamento de uma ponte segundo a regulamentação nacional e normas Europeias. São ainda deixadas propostas para desenvolvimentos futuros.

2 Principais factores de influência dos efeitos das sobrecargas rodoviárias

2.1 Considerações iniciais

Os factores que mais influência têm na avaliação dos efeitos das sobrecargas rodoviárias que actuam numa ponte são os seguintes (Jacinto, 2011):

- Peso bruto dos veículos;
- Distância entre eixos e peso por eixo;
- Intensidade (ou volume) de tráfego;
- Composição de tráfego;
- Situação do tráfego (fluído, lento ou congestionado);
- Velocidade de circulação;
- Possibilidade de crescimento futuro;
- Número de vias;
- Vão da ponte;
- Efeito de amplificação dinâmica;
- Múltipla presença de veículos.

Os modelos de sobrecargas rodoviárias presentes nos regulamentos, apesar de não representarem veículos reais (facto referido na maioria dos regulamentos), visam a obtenção dos efeitos causados pelo tráfego rodoviário existente numa situação real. O efeito do tráfego rodoviário circulando numa ponte é resultado da actuação conjunta de inúmeros factores tornando a sua análise um problema complexo. Podem separar-se nesta análise os factores relativos aos veículos em circulação, dos factores relativos aos fenómenos de tráfego e dos factores relativos à estrutura que suporta ou suportará as cargas (tabuleiro da ponte) conforme proposto na tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Principais factores de influência dos efeitos das sobrecargas rodoviárias em pontes.

Veículos	Tráfego	Estrutura
Peso bruto Número, espaçamento e pesos de eixos	Intensidade Composição Situação (fluído, congestionado) Velocidade de circulação Possibilidade de crescimento futuro	Número de vias Vão da ponte
Efeito de amplificação dinâmica Múltipla presença de veículos		

2.2 Peso bruto de veículos

Entre os vários factores enumerados, o peso bruto dos veículos em circulação é sem dúvida um dos mais importantes. O aumento do peso bruto dos veículos em circulação foi a causa que levou ao início do estudo das sobrecargas rodoviárias em pontes. O peso bruto dos veículos é uma referência importante no estudo das sobrecargas rodoviárias pelo facto de representar a carga actuante de cada elemento constituinte do tráfego.

Num futuro próximo, prevê-se um aumento do tráfego rodoviário na Europa aliado ao aumento das dimensões e peso de veículos de transporte rodoviário de mercadorias (até 8 eixos e 60 toneladas) como forma de as empresas transportadoras economizarem custos. Este possível e provável aumento levanta preocupações ao nível da infra-estrutura das pontes existentes. No estudo *Implications of Future Heavier Trucks for Europe's Bridges* (Caprani, Enright, & O'Brien, 2008) os autores afirmam que os efeitos resultantes deste aumento não serão significativos.

Em pontes com um comprimento de vão curto a médio e com pelo menos duas vias de tráfego em cada sentido, o caso de carga condicionante é o seguinte: presença de um camião com carga excepcional (extrema) numa via e de outro camião com valor frequente de carga noutra via, actuando em simultâneo ((Grave 2001, Nowak1993, Caprani 2006) citados em (Caprani, Enright, & O'Brien, 2008)).

Afirma-se ainda no mesmo estudo que o aumento do peso bruto e número de eixos do camião com valor frequente de carga não aumentará significativamente os efeitos da carga sobre a ponte. O aumento do número de eixos aliado à não variação do peso bruto por eixo,

atenuará mesmo esforços como o momento flector actuante. Lembra-se contudo que apesar de ser o condicionante, este caso de carga constitui apenas uma contribuição para o valor característico das cargas por representar apenas um caso crítico de carregamento entre vários possíveis.

Uma forma de controlar parte das características do tráfego rodoviário passa por limitar superiormente o peso bruto dos veículos em circulação. No ponto seguinte será abordada a regulamentação nacional que incide neste aspecto.

2.2.1 Limites legais de peso bruto dos veículos em Portugal

Os pesos e dimensões máximos permitidos a veículos rodoviários em circulação em Portugal, estão definidos no Decreto-Lei nº99/2005 que aprova o “Regulamento que fixa os pesos e as dimensões máximos autorizados para os veículos em circulação”. Este Decreto-Lei transpõe para ordem jurídica interna a directiva nº2002/7/CE, do Parlamento Europeu e do Conselho, de 18 de Fevereiro. A directiva comunitária surge com a finalidade de harmonizar as dimensões e pesos de veículos entre os Estados-Membros da União Europeia de forma a equilibrar as condições de concorrência e eliminar o maior número possível de obstáculos à circulação e mobilidade entre os mesmos. A limitação máxima dos pesos brutos encontra-se ordenada por tipo de veículo e pelo respectivo número de eixos conforme a tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Peso bruto máximo dos veículos em circulação em Portugal (Decreto-Lei nº99/2005).

Tipo de veículo	Nº de eixos	Peso bruto máximo (t)
Veículo simples	2	19
	3	26
	4 ou mais	32
Conjunto veículo tractor-semi-reboque	3	29
	4	38
	5 ou mais	40
	5 ou mais eixos transportando dois contentores ISO de 20', ou um contentor ISO de 40'	44
Conjunto veículo a motor-reboque	3	29
	4	37
	5 ou mais	40
	5 ou mais eixos transportando dois contentores ISO de 20'	44
Reboque	1	10
	2	18
	3 ou mais	24

A limitação legal de pesos e dimensão dos veículos em circulação não serve nem deve servir de base à criação e quantificação de modelos de carga por não ser possível garantir que os limites máximos serão respeitados pela totalidade dos veículos. É prática corrente em Portugal e na Europa (comprovado através de medições de tráfego real) as empresas transportadoras sobrecarregarem os camiões de mercadorias ultrapassando os limites legais reduzindo assim o custo do transporte (Wisniewski, 2007). Outra razão pela qual os limites regulamentares não deverão servir de base para os modelos de sobrecargas rodoviárias é o facto de não abrangerem os veículos especiais que carecem de autorização específica para circular. A limitação legal de pesos brutos deve ser tomada como referência e não como base no estudo das sobrecargas rodoviárias sendo a abordagem mais correcta do assunto a recolha de dados relativos a tráfego real.

2.2.2 Medição de tráfego real

A precisão na previsão dos efeitos máximos das sobrecargas rodoviárias nas estruturas é um factor de extrema importância no projecto de uma ponte nova ou na avaliação de pontes existentes. A utilização de modelos de carga generalizados (concebidos para abranger uma grande variedade de estruturas e cenários de tráfego) em projecto de pontes novas, não é tão penalizador quando comparado com a utilização dos mesmos modelos na avaliação de pontes existentes (O'Connor & O'Brien, 2005).

Dessa forma, a obtenção de dados relativos a tráfego real de uma ponte permite uma avaliação menos conservativa e mais realista possibilitando uma redução do custo de reparações ou reabilitações ou até o evitar das mesmas caso se revelem desnecessárias.

É possível, nos dias de hoje, efectuar medições a veículos em circulação nas pontes sem limitação de velocidade dos mesmos para o propósito da medição. Trata-se de um avanço notável no estudo das sobrecargas rodoviárias se tivermos em conta que no passado, os mesmos dados eram obtidos através de inquéritos limitados ou previsões subjectivas ((Nowak 1993; Nowak 1994) citado em (O'Connor & O'Brien, 2005)).

O sistema mais amplamente utilizado neste tipo de medições tem o nome de *Weigh-in-motion* (WIM) cuja função principal, como o nome indica, consiste em pesar veículos em circulação. A pesagem dos veículos pode ser feita através de três formas distintas (O'Connor & O'Brien, 2005):

- Sensores de tecnologia piezocerâmica introduzidos num sulco feito no pavimento;
- Chapas de aço ligadas a uma armação e introduzidas no pavimento;
- Extensómetros colocados na parte inferior do tabuleiro.

O sistema começou por ser desenvolvido nos Estados Unidos na década de 70 do século passado por Fred Moses e expandiu-se na Europa na década de 90 através de investigações promovidas pela Comissão Europeia (O'Brien, Znidaric, & Ojio, 2008).

A tecnologia WIM, também chamada B-WIM quando aplicada em pontes, possui um leque de aplicações bastante útil destacando-se a recolha e tratamento estatístico de dados com a finalidade de prever efeitos característicos devidos a tráfego rodoviário. Existem contudo outras aplicações possíveis para o sistema WIM como avaliação do pavimento, estudos económicos, controlo dos limites regulamentares de pesos de veículos e ainda

obtenção do factor de amplificação dinâmica, este último abordado no ponto 2.11 (O'Brien, Znidaric, & Ojio, 2008).

Sistemas de medição como o sistema Esloveno SiWIM, são instalados na parte inferior do tabuleiro e consistem em dois detectores de eixos e de extensómetros ao longo da largura da faixa de rodagem.

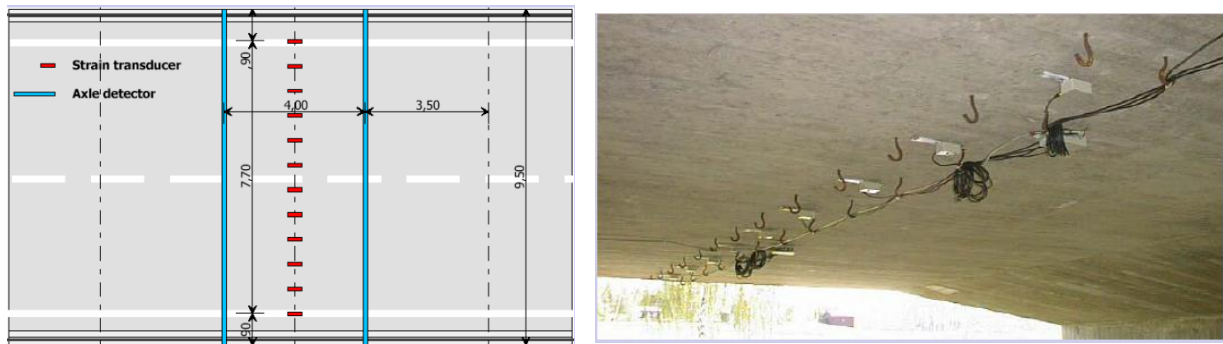


Figura 2.1 – Sistema de medição SiWIM (Sjogren & Dolcemascolo, 2008).

Os detectores de eixos permitem, como o nome indica, ler o número de eixos que cada veículo possui ao passo que os extensómetros medem a deformação do tabuleiro em cada passagem. Estas leituras possibilitam por exemplo a criação de linhas de influência para cada tipo de veículo (Sjogren & Dolcemascolo, 2008).

A medição do tráfego em pontes através do sistema WIM tem vindo a evoluir bastante desde o seu aparecimento especialmente no que toca aos sensores utilizados, teoria inerente, técnicas, precisão dos dados e aplicações possíveis prevendo-se a continuação do uso desta tecnologia num futuro próximo (O'Brien, Znidaric, & Ojio, 2008).

2.2.3 Abordagem regulamentar

Neste ponto expor-se-á a forma como os diferentes regulamentos em estudo consideram o peso bruto dos veículos, nomeadamente através de conjuntos de cargas concentradas representando eixos de veículos pesados e sobrecargas distribuídas representando geralmente conjuntos de veículos ligeiros. Lembre-se que os modelos presentes nos regulamentos pretendem produzir os efeitos do tráfego e não representar veículos reais. A tabela 2.3 esquematiza a informação relativa a carga total de veículos tipo e sobrecarga distribuída de cada um dos regulamentos estudados.

Tabela 2.3 – Valores de carga total de veículos tipo e sobrecargas distribuídas previstos nos vários regulamentos estudados.

Regulamento	Carga total do veículo tipo incluindo amplificação dinâmica (kN)	Sobrecarga uniformemente distribuída (kN/m²)
Regulamento Português RSA	600	4
Norma Europeia EN 1991-2 (EC1-Parte 2)	200, 400 ou 600 ¹	2.5 ou 9 ²
Norma Canadiana CAN/CSA-S6-00	781.40 ³	3
Norma norte-Americana AASHTO LRFD <i>Bridge Design Specifications</i>	373.75	3.1
Normas Brasileiras NBR 7187 e NBR 7188	519.75 ⁴	5

Observando os valores relativos a cargas totais dos veículos tipo, é possível constatar que os valores se encontram num intervalo de 400 kN. O veículo tipo presente na norma Canadiana apresenta uma carga total de 781.40 kN, superior aos 600 kN relativos ao veículo tipo do RSA e da norma Europeia e bastante superior aos 373.75 kN do veículo tipo da norma norte-Americana.

Quanto às sobrecargas distribuídas, o valor mais elevado é de 9 kN/m², referente à norma Europeia. Note-se contudo que este valor é aplicável no máximo a uma via dedicada sendo que o valor da carga a aplicar nas restantes vias diminui para menos de um terço deste valor. Desta forma e para as larguras de faixa de rodagem estudadas, o valor mais penalizador é de 5 kN/m² referente às normas Brasileiras. Este valor é aplicável à totalidade da faixa de rodagem descontando-se apenas a área ocupada pelo veículo tipo previsto na norma.

¹ Consoante aplicados na via dedicada 3, 2 ou 1 respectivamente.

² A sobrecarga uniformemente distribuída toma o valor 9 kN/m² quando aplicada na via dedicada 1 e 2.5 kN/m² nas restantes vias dedicadas assim como na faixa remanescente.

³ Utilizando os 5 eixos do veículo tipo.

⁴ Considerando um coeficiente de amplificação dinâmica para um comprimento de vão de 35 metros.

2.3 Número, espaçamento e peso de eixos

O número de eixos, a distância entre os mesmos e o peso bruto de cada eixo constituem factores que influenciam fortemente os esforços no tabuleiro de uma ponte. Pense-se no exemplo de dois veículos com o mesmo peso bruto e com diferente número de eixos: Pode afirmar-se que provocará maiores esforços (esforço transverso e momento flector) no tabuleiro, aquele que distribuir o seu peso pelo menor número de eixos. Atente-se à figura seguinte.

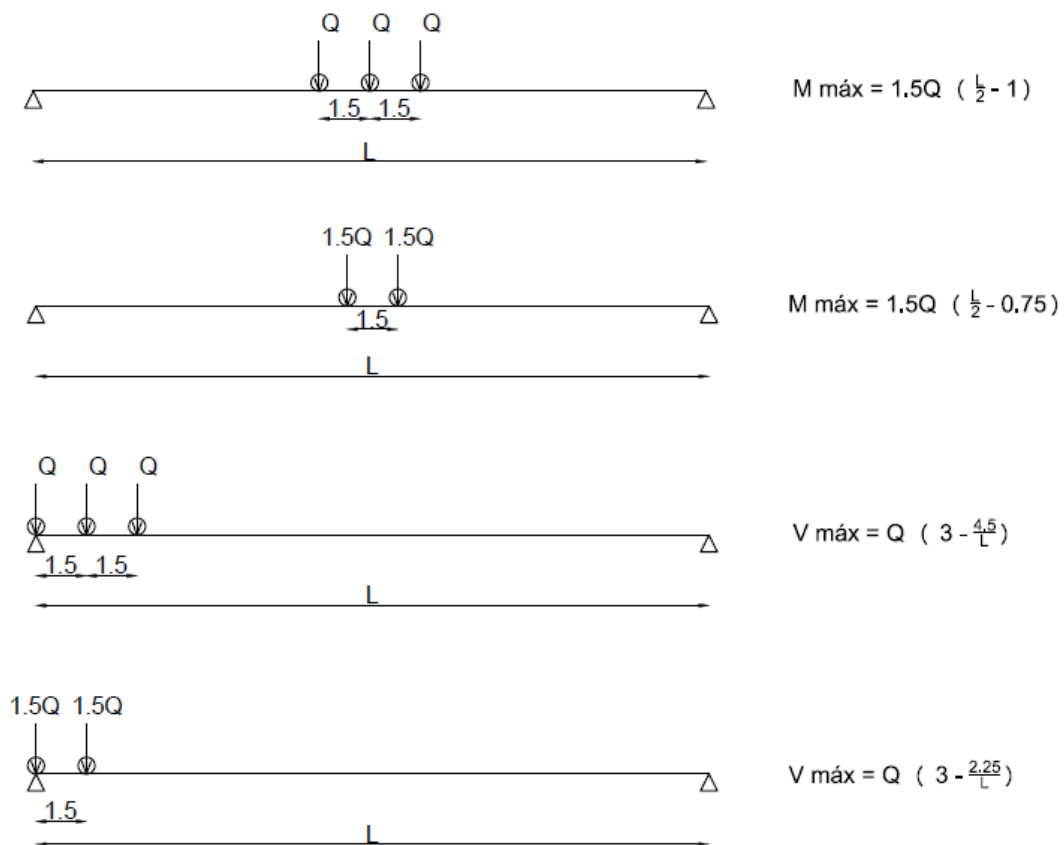


Figura 2.2 – Influência da distribuição de pesos por eixo nos esforços de uma viga simplesmente apoiada.

É possível perceber através das expressões que o aumento dos esforços devido à redução do número de eixos atenua à medida que o comprimento do vão aumenta. Dito de outra forma, a redução do número de eixos é tanto mais penalizadora quanto menor for o comprimento do vão.

No que toca a espaçamento entre eixos pense-se agora noutra exemplo em que dois veículos distribuem igual peso bruto pelo mesmo número de eixos, sendo que o espaçamento entre os mesmos difere nos dois veículos como ilustra a figura seguinte.

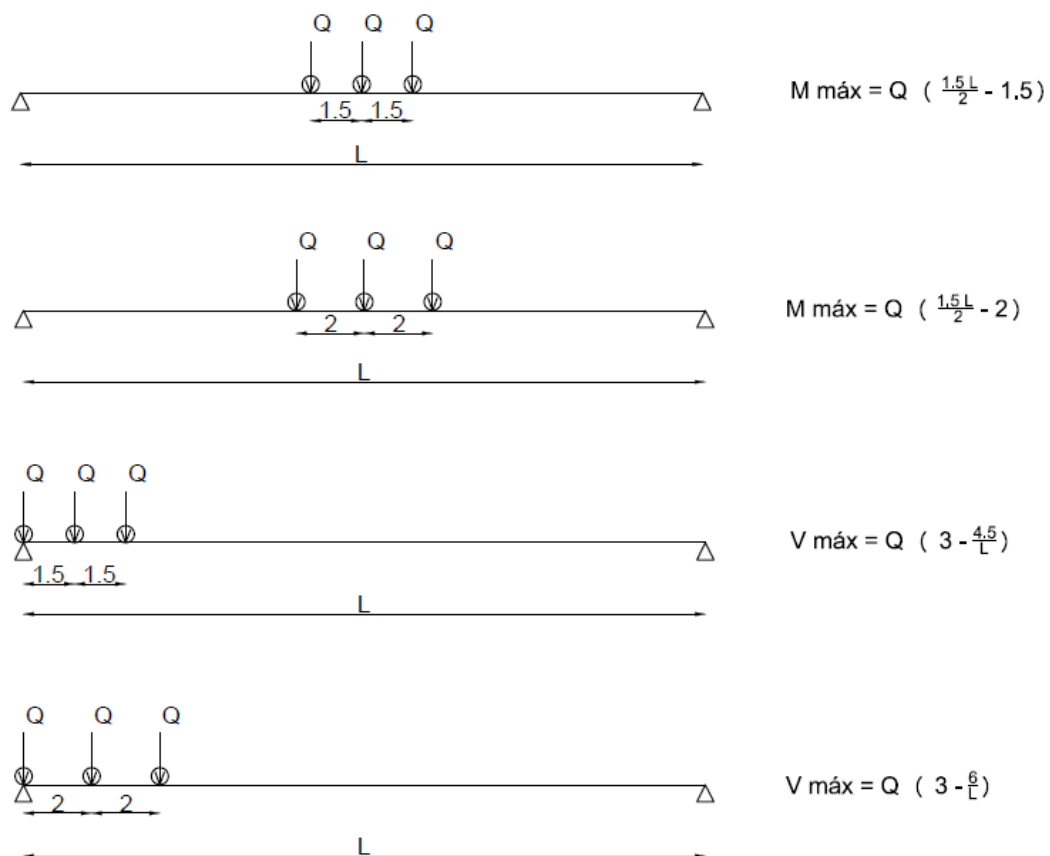


Figura 2.3 – Influência do aumento do espaçamento entre eixos nos esforços de uma viga simplesmente apoiada.

Com o aumento da distância entre os eixos do veículo verifica-se uma redução dos esforços. Mais uma vez, este aumento atenua à medida que o comprimento do vão aumenta. Dito de outra forma, a redução do espaçamento entre eixos é tanto mais penalizadora quanto menor for o comprimento do vão.

O peso de cada eixo isoladamente é o parâmetro que mais influência tem no valor dos esforços. Pensando na estrutura e carregamento da figura anterior e mantendo o espaçamento entre eixos e comprimento de vão constantes, o aumento do peso por eixo aumenta o valor dos esforços proporcionalmente.

O Decreto-Lei nº99/2005 já referido neste trabalho, para além de impor um limite máximo ao peso bruto dos veículos em circulação nas estradas Portuguesas (artigo 8.º), limita ainda superiormente o peso bruto de cada eixo dos veículos (artigo 9.º) (ver tabela 2.4).

Tabela 2.4 – Peso bruto máximo por eixo do veículo (Decreto-Lei nº99/2005)

Tipo de eixo		Peso bruto máximo (t)
Eixo simples	Frente (automóveis)	7.5
	Não motor	10
	Motor	12
Eixo duplo motor e não motor (Tandem) em função da distância entre eixos d	$d < 1$ m	12
	$1 \leq d < 1.3$ m	17
	$1.3 \leq d < 1.8$ m	19
	$d \geq 1.8$ m	20
Eixo triplo motor e não motor (Tridem) em função da distância entre os dois eixos extremos D	$D < 2.6$ m	21
	$D \geq 2.6$ m	24

Pode constatar-se que para veículos do tipo tandem e tridem o peso máximo permitido por eixo aumenta com o aumento do espaçamento entre eixos. As limitações regulamentares vão assim de encontro à ideia transmitida que quanto maior o espaçamento entre eixos de um veículo menor será o valor dos esforços por este causados. Pode constatar-se ainda que o peso bruto máximo por eixo aumenta à medida que aumenta o número de eixos por veículo.

2.3.1 Abordagem regulamentar

A forma como os vários regulamentos estudados neste trabalho abordam o número de eixos, o seu espaçamento e ainda a carga atribuída a cada eixo dos veículos tipo neles contemplados é bastante heterogénea. De qualquer forma é importante lembrar que a função dos modelos presentes nos regulamentos passa por produzir os efeitos do tráfego e não representar veículos reais. A tabela 2.5 esquematiza a informação relativa a número de eixos, espaçamento e cargas por eixo presentes nos veículos tipo de cada um dos regulamentos em estudo.

Tabela 2.5 – Número, espaçamento e carga de eixos previstos nos vários regulamentos estudados.

Regulamento	Número de eixos	Espaçamento entre eixos (m)	Carga por eixo incluindo amplificação dinâmica (kN)
Regulamento Português RSA	3	1.5	200
Norma Europeia EN 1991-2 (EC1-Parte 2)	2	1.2	300 ¹
Norma Canadiana CAN/CSA-S6-00	5	1 e 2 - 3.6 2 e 3 - 1.2 3 e 4 - 6.6 4 e 5 - 6.6	1 – 62.5 ² 2 e 3 – 156.3 ² 4 – 218.8 ² 5 – 187.5 ²
Norma norte-Americana AASHTO LRFD <i>Bridge Design Specifications</i>	3 ou 2(Tandem)	1 e 2 – 4.3 2 e 3 – Entre 4.3 e 9 Tandem – 1.2	1 – 40.25 2 e 3 – 166.75 Tandem – 126.5
Normas Brasileiras NBR 7187 e NBR 7188	3	1.5	173.25 ³

Em termos do número de eixos, o regulamento Canadiano destaca-se com um veículo tipo possuindo cinco eixos ao passo que a maioria dos restantes se fica pelos três à exceção da Norma Europeia EN 1991-2.

Os valores do espaçamento entre eixos dos regulamentos Canadiano e norte-Americano merecem destaque pela discrepância considerável em relação aos restantes regulamentos. O regulamento Canadiano apresenta um espaçamento máximo entre eixos de 6.6 metros e no norte-Americano pode mesmo chegar aos 9 metros, ao passo que nos restantes regulamentos não excede 1.5 metros.

Analisando a intensidade das cargas de cada eixo é a norma Europeia que atinge o valor máximo de 300 kN seguida pela norma Canadiana e RSA com 218.8 e 200 kN respectivamente. A intensidade das cargas por eixo é dos parâmetros que mais influencia os esforços na estrutura de uma ponte mas a análise aos efeitos provocados pelos modelos de cada um dos regulamentos ficará para o capítulo 5.

¹ Para veículo tipo aplicado na via dedicada 1.

² Considerando um coeficiente de amplificação dinâmica para o uso de 5 eixos no cálculo.

³ Considerando um coeficiente de amplificação dinâmica para um vão de 35 metros.

2.4 Intensidade de tráfego

Intensidade, ou volume, de tráfego define-se como o número de veículos que atravessa uma ponte num determinado intervalo de tempo (hora, dia, ano, etc.).

Ao longo dos anos, as maiores diferenças verificadas no tráfego rodoviário foram o aumento do número de veículos em circulação e não o aumento do peso bruto de veículos ou dos seus eixos (Dawe, 2003).

As estatísticas mostram que o tráfego rodoviário de mercadorias na União Europeia aumentou 49.6% entre 1995 e 2007 medido em toneladas/quilómetro (European Commission Directorate-General for Energy and Transport, 2009). O mesmo relatório revela ainda que a fatia da divisão modal, relativa ao transporte rodoviário de mercadorias aumentou de 42.1 para 45.6% em igual período.

O aumento da intensidade do tráfego rodoviário provoca um aumento na probabilidade de, durante um período de referência, atravessar uma ponte um veículo de peso extraordinário, motivo que atribui importância a este factor.

A intensidade de tráfego pode ser quantificada através de sistemas WIM contabilizando o número de veículos que por ele passou durante o período de medição e tratando os dados de forma a serem ajustados a um período de referência. A caracterização do tráfego rodoviário em circulação numa ponte torna-se mais completa averiguando também a sua composição.

2.5 Composição de tráfego

A composição de tráfego diz respeito aos diferentes tipos de veículos em circulação numa estrada. É de esperar, por exemplo, que em zonas ou regiões industriais exista elevada percentagem de veículos pesados em circulação. O mesmo se passará em itinerários cuja localização seja favorável ao tráfego internacional. A maior incidência de veículos pesados torna maior a probabilidade de actuarem na ponte esforços extremos.

No estudo *Implications of Future Heavier Trucks for Europe's Bridges* (Caprani, Enright, & O'Brien, 2008), efectuaram-se medições de tráfego numa auto-estrada situada na Holanda. Através do tratamento estatístico dos dados calculou-se o valor característico (10% de probabilidade de excedência em 100 anos) dos efeitos das cargas, nomeadamente do momento flector a meio vão de uma viga simplesmente apoiada. Separaram-se os efeitos considerando como evento de carga a passagem de um único veículo de um dos três tipos seguintes:

- Camião com reboque baixo (*Low Loader*) caracterizado por um grande espaçamento entre eixos;
- Camião grua caracterizado por espaçamentos curtos entre eixos;
- Outros camiões com espaçamento médio entre eixos.



Figura 2.4 – *Low loader* (www.tewardbros.co.uk).



Figura 2.5 – Camião grua (www.crane-hire.me.uk).

Os resultados revelaram que para a situação descrita são os caminhões-grua que constituem o carregamento condicionante para o valor característico do momento flector a meio vão de uma viga simplesmente apoiada. A contribuição dos outros dois tipos de caminhões para a probabilidade de excedência é considerada mínima (Caprani, Enright, & O'Brien, 2008).

Este tipo de estudos confirma a importância da composição do tráfego rodoviário nos efeitos que o mesmo terá na estrutura de uma ponte. É fácil perceber que uma ponte nas mesmas condições em que a do estudo mas situada numa zona ou região onde não exista tráfego deste tipo de caminhões estará forçosamente sujeita a esforços bastante inferiores e terá assim um menor custo de manutenção em igual período de tempo. É importante referir porém que a situação considerada no estudo foi a passagem de um veículo isolado e é apenas um cenário possível entre muitos. De um modo geral, é possível reafirmar a ideia que pontes situadas em zonas industriais ou em itinerários de tráfego internacional, com maior percentagem de veículos pesados, estão sujeitas a esforços superiores do que pontes em que a percentagem de veículos pesados que nelas circula seja inferior.

2.6 Situação do tráfego

A situação de tráfego diz respeito à fluidez de circulação dos veículos numa ponte e pode ser dividida em três casos gerais:

- Fluído;
- Lento;
- Congestionado.

No cenário de tráfego congestionado existem filas de veículos com uma distância curta entre si e constituem a situação condicionante para pontes de médio a grande vão (O'Brien & Caprani, 2005). A situação de tráfego fluído caracteriza-se pela circulação de veículos com distâncias razoáveis entre si e constitui a situação condicionante para pontes de pequeno a médio vão (20 a 50 metros) incluindo efeitos de amplificação dinâmica (Caprani, O'Brien, & McLachlan, 2008). Mais especificamente, em pontes de pequeno e médio vão, as situações de tráfego condicionantes são a passagem de um único veículo pesado ou dois lado a lado em vias adjacentes, incluindo o efeito de amplificação dinâmica (González, et al., 2010). Por último a situação de tráfego lento é um cenário intermédio entre os dois anteriores.

Todas as pontes estão ou podem estar sujeitas a todos os três casos mencionados. É de esperar, por exemplo, que nas pontes situadas em meio urbano ou nos seus subúrbios ocorram frequentemente cenários de tráfego lento ou congestionado nomeadamente nas horas de ponta.

A classificação das situações de tráfego depende essencialmente da distância entre os veículos em circulação assim como a velocidade a que circulam. Existem duas formas gerais de quantificar a distância entre veículos:

- *Headway* - Tempo ou distância entre o eixo da frente do veículo que circula na dianteira e o eixo da frente do veículo que o sucede ((Thamizh-Arasan & Koshy, 2003) citado em (O'Brien & Caprani, 2005));
- *Gap* – Tempo ou distância entre o eixo de trás do veículo que circula na dianteira e o eixo da frente do veículo que o sucede (O'Brien & Caprani, 2005).

A distância entre veículos em circulação é um parâmetro chave na modelação de sobrecargas rodoviárias influenciando significativamente os valores máximos diários dos efeitos das cargas assim como os valores característicos dos mesmos (O'Brien & Caprani, 2005).

A situação de tráfego existente numa ponte controla em grande parte o valor médio da distância entre veículos que nela circulam conferindo-lhe assim importância no estudo das sobrecargas rodoviárias. Sendo um parâmetro dificilmente controlável, ao contrário por exemplo do peso bruto de veículos, é importante conseguir prever com razoável certeza (através de medições e estudos estatísticos) os efeitos máximos esperados numa ponte causados pelas diferentes situações de tráfego possíveis.

2.7 Velocidade de circulação

A velocidade de circulação é um parâmetro que se autodefine e está relacionado com a temática do ponto anterior. Dependente deste parâmetro está a probabilidade de ocorrência dos chamados *meeting events* – eventos de carga caracterizados pela presença simultânea de veículos que circulam lado a lado em vias adjacentes. Estes eventos, conhecidos também como múltipla presença transversal, serão abordados num ponto próprio mais adiante no trabalho. A velocidade de circulação relaciona-se ainda com o efeito de amplificação dinâmica (relação explicada no ponto 2.11).

2.8 Possibilidade de crescimento futuro

É um facto que o tráfego rodoviário aumentou nos últimos anos, quer ao nível do seu volume, quer ao nível dos pesos brutos dos veículos em circulação, visível nos aumentos sucessivos de sobrecargas regulamentares (Dawe, 2003). A existência de limites legais aos pesos brutos e dimensões de veículos pode ser considerada como uma restrição ao aumento do tráfego rodoviário a curto prazo. Deve prever-se contudo que o tráfego rodoviário seguirá a sua tendência de crescimento e é também por esta razão que os modelos de sobrecarga presentes nos regulamentos para pontes novas tendem a ser conservativos.

As alterações (aumentos) aos regulamentos limitadores de pesos e dimensões dos veículos em circulação, não devem ser feitas sem considerar os efeitos que tal aumento terá nas pontes existentes (Dawe, 2003). Exemplo desta recomendação é o trabalho já mencionado *Implications of Future Heavier Trucks for Europe's Bridges* (Caprani, Enright, & O'Brien, 2008). Pela inexecutabilidade de avaliar as consequências de tais aumentos em todas as pontes existentes num país, há no mínimo que garantir que estes não põem em causa o grau de conservadorismo inerente aos regulamentos utilizados nos projectos.

2.9 Número de vias

O número de vias existente na plataforma de rodagem do tabuleiro de uma ponte depende da classificação da estrada (auto-estrada, estrada regional, estrada nacional, etc.) assim como do volume de tráfego que se previu circular na ponte.

Este parâmetro merece especial atenção porque também dele depende a análise da múltipla presença transversal de veículos no tabuleiro, importante na determinação dos esforços máximos a que a estrutura estará sujeita. À medida que o número de vias aumenta, os esforços médios por via tendem a diminuir visto que a probabilidade de todas as vias estarem carregadas com veículos de peso máximo diminui. Tal consideração é tida em conta na maioria dos regulamentos estudados de forma implícita ou explícita.

Intrinsecamente ligado e igualmente importante ao número de vias é o sentido das mesmas. Dois camiões idênticos circulando lado a lado em vias adjacentes de mesmo sentido provocam maiores esforços na estrutura de uma ponte do que se circulassem em sentidos contrários. Numa análise longitudinal do tabuleiro, os camiões que circulam no mesmo sentido encontram-se lado a lado durante mais tempo, podendo considerar-se uma duplicação

da carga actuante. Na situação em que os camiões se cruzam em sentidos opostos já não é plausível considerar uma duplicação de cargas já que o tempo em que se encontram lado a lado é de apenas uma fracção de segundo. A maioria dos regulamentos de sobrecargas rodoviárias especifica em que casos se deverá considerar a actuação de um ou vários veículos tipo. Será dado maior ênfase a este tipo de questões no ponto relativo à múltipla presença.

2.10 Vão da ponte

Pode afirmar-se que sem surpresa, o comprimento de vão de uma ponte influencia o valor dos esforços devidos ao tráfego rodoviário a que a mesma estará sujeita. A aplicação dos modelos de carga presentes nos regulamentos permite verificar que com o aumento do comprimento de vão, aumentam o momento flector a meio vão e o esforço transversal nos apoios sendo o aumento do primeiro efeito mais expressivo que o do segundo. Olhando para as expressões das figuras 2.2 e 2.3 e mantendo constante o valor da carga, é fácil perceber este facto.

Há que relevar ainda outro aspecto relacionado com o comprimento de vão de uma ponte. À medida que este aumenta, aumenta também o número de veículos que a ponte comporta em cada via. Mas este aumento do número de veículos numa análise longitudinal faz diminuir a probabilidade de todos os veículos estarem com o peso máximo. Dito de outra forma, ao aumento do comprimento do vão de uma ponte faz-se acompanhar um decréscimo do valor da sobrecarga característica por unidade de comprimento de via. (BD21/01, 2001).

2.11 Efeito de amplificação dinâmica

As sobrecargas rodoviárias são cargas móveis (dinâmicas) e por esse facto introduzem acelerações nas estruturas ou elementos estruturais onde actuam agravando os valores dos esforços puramente estáticos. Com a passagem de um veículo, a ponte é forçada a passar de uma configuração deformada para outra num determinado intervalo de tempo e é esse fenómeno que introduz acelerações na estrutura (Calçada, 2001). Às forças puramente estáticas somam-se então forças de inércia e de amortecimento que provocam a vibração da ponte aquando da passagem de veículos. O gráfico da figura 2.6 mostra a resposta estática e dinâmica de uma ponte devida à passagem de um veículo.

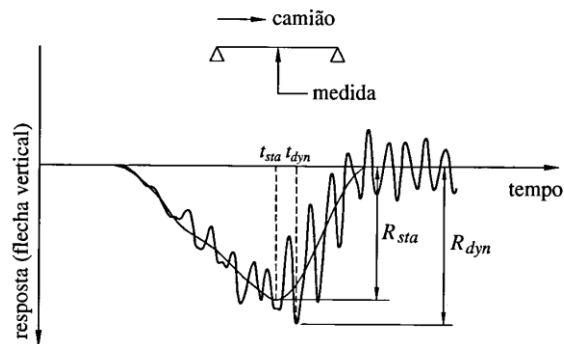


Figura 2.6 – Resposta estática e dinâmica de uma ponte relativas ao deslocamento vertical a meio vão e devidas à passagem de um veículo isolado (Calçada, 2001).

A resposta dinâmica da estrutura revela então acréscimos de esforços relativamente à resposta estática. Este acréscimo é representado em regulamentos de sobrecargas rodoviárias através de um coeficiente ou factor de amplificação dinâmica que não é mais do que o rácio entre a resposta dinâmica e a resposta estática de uma estrutura ou elemento estrutural.

O efeito de amplificação dinâmica depende dos seguintes parâmetros relacionados com a interacção entre veículos e a ponte (Calçada, 2001):

- Ponte
 - Rigidez;
 - Massa;
 - Amortecimento.
- Pavimento
 - Irregularidades distribuídas;
 - Irregularidades localizadas.
- Veículos
 - Composição do tráfego;
 - Peso Bruto, pesos por eixo e geometria;
 - Volume de tráfego;
 - Distância entre veículos;
 - Velocidade;
 - Suspensões;
 - Pneus.

Existem certos valores de velocidade – valores críticos – que correspondem a máximos locais do valor da amplificação dinâmica. Estes máximos são explicados pois a velocidade dos veículos equivale à primeira frequência natural da ponte (Caprani C. , et al., 2006). Numa gama de valores de velocidade praticáveis em auto-estrada existem quatro máximos locais que aumentam em intensidade com a velocidade (González, et al., 2010).

As irregularidades do pavimento, que podem ser distribuídas ou localizadas, são consideradas um dos parâmetros que mais influencia os efeitos de amplificação dinâmica. Como irregularidade localizada pode apontar-se o desnível que por vezes ocorre na transição entre aterro e ponte provocado por assentamentos diferenciais ou mesmo pela rotura da laje de transição. As irregularidades distribuídas dizem respeito a ondulação do pavimento, deformações do tabuleiro provocadas por efeitos diferidos no betão (retracção, fluência, variação de temperatura) ou assentamentos de pilares (Calçada, 2001).

Inseridos no projecto SAMARIS foram efectuados estudos no sentido de melhorar a avaliação de pontes existentes. Os estudos incluíram programas experimentais de medição de coeficientes de amplificação dinâmica em 2004 numa ponte que segundo os autores tinha elevada susceptibilidade a vibrações, sendo assim representativa das pontes mais desfavoráveis do ponto de vista do efeito de amplificação dinâmica. Recorrendo ao sistema B-WIM preparado para calcular coeficientes de amplificação dinâmica, foram efectuadas medições com o pavimento no estado original (bastante irregular) e após repavimentação permitindo avaliar também a influência do estado do pavimento.

Uma das conclusões do estudo revela que após a repavimentação se verificou um decréscimo do valor médio do coeficiente de amplificação dinâmica em 50%, o que reforça a ideia da importância deste parâmetro relativamente aos restantes. A figura 2.7 ilustra tal afirmação.

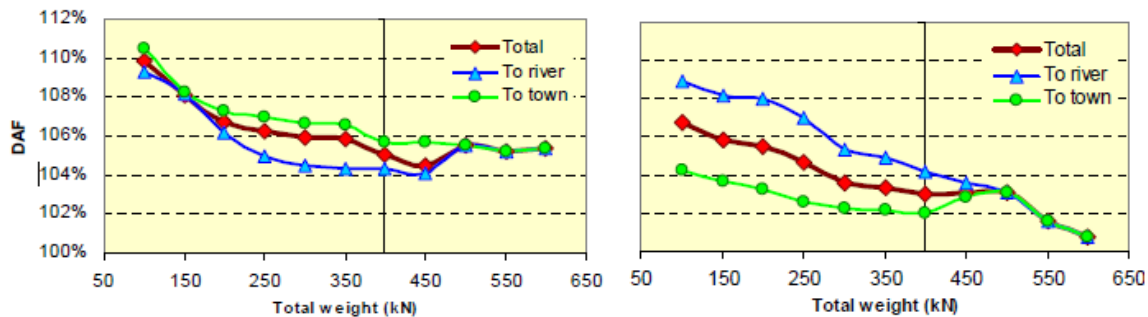


Figura 2.7 – Influência do estado do pavimento no valor do coeficiente de amplificação dinâmica antes (esquerda) e depois (direita) da repavimentação (Znidaric, 2006).

Outra conclusão apurada, representada na figura 2.8, foi a diminuição dos efeitos de amplificação dinâmica com o aumento do peso dos veículos em circulação na ponte.

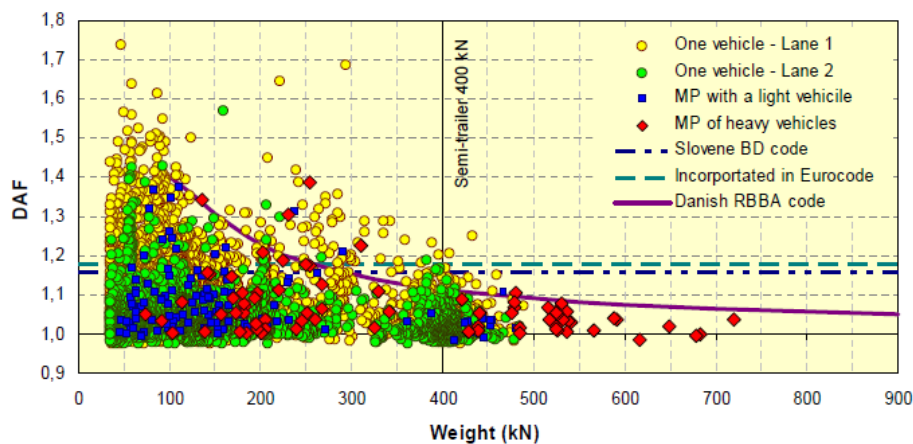


Figura 2.8 – Influência do peso dos veículos no valor do coeficiente de amplificação dinâmica (Znidaric, 2006).

Por último, afirma-se que não existe correlação óbvia entre a amplificação dinâmica e a velocidade de veículos quando em casos de carga constituídos por múltiplos veículos (Znidaric, 2006) (ver figura 2.9).

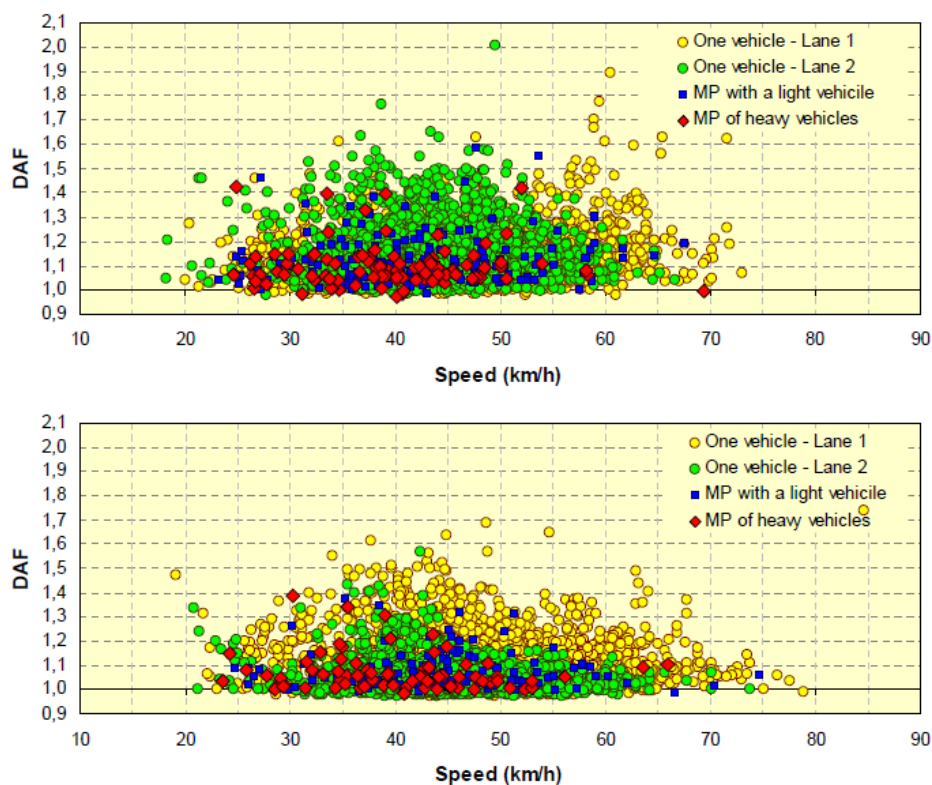


Figura 2.9 – Influência da velocidade de circulação dos veículos no valor do coeficiente de amplificação dinâmica antes da repavimentação (em cima) e depois (em baixo) (Znidaric, 2006).

É importante referir ainda que a dispersão observada nos gráficos, atribuída à aleatoriedade do tráfego, ilustra a dependência dos efeitos dinâmicos relativamente às características de tráfego.

2.11.1 Abordagem regulamentar

Os regulamentos de sobrecargas rodoviárias em pontes permitem simplificar o problema dinâmico das cargas. No caso de as acelerações provocadas à estrutura não serem significativas, é possível considerar um modelo estático das cargas rodoviárias e considerar os seus efeitos dinâmicos através da aplicação de um coeficiente ou factor de amplificação dinâmica (*Dynamic Amplification Factor* em Inglês). Esta consideração pode ser feita de forma implícita ou explícita. No primeiro caso, passa pela inclusão desses efeitos nos valores característicos das cargas. No segundo caso, a consideração é feita através da aplicação, aos valores característicos das cargas ou aos seus efeitos, do coeficiente de amplificação dinâmica. O modo como os regulamentos estudados neste trabalho abordam o coeficiente de amplificação dinâmica (quando de forma explícita) é explicado de seguida.

Norma Canadiana CAN/CSA-S6-00 (*Canadian Highway Bridge Design Code*)

Neste regulamento, o valor do coeficiente depende da quantidade de eixos do veículo tipo considerados no cálculo, qual a combinação de eixos utilizada, se o elemento estrutural é composto por madeira ou ainda se se está a analisar as juntas do tabuleiro conforme tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Coeficiente de amplificação dinâmica segundo o regulamento Canadano CAN/CSA-S6-00

Caso	Coeficiente de amplificação dinâmica
Juntas do tabuleiro	1.5
Utilização de um eixo do veículo tipo CL-W	1.4
Utilização de dois eixos do veículo tipo CL-W, ou utilização dos eixos 1,2 e 3	1.3
Utilização de três ou mais eixos do veículo tipo CL-W excepto a combinação 1,2 e 3	1.25
Componentes estruturais de madeira	0.7DAF

Norma Norte-Americana *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) LRFD Bridge Design Specifications*

A norma norte-Americana organiza o valor do coeficiente de amplificação dinâmica pelo estado limite que se está a analisar. Prevê ainda, tal como a norma Canadana, os casos em que o elemento estrutural é composto por madeira ou quando se efectua uma análise às juntas do tabuleiro conforme tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Coeficiente de amplificação dinâmica segundo o regulamento AASHTO (AASHTO, 2007).

Caso	Coeficiente de amplificação dinâmica
Juntas do tabuleiro	1.75
Estados limites últimos e de fadiga	1.15
Restantes estados limites	1.33
Componentes estruturais de madeira	Não aplicável

Normas Brasileiras NBR 7188 e 7189

As normas brasileiras especificam que valor do coeficiente de amplificação dinâmica depende de um só parâmetro – o comprimento de vão do elemento estrutural – conforme tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Coeficiente de amplificação dinâmica segundo as normas Brasileiras (NBR-7187, 2003)

Caso	Coeficiente de amplificação dinâmica (DAF)
Geral	$1.4 - 0.007L \geq 1$, L – Comprimento de vão do elemento estrutural

A abordagem aos efeitos de amplificação dinâmica por parte dos diversos regulamentos é feita de uma forma heterogénea, dependendo os valores dos coeficientes de parâmetros distintos. Os principais factores que influenciam o seu valor vão desde o número de eixos de um veículo tipo utilizado no cálculo, passando pelo tipo de estado limite a verificar até ao comprimento do vão do elemento estrutural a analisar.

No caso do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) assim como na norma Europeia EN 1991-2, os efeitos de amplificação dinâmica encontram-se implícitos nos valores característicos das cargas.

2.12 Múltipla presença

No contexto das sobrecargas rodoviárias, define-se como múltipla presença, a existência simultânea de mais do que um camião num evento de carga. Pode referir-se tanto à direcção longitudinal, na qual os veículos circulam numa mesma via, como transversal, na qual os veículos circulam lado a lado em vias paralelas.

A múltipla presença longitudinal foi indirectamente abordada neste trabalho quando se falou da fluidez de tráfego, sendo esse um dos factores mais influentes nesta matéria. Nos cenários de tráfego congestionado, existem filas de veículos a circular a baixa velocidade e com curtas distâncias entre si produzindo esforços mais gravosos em pontes de grande comprimento de vão. O cenário de tráfego fluído, no qual os veículos circulam a velocidade elevada e com distâncias apreciáveis entre si, constitui a situação condicionante em pontes com comprimentos de vão pequenos a médios. Neste tipo de cenários não é necessária a consideração de mais do que um veículo na mesma via (Vejdirektoratet, 2004).

A múltipla presença transversal surge quando é plausível considerar os efeitos provocados por mais do que um veículo. Partindo do princípio que os veículos estão em movimento, esta consideração apenas será lógica se se deslocarem no mesmo sentido. Circulando no mesmo sentido e a velocidades semelhantes, os veículos encontram-se lado a lado consideravelmente mais tempo do que se circulassem em sentidos contrários, evento que não excederia uma fracção de segundo.

O tipo de secção transversal do tabuleiro também exerce influência no fenómeno da múltipla presença transversal. Pense-se no caso de um tabuleiro em laje vigada suportando uma faixa de rodagem constituída por duas vias e tendo o tabuleiro duas vigas longitudinais, uma para cada via. Quando um veículo circula por cima de uma das vigas, os esforços por ele provocados serão absorvidos maioritariamente por essa viga, não existindo diferença significativa entre o caso de um veículo a circular sobre uma das vigas e dois veículos, circulando um sobre cada viga.

O problema da múltipla presença em pontes com mais de uma via em cada sentido foi alvo de múltiplos estudos cuja finalidade passa por averiguar quais os eventos que provocam efeitos mais gravosos na estrutura de uma ponte.

O estudo *Modeling same-direction two-lane traffic for bridge loading* (O'Brien & Engrigh, 2011) utilizou dados referentes a dois locais situados na Europa (Holanda e República Checa) e a mais de um milhão de camiões. Analisando as relações entre veículos em vias adjacentes ao nível dos pesos, velocidades e distâncias, descobriram-se vários padrões de correlação importantes para sobrecargas rodoviárias em pontes até 45 metros de comprimento de vão.

Os autores relataram que quando a distância entre camiões tende para zero, o peso bruto dos que circulam na via rápida aproxima-se do peso bruto dos que circulam na via lenta. Tudo indica que se trate de ultrapassagens entre camiões de peso elevado e equivalente, que geralmente circulam na via lenta. Estas tendências podem ser observadas no gráfico seguinte, retirado do estudo mencionado.

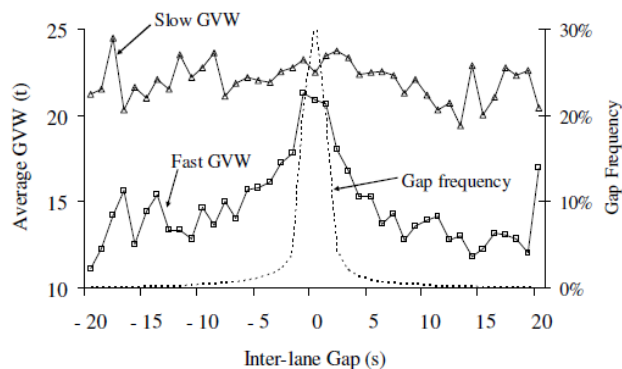


Figura 2.10 – Correlação entre peso bruto de veículos em vias adjacentes e distribuição de distâncias entre caminhões em vias adjacentes (O'Brien & Enrigh, 2011).

Quanto à frequência com que este fenómeno ocorre, as medições levadas a cabo no estudo revelaram que entre 2 a 6% do número médio diário de camiões a circular nas pontes esteve envolvido em eventos de múltipla presença transversal (dois veículos).

2.12.1 Abordagem regulamentar

A maioria dos regulamentos estudados neste trabalho tem em conta o problema da múltipla presença. Explicar-se-á neste ponto a forma como cada um aborda tal temática.

Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

No regulamento nacional em vigor, mais precisamente no ponto 2 do artigo 41º, lê-se que em pontes com duas faixas de rodagem (cada uma destinada a um único sentido de tráfego) considera-se a actuação simultânea de dois veículos tipo apenas nos casos em que cada faixa de rodagem comporte duas ou mais vias de tráfego. Para o número de vias de tráfego estudadas, o número de veículos tipo a considerar no cálculo será conforme a figura 2.11.

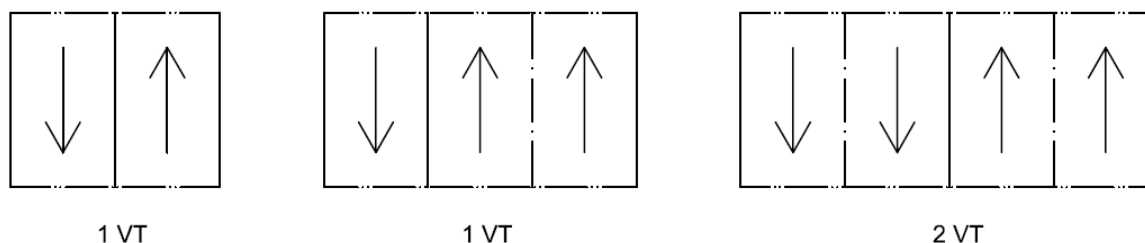


Figura 2.11 – Simultaneidade de veículos tipo segundo o RSA.

Note-se que no exemplo de três vias de tráfego, apesar de existir a probabilidade de circulação lado a lado de dois veículos pesados, o regulamento considera apenas a actuação de um veículo tipo. Para além deste facto, aparentemente não é considerada a redução da

probabilidade da circulação de camiões lado a lado à medida que as vias de tráfego no mesmo sentido aumentam em número. Nos regulamentos Canadano e norte-Americano, tal redução é feita aplicando um factor de redução que depende do número de vias carregadas.

Norma Europeia EN 1991-2 (EC1)

A regulamentação europeia encara a múltipla presença de forma diferente à forma encarada pelo RSA. A plataforma de rodagem é dividida em vias de tráfego dedicadas entendidas como vias imaginárias auxiliares para o cálculo e que não correspondem necessariamente às vias físicas marcadas no pavimento. Nessas vias dedicadas actuam até três veículos tipo alinhados transversalmente com valores de carga variáveis consoante a via na qual actuam. Tal consideração leva a crer que foi tida em conta a redução da probabilidade da circulação de camiões lado a lado à medida que o número de vias de tráfego no mesmo sentido aumenta.

Norma Canadana CAN/CSA-S6-00 (*Canadian Highway Bridge Design Code*)

Também nesta norma se recorre ao uso de vias dedicadas. No ponto relativo ao carregamento de múltiplas vias recomenda-se um carregamento tal que produza os efeitos mais desfavoráveis. Deverá considerar-se um factor de redução, aplicável às acções ou efeitos destas, que varia em função do número de vias carregadas conforme tabela 2.9.

Tabela 2.9 – Múltipla presença segundo a norma Canadana (CAN/CSA-S6-00, 2000).

Número de vias dedicadas carregadas	Factor de redução
1	1.00
2	0.90
3	0.80
4	0.70
5	0.60
6 ou mais	0.55

Norma Norte-Americana *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) LRFD Bridge Design Specifications*

A abordagem feita por esta norma é bastante semelhante à abordagem feita pela norma Canadina explicada no ponto anterior. As diferenças residem apenas nos valores dos factores redução conforme a tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Múltipla presença segundo a norma AASHTO (AASHTO, 2007).

Número de vias dedicadas carregadas	Factor de redução
1	1.20
2	1.00
3	0.85
Mais de 3	0.65

Normas Brasileiras NBR 7187 e NBR 7188

Nas normas Brasileiras não consta nenhuma consideração a tomar relativamente à múltipla presença transversal de veículos.

2.13 Considerações finais

Pela quantidade e aleatoriedade dos factores que influenciam os efeitos das sobrecargas rodoviárias em pontes, é compreensível que a sua determinação com rigor não seja tarefa fácil. Regra geral, os métodos para a determinação dos efeitos referidos dividem-se nas seguintes categorias (Caprani C. C., 2005):

- Modelos probabilísticos teóricos, baseados na teoria dos processos estocásticos;
- Modelos baseados em configurações estáticas de tráfego, procurando cobrir todas as situações passíveis de acontecer durante a vida útil da estrutura nomeadamente situações de tráfego fluído e congestionado. O método baseia-se em registos de tráfego real, procurando-se quantificar probabilisticamente todos os parâmetros relevantes do tráfego. Com base nesses parâmetros são geradas artificialmente configurações de carregamento.

- Modelos baseados na simulação computacional do fluxo de tráfego. Partindo de registos de tráfego real através da tecnologia WIM, atribui-se distribuições de probabilidades a todas as variáveis pertinentes às características de tráfego, nomeadamente composição do tráfego, distâncias entre veículos, intensidade de tráfego, velocidades de circulação e ainda às características dos veículos, nomeadamente pesos brutos, distâncias entre eixos e pesos por eixos.

A explicação aprofundada de tais métodos seria desnecessariamente extensa para este trabalho e está fora do seu âmbito. De qualquer forma, deixa-se uma ideia geral do que consistem.

Importa reter do capítulo findo que são bastantes os factores influenciando os efeitos das sobrecargas rodoviárias em pontes. Um agrupamento possível de tais factores consiste na sua divisão consoante digam respeito às características dos veículos que circulam sobre a ponte, às características do tráfego rodoviário ou à estrutura da própria ponte. Explicou-se o significado de cada um dos factores e analisou-se a respectiva abordagem regulamentar quando aplicável.

3 Modelos de carga verticais

3.1 Considerações iniciais

O presente capítulo é dedicado à descrição dos modelos de cargas devidas ao tráfego rodoviário em pontes, propostos pelos seguintes regulamentos:

- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA);
- Norma Europeia EN 1991-2 (EC1);
- Norma Canadiana CAN/CSA-S6-00 (*Canadian Highway Bridge Design Code*);
- Norma Norte-Americana *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) LRFD Bridge Design Specifications*
- Normas Brasileiras NBR 7187 e NBR 7188.

Os modelos estudados neste trabalho inserem-se em regulamentos vocacionados para o projecto de pontes novas existindo contudo regulamentos para aplicação específica em pontes existentes. Quando a estados limites, os modelos estudados dizem respeito a estados limites últimos de resistência sendo que existem modelos específicos para o estudo de estados limites últimos de fadiga.

Pelo facto de os regulamentos serem criados por entidades de diversos países e lembrando que as características do tráfego rodoviário variam de país para país, deve esperar-se diferenças entre os modelos dos vários regulamentos.

3.2 Descrição dos modelos

O presente ponto inclui a descrição pormenorizada dos modelos e submodelos considerados dos regulamentos estudados assim como os procedimentos para a aplicação de cada um.

3.2.1 Modelo de carga proposto pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)

O artigo 41º do RSA define a acção das sobrecargas rodoviárias a considerar no dimensionamento de pontes. Divide-se a actuação das cargas em dois submodelos distintos sendo que um dos dois será condicionante para o dimensionamento.

- Veículo tipo constituído por três eixos de duas rodas cada de dimensões indicadas na figura seguinte.

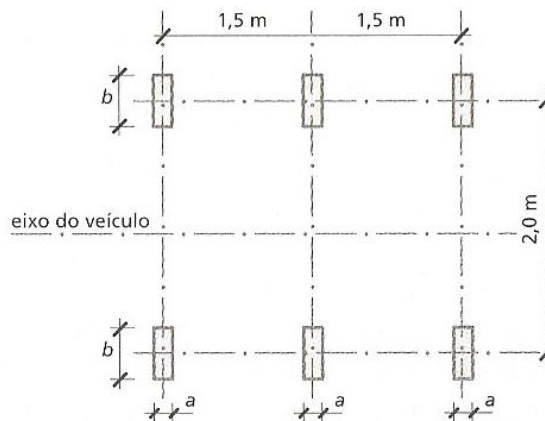


Figura 3.1 – Veículo tipo segundo o RSA, em planta (RSA, 2010).

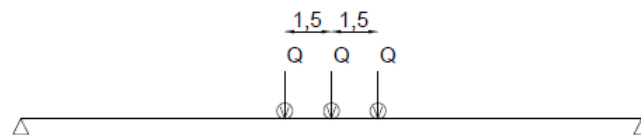


Figura 3.2 – Veículo tipo segundo o RSA, em perfil longitudinal.

Cada eixo do veículo transmite uma carga Q cujo valor varia consoante a classe a que a ponte pertence.

- Sobrecarga constituída por uma carga uniformemente distribuída q_1 – SCU – e por uma carga transversal linear q_2 – SCL – cujos valores variam também com a classe a que a ponte pertence.

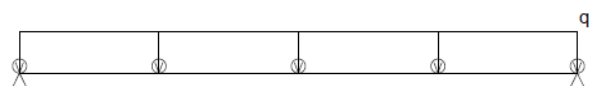


Figura 3.3 – Sobrecarga uniformemente distribuída segundo o RSA, em perfil longitudinal.

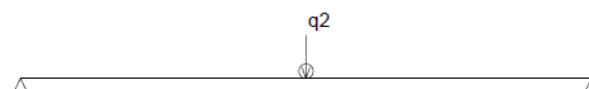


Figura 3.4 – Sobrecarga linear segundo o RSA, em perfil longitudinal.

Os valores característicos das acções acima descritas, consideram implicitamente os efeitos dinâmicos e estão representados na tabela 3.1 em função da classe da ponte.

Tabela 3.1 – Valores característicos das sobrecargas rodoviárias segundo o RSA (RSA, 2010).

Classe da ponte	Q_k kN	q_{1k} kN/m ²	q_{2k} kN/m
I	200	4	50
II	100	3	30

Para a obtenção dos esforços máximos resultantes da actuação das sobrecargas há que considerar a actuação das mesmas nas posições mais desfavoráveis para a estrutura em análise. O veículo tipo poderá estar localizado em qualquer posição da plataforma de rodagem desde que o seu eixo seja paralelo ao eixo do tabuleiro da ponte. Em pontes com duas faixas de rodagem (cada uma destinada a um único sentido de tráfego) considera-se a actuação simultânea de dois veículos tipo apenas nos casos em que cada faixa de rodagem comporte duas ou mais vias de tráfego (conforme explicado no ponto 2.12.1).

3.2.2 Modelo de carga proposto pela norma Europeia EN 1991-2 (EC1 - Parte 2)

A norma EN 1991-2 diz respeito a cargas de tráfego em pontes. Para pontes de tráfego rodoviário, a norma define quatro modelos de carga. Os seus efeitos representam os efeitos de tráfego real no ano 2000 em países Europeus incluindo efeitos da amplificação dinâmica.

O primeiro passo do processo de quantificação das cargas passa por dividir a plataforma de rodagem em vias dedicadas. A largura da plataforma de rodagem – w - é definida como a distância entre lancis ou entre guardas exteriores incluindo a largura do separador central excepto quando este é de natureza fixa.

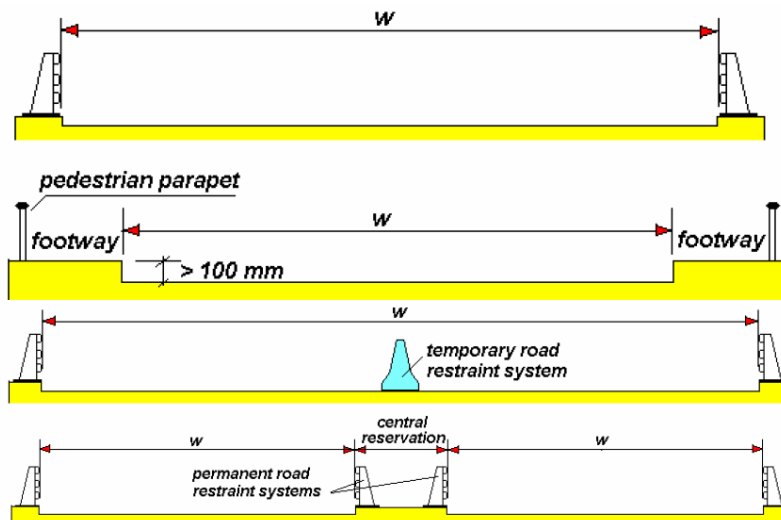


Figura 3.5 – Largura da plataforma de rodagem w segundo a norma EN 1991-2 (Calgaro J.-A. , 2008).

O número e a largura das vias dedicadas dependem da largura da plataforma de rodagem e são determinados de acordo com a tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Número e largura das vias dedicadas segundo a norma Europeia (EN 1991-2).

Largura da plataforma de rodagem w	Número de vias dedicadas n_l	Largura da via dedicada w_l	Largura da faixa remanescente
$w < 5.4$ m	1	3 m	$w - 3$
$5.4 \leq w < 6$ m	2	$w / 2$	0
$w \geq 6$ m	Int ($w / 3$)	3 m	$w - 3 \times n_l$

NOTA: Int representa a parte inteira do quociente.

A posição e numeração das vias dedicadas, que não estão necessariamente relacionadas, seguem os seguintes critérios:

- Para cada verificação de estado limite em particular, o número de vias que se considerará carregadas, a posição de cada uma na plataforma de rodagem e numeração das mesmas devem ser tais que os efeitos devidos à aplicação dos modelos de carga sejam os mais desfavoráveis;
- A via que produza os efeitos mais desfavoráveis é numerada como via número 1, a via que produza os segundos efeitos mais desfavoráveis é numerada como via número 2 e assim sucessivamente;
- Quando a plataforma de rodagem se encontra dividida em duas partes separadas do mesmo tabuleiro, a numeração é comum às duas partes;
- Quando a plataforma de rodagem se encontra dividida em duas partes separadas de tabuleiros independentes, deve considerar-se a existência de duas plataformas de rodagem e a numeração é feita para cada uma das partes;

Existem quatro modelos de sobrecarga rodoviária presentes na norma EN 1991-2 e utilizam-se na determinação dos efeitos devidos ao tráfego rodoviário associados a estados limite que não envolvam fadiga (a norma prevê modelos específicos para este tipo de verificação):

- Modelo de sobrecarga 1 – LM1: destinado ao caso geral, constituído por cargas concentradas e uniformemente distribuídas. Representa situações de tráfego fluído, congestionado e parado com percentagem elevada de camiões pesados.

- Modelo de sobrecarga 2 – LM2: destinado a pontes de pequeno vão (3 a 7 metros) e constituído por uma carga concentrada num eixo único.
- Modelo de sobrecarga 3 – LM3: destinado a representar veículos especiais cuja circulação necessita de autorização específica. Constituído por cargas concentradas numa série de eixos que dependem da carga total do veículo.
- Modelo de sobrecarga 4 – LM4: destinado a representar cargas de multidão e utilizado apenas quando o modelo LM1 não cobre o seu efeito. É constituído por uma carga uniformemente distribuída.

Modelo de sobrecarga 1 – LM1

O modelo LM1 descrito na norma EN 1991-2, considerado nos cálculos do presente estudo, consiste na actuação conjunta de dois sistemas parciais:

- Sistema tandem – TS – constituído por cargas concentradas em dois eixos sendo a carga por eixo dada pela expressão:

$$\alpha_Q Q_k$$

Sendo:

α_Q - Coeficiente de correcção (especificado em anexo nacional). Ao tomar o valor unitário representa situações de tráfego industrial intenso. Para situações de tráfego mais correntes em estradas e auto-estradas pode aplicar-se uma redução de 10 a 20% aos coeficientes aplicados à via nº1.

NOTA: À data deste trabalho ainda não existe um anexo nacional Português. Sabe-se contudo que o valor recomendado para o coeficiente de correcção em pontes de classe I (pontes inseridas em itinerários onde se prevê que grande parte do tráfego total de veículos pesados seja tráfego industrial internacional) que constará no referido anexo, será unitário.

Para cada uma das vias dedicadas apenas deve ser considerada a actuação de um sistema tandem. Cada sistema tandem só pode ser considerado caso esteja completo.

- Cargas uniformemente distribuídas – sistema UDL – aplicadas em cada via dedicada cuja carga por m² é dada pela expressão:

$$\alpha_q q_k$$

Sendo:

α_q - Coeficiente de correcção. A observação feita para o coeficiente α_Q é igualmente aplicável.

O modelo de carga LM1 deve ser aplicado em cada via dedicada e na área remanescente. Na tabela 3.3 apresentam-se os valores característicos a atribuir às cargas do modelo LM1, incluindo amplificação dinâmica.

Tabela 3.3 – Valores característicos das cargas do modelo LM1 (EN 1991-2).

Posição	Sistema tandem - TS	Sistema UDL
	Carga por eixo Q_{ik} (kN)	Carga por área q_{ik}, q_{rk} (kN/m ²)
Via dedicada nº 1	300	9
Via dedicada nº 2	200	2.5
Via dedicada nº 3	100	2.5
Outras vias dedicadas	0	2.5
Área remanescente	0	2.5

NOTA: Q_{ik} - Refere-se à aplicação da carga concentrada Q na i ésima via dedicada.
 q_{ik} - Refere-se à aplicação da carga distribuída q na i ésima via dedicada.
 q_{rk} - Refere-se à aplicação da carga distribuída q na área remanescente.

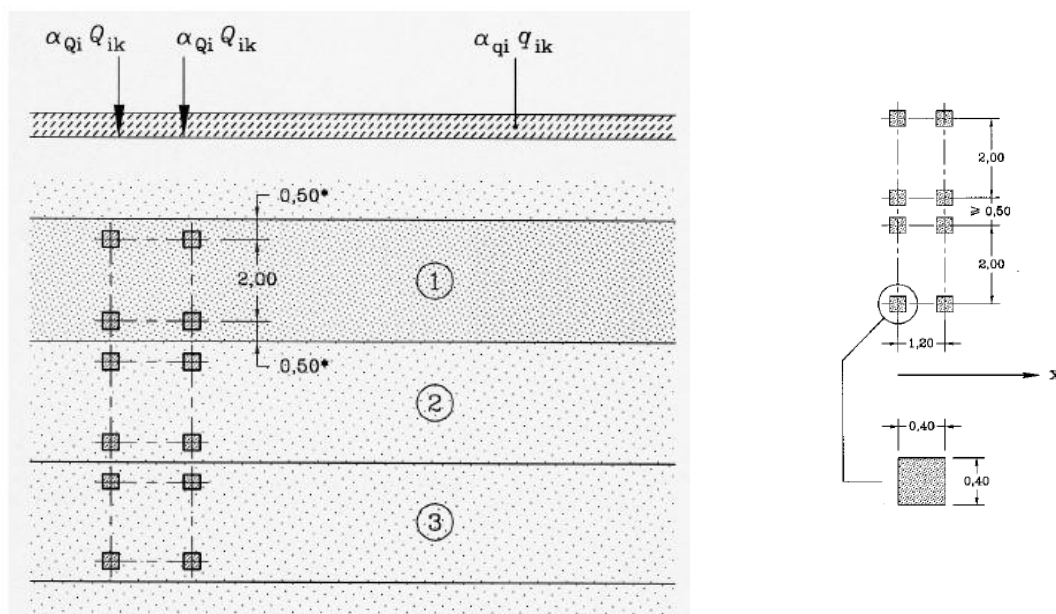


Figura 3.6 – Aplicação do modelo LM1 e dimensões e geometria do sistema tandem (EN 1991-2).

Os valores característicos das cargas têm um período de retorno de 1000 anos (ou uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos).

A localização da carga tandem assim como a largura e comprimento das cargas uniformemente distribuídas devem ser tais que produzam os efeitos mais desfavoráveis.

Calibração do modelo de carga LM1 proposto na norma Europeia EN 1991-2 (EC1 – Parte 2)

As normas Europeias têm especial importância no presente estudo pois irão substituir a regulamentação nacional em vigor. Dessa forma, deu-se especial atenção à descrição do modelo constante da norma EN 1991-2 e explica-se resumidamente neste ponto a calibração do mesmo.

O modelo LM1 da norma Europeia foi definido e calibrado com a finalidade de produzir os efeitos mais próximos dos efeitos alvo, determinados através de medições efectuadas a tráfego real. Pretende cobrir a generalidade dos cenários mais comuns de tráfego com uma margem de segurança adequada (Calgaro, Tschumi, & Gulvanessian, 2010).

O modelo foi concebido para utilização em comprimentos carregados até 200 metros. Em comprimentos superiores a 300 metros e em pontes com duas ou três vias de tráfego, os efeitos obtidos tenderão a ser conservativos pelo que a norma permite que os anexos nacionais adaptem os modelos a situações fora do campo de aplicação previsto (Calgaro, Tschumi, & Gulvanessian, 2010).

A calibração do modelo teve em conta factores como a composição, situação e intensidade do tráfego e ainda os pesos de veículos e respectivos eixos, explicados no capítulo 2.

Os dados necessários para calibrar o modelo são provenientes de medições efectuadas a tráfego real. Tais medições foram feitas em várias fases entre os anos de 1977 e 1998 e tiveram lugar em países Europeus incluindo França, Alemanha, Reino Unido, Itália e Holanda. A calibração foi feita com especial enfoque nas medições provenientes da auto-estrada Francesa A6 perto da cidade de Auxerre, onde o tráfego é maioritariamente de natureza internacional (Calgaro, Tschumi, & Gulvanessian, 2010).

Quanto à intensidade de tráfego, o número médio de veículos pesados por dia a circular na via lenta (via mais à direita) varia entre 2500 e 4500 em auto-estradas e estradas principais e entre 800 a 1500 nas restantes estradas. Nas vias rápidas circularam em média entre 100 e 200 veículos pesados por dia (Calgaro, Tschumi, & Gulvanessian, 2010).

No que diz respeito ao tipo de veículos pesados, os mais comuns são veículos de dois eixos, veículos articulados e camiões com reboque (na Alemanha). Quanto a distâncias entre eixos, três valores de espaçamento frequentemente medidos foram 2.3, 3.2 e 5.4 metros. O peso médio por eixo de cada veículo ronda os 60 kN ao passo que o valor médio do peso total máximo dos veículos para um período de retorno de um dia se encontra entre 550 e 650 kN (Calgaro, Tschumi, & Gulvanessian, 2010).

As medições de tráfego real apresentam uma percentagem de camiões (assumidos veículos com peso superior a 3.5 toneladas) entre 17 e 47%. O facto de a probabilidade de existência de tráfego congestionado em dois sentidos de tráfego ser entre 10 a 100 vezes inferior do que apenas num sentido foi tido em conta. Em toda a faixa de rodagem apenas pode ser considerada no cálculo uma via dedicada numerada como 1 (via com maior carregamento) mesmo em pontes com dois sentidos de tráfego em partes separadas do mesmo tabuleiro (Calgaro, Tschumi, & Gulvanessian, 2010).

Através da informação presente nos dados recolhidos, o modelo foi calibrado de forma que o valor característico dos efeitos das cargas correspondesse a um período de retorno de 1000 anos.

O guia *Designer's Guide to Eurocode 1: Actions on Bridges* (Calgaro, Tschumi, & Gulvanessian, 2010) já citado neste ponto, apresenta resultados interessantes de efeitos característicos (momento flector a meio vão de uma viga simplesmente apoiada) em pontes com vários vãos e sujeitas a diferentes situações de tráfego (ver tabela 3.4).

Tabela 3.4 – Momento flector característico em pontes com vários vãos e sujeitas a diferentes situações de tráfego (em carga distribuída equivalente kN/m) (Calgaro, Tschumi, & Gulvanessian, 2010).

Comprimento do vão (m)	Tráfego fluído	Tráfego congestionado com veículos ligeiros	Tráfego congestionado sem veículos ligeiros
20	60.34	51.42	52.87
50	34.26	40.45	42.40
100	22.76	35.70	36.50
200	17.70	31.33	33.63

Estes valores surgem através dos valores das medições referidas podendo observar-se a ideia transmitida anteriormente neste trabalho de que o tráfego fluído é condicionante em pontes de pequeno vão, ao passo que o tráfego congestionado é a situação condicionante para pontes de médio a grande vão. Outra ideia que se pode transmitir é o facto de os veículos ligeiros terem pouca influência nos efeitos do tráfego rodoviário quando se trata de estradas onde circulem veículos pesados.

A obtenção do modelo de carga não surge apenas através da extrapolação dos resultados das medições efectuadas a tráfego real, recorre-se aos chamados efeitos alvo. Os efeitos-alvo não são mais do que os efeitos que se pretende que o modelo de carga produza ao ser aplicado numa estrutura ou elemento estrutural (Calgaro, Tschumi, & Gulvanessian, 2010).

Os efeitos alvo utilizados na calibração do modelo LM1 consideram a envolvente dos efeitos de tráfego fluído incluindo amplificação dinâmica em comprimentos de vão até 70 metros e ainda os valores médios dos esforços devidos a tráfego congestionado em comprimentos de vão longos (provenientes das medições efectuadas) (Calgaro, Tschumi, & Gulvanessian, 2010).

Posteriormente os resultados entram num processo de optimização e calibração que considera vários efeitos (momento flector, momento torsor, esforço transversal) em vigas e lajes para vãos entre 5 e 200 metros. Estes processos têm como finalidade aproximar os efeitos resultantes do modelo em calibração aos efeitos alvo, tanto quanto se pretenda.

3.2.3 Modelo de carga proposto pela norma Canadiana CAN/CSA-S6-00 (*Canadian Highway Bridge Design Code*)

O modelo proposto pela norma CAN/CSA-S6-00 é aplicável a qualquer comprimento de vão do tabuleiro. Tal como para a norma EN 1991-2 deve definir-se à partida o número e largura das vias dedicadas para a aplicação das cargas seguindo os critérios da tabela 3.5:

Tabela 3.5 – Número de vias dedicadas segundo a norma Canadiana (CAN/CSA-S6-00, 2000).

Largura da plataforma de rodagem W_c	Número de vias dedicadas n
$W_c \leq 6$ m	1
$6 < W_c \leq 10$ m	2
$10 < W_c \leq 13.5$ m	2 ou 3 (Verificar os dois casos)
$13.5 < W_c \leq 17$ m	4
$17 < W_c \leq 20.5$ m	5
$20.5 < W_c \leq 24$ m	6
$24 < W_c \leq 27.5$ m	7
$W_c \geq 27.5$ m	8

$$W_e = \frac{W_c}{n}$$

Sendo:

W_e - Largura da via dedicada;

W_c - Largura da plataforma de rodagem;

n - Número de vias dedicadas.

O modelo, denominado CL-W, divide-se em dois submodelos cuja actuação deve ser considerada em separado escolhendo-se posteriormente o que causar os efeitos mais desfavoráveis.

O submodelo CL-W Camião, em que W indica o peso bruto do camião em kN, consiste num conjunto de cinco cargas concentradas em eixos. Este submodelo representa a passagem de um veículo pesado num cenário de tráfego fluído. Os eixos do veículo que reduzam o efeito da carga na estrutura devem ser desprezados.

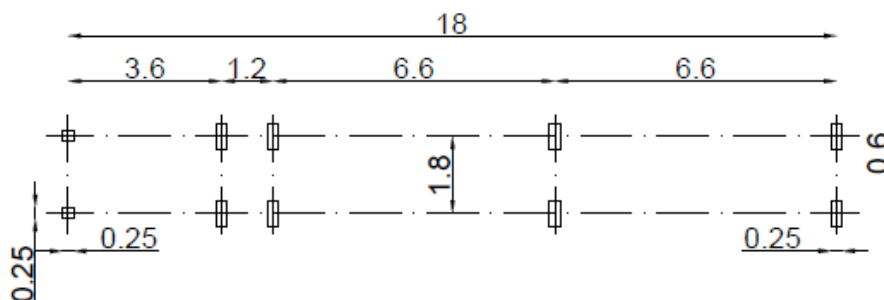


Figura 3.7 – Dimensões (em metros) da carga de veículo CL-W Camião segundo a norma Canadiana, em planta.

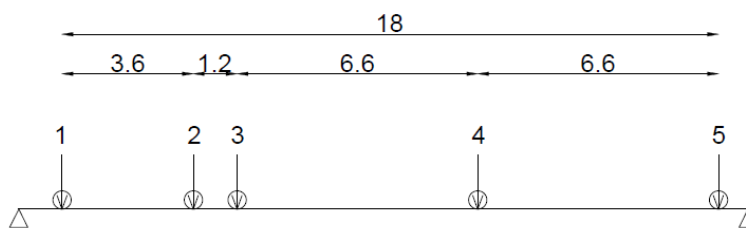


Figura 3.8 – Dimensões (em metros) e numeração dos eixos da carga de veículo CL-W Camião proposta na norma Canadiana, em perfil longitudinal.

A intensidade de cada uma das cargas é expressa em função de W . A norma recomenda a utilização de um peso bruto W de 625 kN, valor utilizado para a calibração do modelo, correspondente a veículos utilizados em transporte interprovincial no Canadá. Na tabela 3.6 apresentam-se os valores das cargas concentradas por eixo do veículo conforme figura 3.8.

Tabela 3.6 – Valor das cargas concentradas do sub-modelo CL-W Camião (CAN/CSA-S6-00, 2000).

Eixo do camião	Carga em função de W	Carga (kN)
1	$0.08W$	50
2	$0.2W$	125
3	$0.2W$	125
4	$0.28W$	175
5	$0.24W$	150
$\Sigma =$	W	625

A norma CAN/CSA-S6-00 recomenda a aplicação de um coeficiente dinâmico ao submodelo CL-W Camião, cujo valor depende da quantidade de eixos considerados no cálculo, conforme a tabela 3.7:

Tabela 3.7 – Valor do coeficiente dinâmico segundo a norma Canadiana (CAN/CSA-S6-00, 2000).

Eixos do veículo considerados no cálculo	Coefficiente dinâmico
Eixo único (qualquer)	1.4
Eixo duplo (quaisquer dois)	1.3
Eixos 1,2 e 3	1.3
Eixo triplo (excepto combinação 1,2 e 3)	1.25
Mais do que três eixos	1.25

O submodelo CL-W Carga de Via consiste na actuação conjunta de uma carga distribuída de intensidade 9 kN/m (ver figura 3.9) e de um veículo tipo com as dimensões do submodelo CL-W Camião, cuja intensidade das cargas concentradas nos eixos é reduzida em 20% relativamente aos valores recomendados para esse submodelo (ver tabela 3.8). A carga uniformemente distribuída deve ser aplicada num comprimento tal que se obtenha os efeitos mais desfavoráveis.

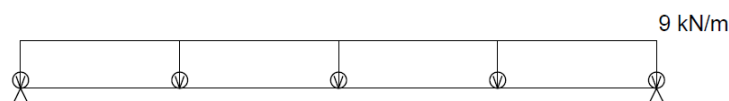


Figura 3.9 – Carga uniformemente distribuída do submodelo CL-W Carga de Via.

Tabela 3.8 – Valor das cargas concentradas do submodelo CL-W Carga de via (CAN/CSA-S6-00, 2000).

Eixo do camião	Carga em função de W	Carga (kN)
1	$0.064W$	40
2	$0.16W$	100
3	$0.16W$	100
4	$0.224W$	140
5	$0.192W$	120
$\Sigma =$	$0.8W$	500

O submodelo CL-W Carga de Via representa um cenário de tráfego lento ou congestionado e não necessita da aplicação do coeficiente dinâmico (quer à carga distribuída, quer à carga de veículo).

Pode ler-se no regulamento que as vias dedicadas carregadas devem ser tais que maximizem o efeito das cargas. Como tal e para os casos em estudo, as cargas devem ser aplicadas a todas as vias dedicadas. Ao carregamento simultâneo de várias vias faz-se acompanhar a aplicação de um factor de redução que tem em conta a probabilidade reduzida de mais do que uma via estar criticamente carregada ao mesmo tempo. O factor de redução depende do número de vias dedicadas carregadas conforme tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Factor de redução segundo a norma Canadiana (CAN/CSA-S6-00, 2000).

Número de vias dedicadas carregadas	Factor de redução
1	1.00
2	0.90
3	0.80
4	0.70
5	0.60
≥ 6	0.55

3.2.4 Modelo de carga proposto pela norma Norte-Americana *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) LRFD Bridge Design Specifications*

A norma AASHTO, tal como a maioria das normas já referenciadas, prevê a divisão da plataforma de rodagem em vias dedicadas. O número de vias dedicadas assim como a sua largura são determinados de acordo com a tabela 3.10:

Tabela 3.10 – Determinação do número e largura das vias dedicadas segundo a norma AASHTO (AASHTO, 2007).

Largura da via de tráfego w_v ou da plataforma de rodagem w	Número de vias dedicadas n	Largura da via dedicada
$w_v < 3.6$ m	Nº de vias de tráfego	Largura da via de tráfego
$w_v = 3.6$ m	$\text{Int} (w / 3.6)$	w / n
$6.0 \leq w \leq 7.0$ m	2	$w / 2$

NOTA: Int representa a parte inteira do quociente e w a largura da plataforma de rodagem medida entre lancis ou entre guardas exteriores incluindo a largura do separador central excepto quando este é de natureza fixa.

O modelo de carga, denominado HL-93, não pretende representar veículos reais. Contudo, através da aplicação às cargas dos factores de amplificação dinâmica e de múltipla presença, acaba por se tornar representativo das acções reais. A aplicação do modelo passa por escolher o submodelo que conduza aos efeitos mais desfavoráveis entre os dois seguintes:

- Submodelo 1: Carga de Camião e Carga de Via;
- Submodelo 2: Carga de Tandem e Carga de Via.

A carga Camião, constituinte do primeiro submodelo, consiste na actuação de cargas concentradas em eixos com a geometria e intensidades representadas na figura seguinte.

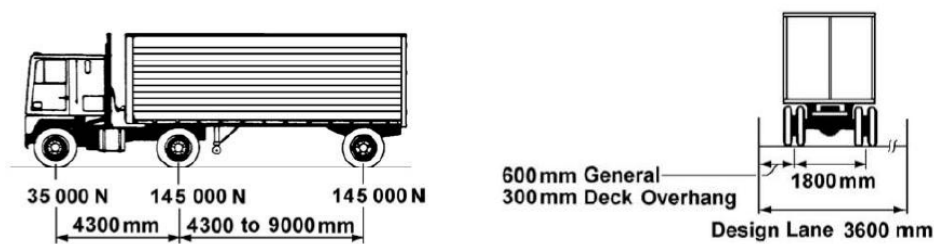


Figura 3.10 – Geometria e intensidade das cargas de Camião (AASHTO, 2007).

É de notar a distância variável entre o segundo e terceiro eixos do camião. A distância entre os mesmos deverá ser tal que produza os efeitos mais desfavoráveis na estrutura. Caso algum dos eixos reduza os efeitos das cargas não deverá ser considerado no cálculo.

A carga Tandem, constituinte do segundo submodelo, consiste em duas cargas concentradas em eixos com a geometria e intensidade representados na figura seguinte.

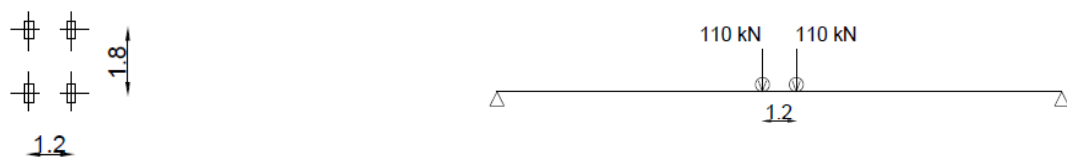


Figura 3.11 – Geometria e intensidade das cargas Tandem previstas na norma AASHTO, em planta (esquerda) e em perfil longitudinal (direita).

Às cargas Camião e Tandem deve aplicar-se um factor de amplificação dinâmica que para estados limite últimos toma o valor 1.15.

O terceiro e último tipo de carga, Carga de Via, comum aos dois submodelos, consiste numa carga uniformemente distribuída com intensidade de 9.3 kN/m na direcção longitudinal considerando uma largura de via carregada de 3 m. A carga distribuída deve actuar em comprimentos tais que produzam os efeitos mais desfavoráveis.

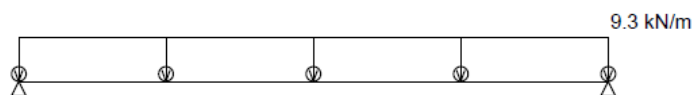


Figura 3.12 – Carga de Via segundo a norma AASHTO, em perfil longitudinal.

Cada via dedicada deve ser carregada quer com a carga de Camião ou Tandem, quer com a carga de Via. De modo a ter em conta a probabilidade de ocupação simultânea das vias torna-se necessário aplicar o factor de múltipla presença. Este factor depende do número de vias em que se aplicam as cargas de acordo com a tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Factor de múltipla presença segundo a norma AASHTO (AASHTO, 2007).

Número de vias carregadas	Factor de múltipla presença m
1	1.2
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

Os esforços máximos devem ser obtidos analisando todas as opções possíveis ao nível de número de vias carregadas.

3.2.5 Modelo proposto pelas normas Brasileiras NBR 7187 e NBR 7188

A norma brasileira NBR 7187 define os requisitos que devem ser obedecidos no projecto, execução e manutenção das pontes de betão armado e pré-esforçado. No ponto relativo a cargas móveis verticais remete-se para a norma NBR 7188 que define os modelos de carga, a respectiva aplicação e valores característicos.

O modelo de carga é definido pela actuação conjunta de um veículo tipo, composto por cargas concentradas e de uma carga uniformemente distribuída. As dimensões do veículo, o número de eixos do mesmo, assim como a intensidade das cargas concentradas e distribuída dependem da classe da ponte a projectar.

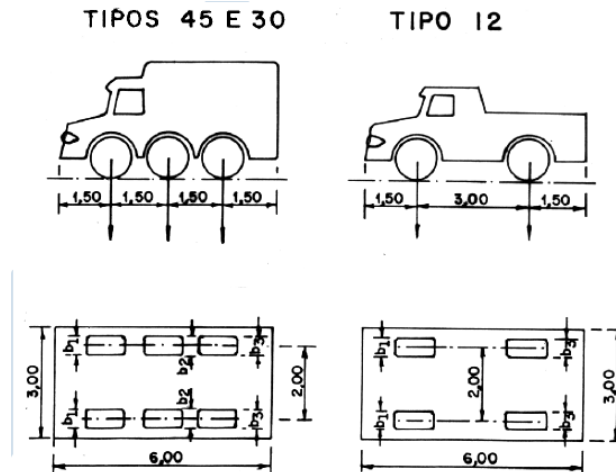


Figura 3.13 – Dimensões dos veículos tipo segundo a norma Brasileira, em perfil longitudinal (em cima) e em planta (em baixo) (NBR-7188, 1982).

Os valores característicos das cargas concentradas em eixos apresentam-se na tabela 3.12:

Tabela 3.12 – Intensidade das cargas concentradas segundo a norma Brasileira (NBR-7188, 1982).

Classe da ponte / Tipo de veículo	Carga por eixo (kN)
45	150
30	100
12	40 (eixo dianteiro) 80 (eixo traseiro)

O veículo tipo deve ser colocado numa posição tal que provoque os efeitos mais desfavoráveis no elemento em estudo. Os eixos que provoquem uma redução destes efeitos devem ser desprezados.

A carga uniformemente distribuída – p – aplica-se na totalidade da faixa de rodagem descontando-se a área ocupada pelo veículo tipo. A intensidade desta carga depende também da classe da ponte a projectar conforme a tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Intensidade das cargas uniformemente distribuídas segundo a norma Brasileira (NBR-7188, 1982).

Classe da ponte / Tipo de veículo	Carga uniformemente distribuída p (kN/m ²)
45	5
30	5
12	4

O efeito dinâmico das cargas móveis é definido na norma NBR 7187 e a sua assimilação a cargas estáticas é feita através da multiplicação das cargas concentradas por um coeficiente de impacto. O valor do coeficiente é dado pela seguinte expressão:

$$\varphi = 1.4 - 0.007 \times L \geq 1$$

Sendo:

L – comprimento de cada vão teórico, em metros.

A norma Brasileira não revela como deve ser abordada a temática da múltipla presença transversal de veículos. Como tal, e na necessidade de serem tomadas considerações a este nível, assumiu-se o método previsto pelo RSA (ver ponto 3.2.1).

3.3 Considerações finais

De um modo geral, constata-se que os modelos de carga estudados são bastante heterogéneos. Contudo, certos aspectos são praticamente comuns a todos os regulamentos.

Os modelos de sobrecargas rodoviárias são normalmente compostos por dois tipos de carregamentos. O primeiro consiste num conjunto de cargas concentradas, representando eixos de camiões pesados. O segundo tipo é composto por uma carga uniformemente distribuída (geralmente por unidade de comprimento do vão) e representa veículos ligeiros (Wisniewski, 2007). Importa referir mais uma vez que a finalidade dos modelos não é representar cargas reais de veículos mas sim originar os efeitos reais que os veículos provocam nas estruturas ou elementos estruturais das pontes onde circulam.

A aplicação dos modelos varia de regulamento para regulamento e trata de aspectos como:

- Largura da via de tráfego;
- Aplicação de cada tipo de carga;
- Valor do coeficiente de amplificação dinâmica e em que cargas deve ser aplicado;
- Múltipla presença de veículos.

Quanto ao primeiro item da lista, é comum os regulamentos fazerem uso do conceito de via dedicada (*notional lane*). As vias dedicadas são vias idealizadas, com uma largura tal que depende geralmente da largura total da plataforma de rodagem do tabuleiro da ponte. A largura e posição das vias dedicadas podem não corresponder à marcação física das vias no pavimento mas é de acordo com estas que o carregamento é feito.

O segundo item diz respeito ao modo como se aplicam os dois tipos de cargas: concentradas e distribuídas. A maioria dos regulamentos estudados apresenta opções na colocação das cargas – submodelos - devendo considerar-se a opção mais penalizadora. O presente estudo considera os todos os submodelos (dos regulamentos que os prevêm) permitindo analisar em que casos, cada uma das opções é a condicionante.

4 Efeitos produzidos pelos modelos de carga presentes nos vários regulamentos

No presente capítulo expõe-se e analisa-se os esforços obtidos através da aplicação dos modelos de carga presentes nos regulamentos descritos no capítulo anterior.

Foram publicados em Portugal, pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, diversos estudos que comparam os regulamentos nacionais de acções em pontes com regulamentos internacionais assim como os efeitos produzidos pelos respectivos modelos de carga.

O trabalho *Sobrecargas para pontes de estrada. Estudo comparativo dos regulamentos de vários países* (Tavares, 1952) compara os regulamentos (e respectivos efeitos) de Portugal, Espanha, França, Alemanha, Inglaterra, Itália, Suíça, Bélgica, Holanda, Suécia, Dinamarca, Estados Unidos e Brasil. O estudo serviu ainda de base à reforma do regulamento português em vigor na altura.

Em 1978 o estudo *Segurança e acções em pontes rodoviárias: Acções verticais devidas ao tráfego e correspondentes sistemas regulamentares europeus de cargas de cálculo* (Mascarenhas, 1978) analisa os regulamentos (e respectivos efeitos) de Portugal, Espanha, França, Alemanha e Inglaterra. Aquando da realização do estudo já se encontrava em vigor o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (1961).

Em 1983, o mesmo autor realizou um novo estudo da mesma natureza – *Cálculo estrutural de pontes e a representação regulamentar das acções devidas ao tráfego rodoviário* (Mascarenhas, 1983) - no qual já é considerado o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes cuja entrada em vigor se deu no mesmo ano em que o estudo foi realizado. Este estudo analisou os mesmos regulamentos internacionais que o estudo anterior.

No presente estudo não se incluem regulamentos de países Europeus à excepção de Portugal pois no futuro a norma Europeia substituirá os regulamentos nacionais dos países membros do Conselho Europeu de Normalização (nos quais se incluem todos os países Europeus cujos regulamentos foram estudados nas obras acima referidas). É importante contudo analisar os efeitos que a implementação do novo regulamento Europeu terá em relação substituindo regulamentação nacional actualmente em vigor.

4.1 Metodologia

A metodologia do estudo consiste na análise dos esforços (momento flector a meio vão e esforço transversal nos apoios) em vigas simplesmente apoiadas, com comprimentos de vão compreendidos entre 20 e 50 metros. Considera-se ainda a variação do número de vias de tráfego entre 2 e 4, para cada um dos regulamentos estudados.

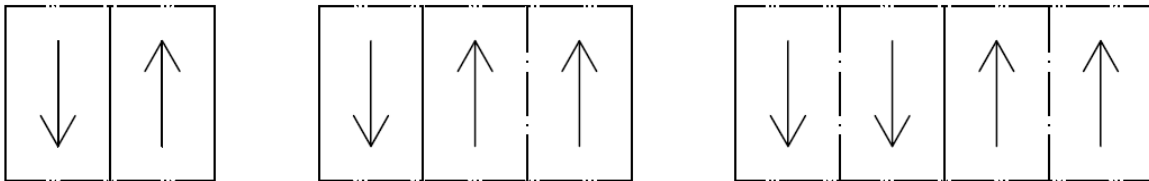


Figura 4.1 – Representação de faixas de rodagem com duas, três e quatro vias de tráfego.

As considerações tomadas para o cálculo dos esforços máximos foram as seguintes:

- Largura de cada via de tráfego – 3 metros;
- Largura de cada berma – 2 metros;
- Aplicação dos modelos de carga integralmente segundo os regulamentos, nomeadamente no que diz respeito a número de vias dedicadas (a carregar) e número de veículos tipo.

Consideraram-se os cenários mais penalizadores em cada regulamento. Isto é, quando os regulamentos permitem a escolha da intensidade de cargas (em função por exemplo da classe da ponte a projectar), considerou-se sempre os valores que produzem os efeitos mais desfavoráveis.

Os resultados encontram-se sob a forma de gráficos e tabelas, organizando-se os gráficos da seguinte forma:

- Momento flector máximo em função do vão da viga:
 - Duas vias de tráfego;
 - Três vias de tráfego;
 - Quatro vias de tráfego.
- Esforço transversal máximo em função do vão da viga:
 - Duas vias de tráfego;
 - Três vias de tráfego;
 - Quatro vias de tráfego.

Serão estudadas as seguintes questões:

- Em que casos cada um dos submodelos (dos regulamentos que os prescrevem) é o condicionante;
- Análise comparativa aos efeitos produzidos pelos modelos revelados condicionantes para a gama de vão estudados;
- Influência do número de vias de tráfego na produção de esforços máximos por parte dos diferentes regulamentos;
- Influência do comprimento do vão da ponte ou elemento estrutural na produção de esforços máximos por parte dos diferentes regulamentos.

4.2 Análise e comparação dos esforços/efeitos

Neste ponto é feita a exposição dos resultados obtidos pela aplicação dos modelos de carga presentes nos diferentes regulamentos assim como a comparação e análise dos mesmos.

Os esforços máximos característicos produzidos pelos diferentes modelos e submodelos dos regulamentos descritos no capítulo 4 encontram-se organizados nas tabelas 4.1 a 4.3 e nos gráficos 4.2 a 4.7.

Tabela 4.1 – Esforços máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e duas vias de tráfego.

Regulamento	Modelo	L=20 m		L=30 m		L=40 m		L=50 m	
		M máx (kN.m)	V máx (kN)	M máx (kN.m)	V máx (kN)	M máx (kN.m)	V máx (kN)	M máx (kN.m)	V máx (kN)
RSA	VT	2700	555	4200	570	5700	578	7200	582
	SCU+SCL	4500	900	8250	1100	13000	1300	18750	1500
EC1	LM1	7865	1609	13646	1844	20540	2072	28546	2298
CAN CSA-S6-00	Submodelo 1	3606	787	6767	993	10283	1097	13798	1159
	Submodelo 2	3118	666	6153	879	9821	1026	13893	1146
AASHTO	Submodelo 1	3777	827	6809	956	10305	1066	14266	1170
	Submodelo 2	3308	677	5736	775	8628	870	11986	965
NBR 7187 e 7188	VT + SCU	4669	979	8766	1214	13956	1440	20238	1663

Legenda:

L – Comprimento de vão;

M máx – Momento flector máximo;

V máx – Esforço transversal máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniforme;

SCL – Sobrecarga linear.

Tabela 4.2 – Esforços máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e três vias de tráfego.

Regulamento	Modelo	L=20 m		L=30 m		L=40 m		L=50 m	
		M máx (kN.m)	V máx (kN)	M máx (kN.m)	V máx (kN)	M máx (kN.m)	V máx (kN)	M máx (kN.m)	V máx (kN)
RSA	VT	2700	555	4200	570	5700	578	7200	582
	SCU+SCL	5850	1170	10725	1430	16900	1690	24375	1950
EC1	LM1	8240	1684	14490	1956	22040	2222	30890	2486
CAN CSA-S6-00	Submodelo 1	4808	1049	9023	1325	13710	1462	18398	1545
	Submodelo 2	4157	888	8204	1172	13094	1368	18524	1529
AASHTO	Submodelo 1	4816	1055	8681	1218	13139	1360	18189	1492
	Submodelo 2	4218	863	7313	988	11001	1110	15282	1230
NBR 7187 e 7188	VT + SCU	5037	1084	9846	1394	16123	1695	23868	1993

Legenda:

L – Comprimento de vão;

M máx – Momento flector máximo;

V máx – Esforço transversal máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniforme;

SCL – Sobrecarga linear.

Tabela 4.3 – Esforços máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e quatro vias de tráfego.

Regulamento	Modelo	L=20 m		L=30 m		L=40 m		L=50 m	
		M máx (kN.m)	V máx (kN)	M máx (kN.m)	V máx (kN)	M máx (kN.m)	V máx (kN)	M máx (kN.m)	V máx (kN)
RSA	VT	5400	1110	8400	1140	11400	1155	14400	1164
	SCU+SCL	7200	1440	13200	1760	20800	2080	30000	2400
EC1	LM1	8615	1759	15334	2069	23540	2372	33234	2673
CAN CSA-S6-00	Submodelo 1	5609	1224	10526	1545	15995	1706	21464	1802
	Submodelo 2	4850	1035	9572	1367	15277	1596	21612	1783
AASHTO	Submodelo 1	4911	1075	8851	1242	13396	1386	18546	1521
	Submodelo 2	4301	880	7456	1007	11217	1132	15581	1254
NBR 7187 e 7188	VT + SCU	8338	1759	15282	2127	23911	2480	34225	2827

Legenda:

L – Comprimento de vão;

M máx – Momento flector máximo;

V máx – Esforço transversal máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniforme;

SCL – Sobrecarga linear.

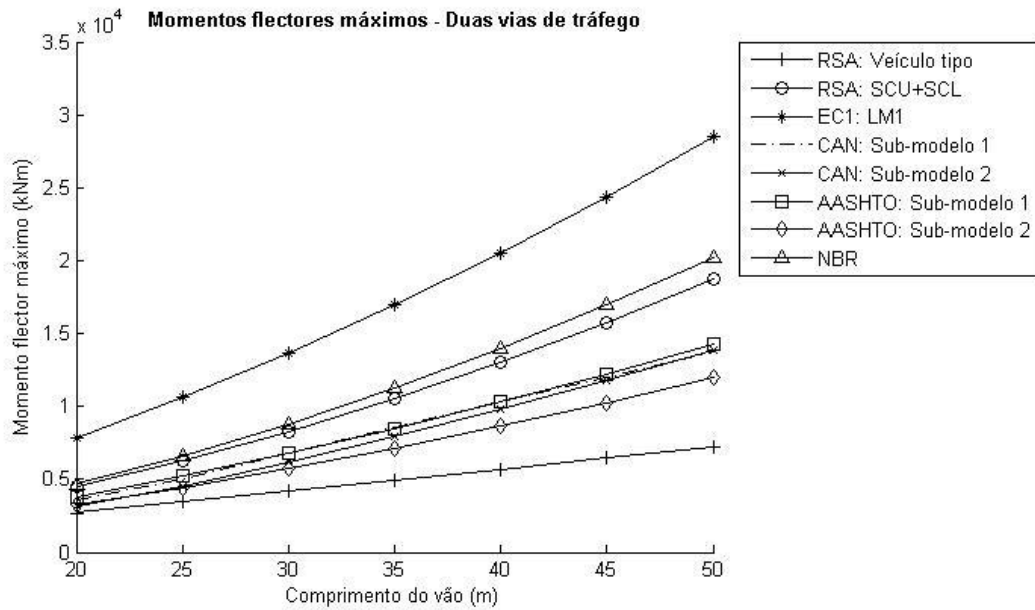


Figura 4.2 – Momentos flectores máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e duas vias de tráfego.

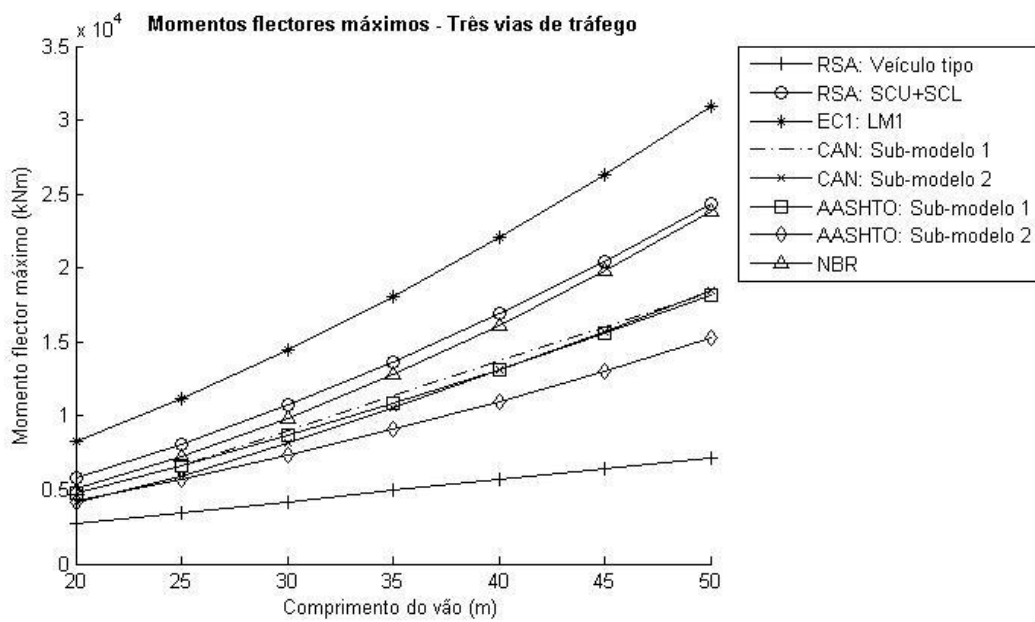


Figura 4.3 – Momentos flectores máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e três vias de tráfego.

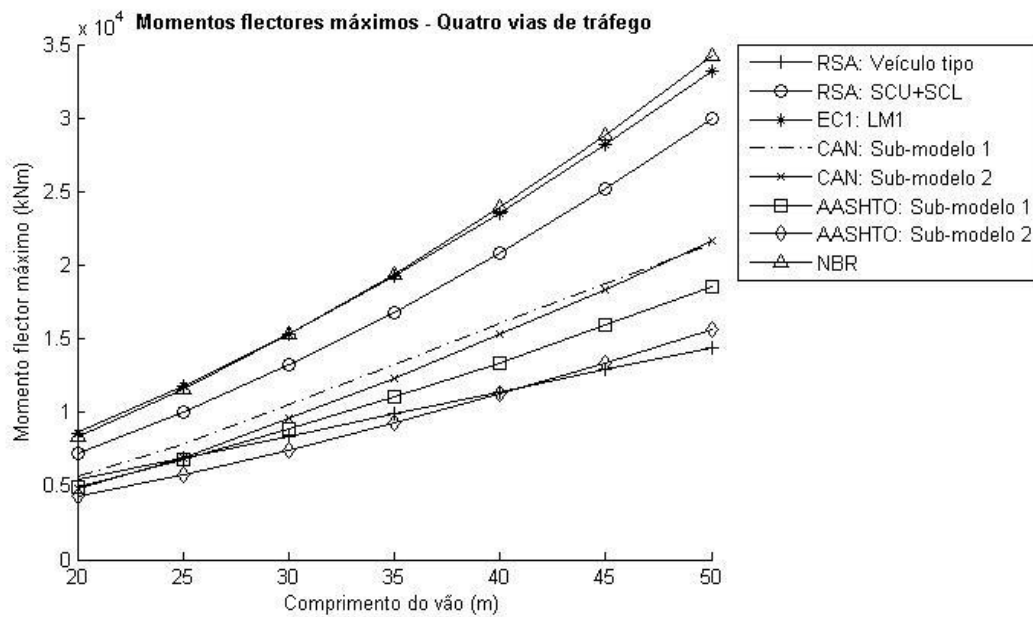


Figura 4.4 – Momentos flectores máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e quatro vias de tráfego.

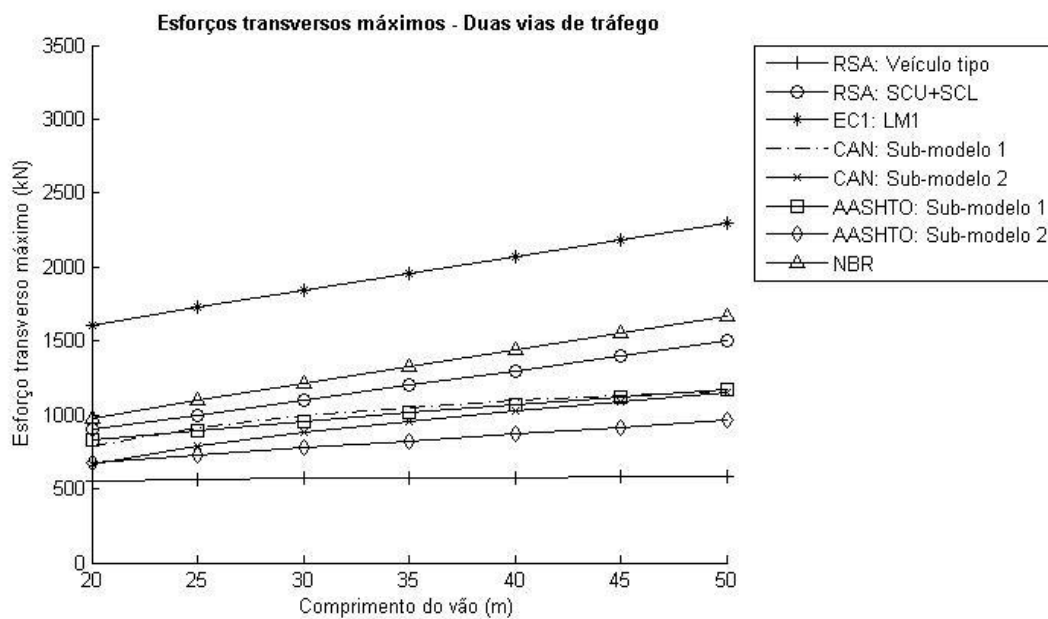


Figura 4.5 – Esforços transversos máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e duas vias de tráfego.

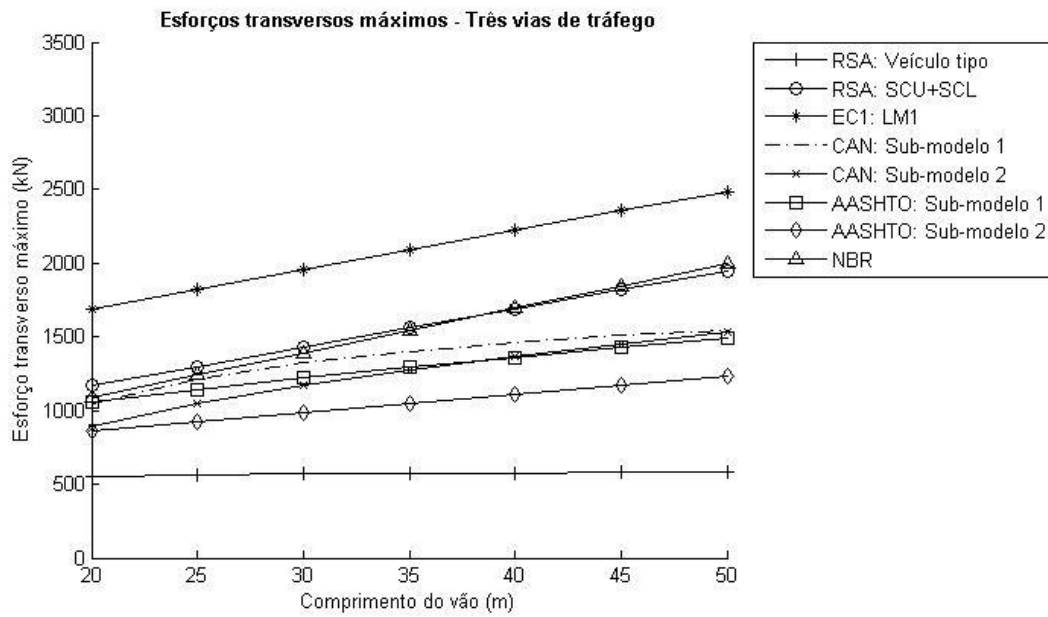


Figura 4.6 – Esforços transversos máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e três vias de tráfego.

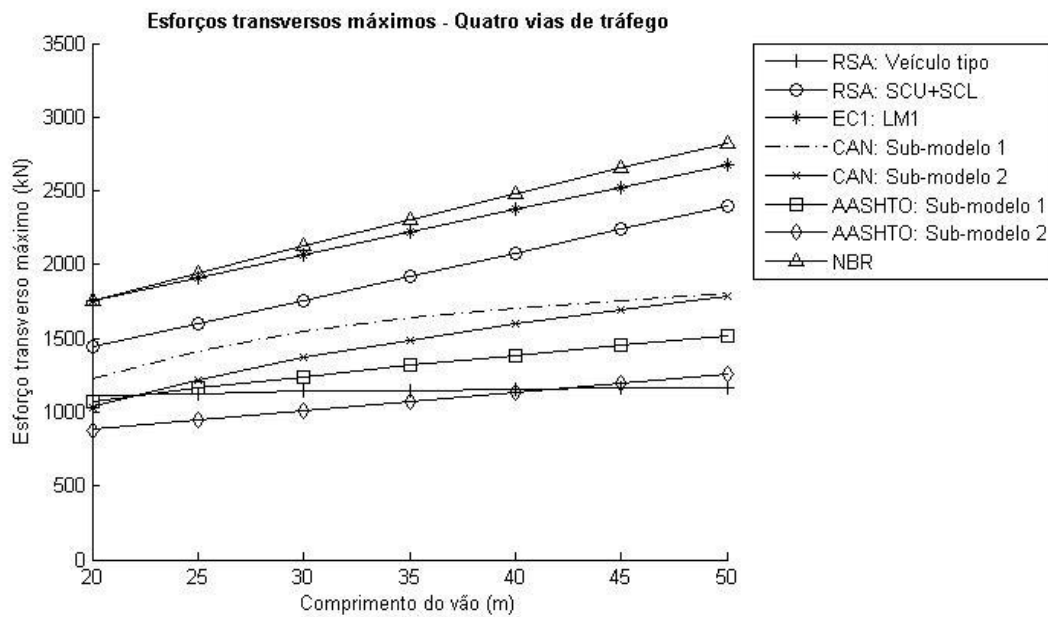


Figura 4.7 – Esforços transversos máximos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em vigas simplesmente apoiadas e quatro vias de tráfego.

4.2.1 Influência do tipo de submodelo

É importante perceber em que circunstâncias, cada um dos submodelos constitui o caso de carga condicionante (para os regulamentos que prevêm mais do que uma hipótese de carga).

Em termos de regulamentação nacional (RSA) e para a gama de vãos e número de vias de tráfego estudadas, o submodelo constituído por uma sobrecarga uniforme aliada a uma sobrecarga linear constituiu sempre a situação condicionante quer para momentos flectores, quer para esforços transversos.

É interessante analisar as tendências e diferenças entre os valores produzidos por cada um dos submodelos de cada regulamento. A tabela 4.4 apresenta o rácio entre os valores dos esforços produzidos pelos dois submodelos previstos no RSA.

Tabela 4.4 – Rácio entre os valores dos esforços produzidos pelos submodelos SCU+SCL e Veículo Tipo do regulamento Português.

Vão (m)	2 Vias de tráfego		3 Vias de tráfego		4 Vias de tráfego	
	M máx	V máx	M máx	V máx	M máx	V máx
20	1.67	1.62	2.17	2.11	1.33	1.30
30	1.96	1.93	2.55	2.51	1.57	1.54
40	2.28	2.25	2.96	2.93	1.82	1.80
50	2.60	2.58	3.39	3.35	2.08	2.06

Legenda:

M máx – Momento flector máximo;

V máx – Esforço transverso máximo.

Os valores presentes na tabela 4.4 mostram que para o número de vias de tráfego estudados, o aumento do comprimento de vão acentua a diferença entre o valor dos esforços obtidos por cada um dos submodelos. Tal tendência permite afirmar que para comprimentos de vão superiores a 50 metros, o submodelo SCU+SCL continuará a ser o caso de carga condicionante. Para comprimentos de vão inferiores a 20 metros prevê-se que o caso de carga condicionante seja também o submodelo SCU+SCL. Note-se que para um comprimento de vão de 20 metros, os esforços por este produzidos são consideravelmente superiores aos produzidos pelo veículo tipo para duas, três e quatro vias de tráfego.

Analisando agora o regulamento Canadiano, verificou-se que em termos de momentos flectores e para duas, três e quatro vias de tráfego, o submodelo 1 (CL-W Camião) provou ser condicionante até um comprimento de vão de 40 metros (inclusive) passado o submodelo 2

(CL-Carga de Via) a ser condicionante a partir desse comprimento. Em termos de esforços transversos, o submodelo 1 é condicionante para todos os casos estudados. A tabela 4.5 apresenta os rácios entre os valores dos esforços produzidos pelos submodelos 1 e 2 do regulamento Canadiao.

Tabela 4.5 – Rácio entre os valores dos esforços produzidos pelos submodelos CL-W Camião e CL-Carga de Via do regulamento Canadiao.

Vão (m)	2 Vias de tráfego		3 Vias de tráfego		4 Vias de tráfego	
	M máx	V máx	M máx	V máx	M máx	V máx
20	1.16	1.18	1.16	1.18	1.16	1.18
30	1.10	1.13	1.10	1.13	1.10	1.13
40	1.05	1.07	1.05	1.07	1.05	1.07
50	0.99	1.01	0.99	1.01	0.99	1.01

Legenda:

M máx – Momento flector máximo;

V máx – Esforço transverso máximo.

Observando a tendência nos valores presentes na tabela 4.5 pode afirmar-se que para comprimentos de vo superiores a 50 metros o submodelo 2 do regulamento Canadiao passará a constituir a situação condicionante.

É importante explicar o facto de os rácios entre os efeitos dos submodelos, em cada comprimento de vo, não variarem quando se considera duas, três ou quatro vias de tráfego. Tais resultados podem ser explicados em parte por se aplicar cada tipo de carga de cada submodelo (veículo tipo e sobrecarga distribuída) a cada via dedicada. Por isto, e pela constância dos factores de amplificação dinâmica e de múltipla presença para igual número de vias dedicadas, o rácio entre os efeitos dos dois submodelos mantm-se.

Resta apenas analisar os resultados produzidos pelos submodelos do regulamento norte-Americano AASHTO. Tal como para os regulamentos anteriormente analisados, encontram-se representados na tabela 4.6 os rácios entre os valores dos efeitos produzidos pelos submodelos 1 (Carga de camião + Carga uniformemente distribuída) e 2 (Carga tandem + Carga uniformemente distribuída) previstos nesse regulamento. Observa-se que para todos os casos estudados, o submodelo 1 é a situação de carga condicionante.

Tabela 4.6 – Rácio entre os valores dos esforços produzidos pelos submodelos 1 e 2 do regulamento norte-Americano.

Vão (m)	2 Vias de tráfego		3 Vias de tráfego		4 Vias de tráfego	
	M máx	V máx	M máx	V máx	M máx	V máx
20	1.14	1.22	1.14	1.22	1.14	1.22
30	1.19	1.23	1.19	1.23	1.19	1.23
40	1.19	1.23	1.19	1.23	1.19	1.23
50	1.19	1.21	1.19	1.21	1.19	1.21

Legenda:

M máx – Momento flector máximo;

V máx – Esforço transverso máximo.

Na análise aos momentos flectores, verifica-se um aumento no valor do rácio entre submodelos para comprimentos de vão entre 20 e 30 metros para duas, três e quatro vias de tráfego. Posteriormente observa-se uma constância desse mesmo valor para comprimentos de vão entre 30 e 50 metros. Analisando os dados até à terceira casa decimal observa-se que o valor do rácio parte de um valor de 1.187 para um comprimento de vão de 30 metros, chega a um máximo de 1.194 para 40 metros voltando a diminuir para 1.190 em vãos de 50 metros de comprimento. Não é claro qual será o caso de carga condicionante para comprimentos de vão superiores a 50 metros. Contudo, os gráficos das figuras 4.2 a 4.4 parecem indicar que o distanciamento entre os dois se manterá.

Analisando os valores dos rácios entre submodelos relativos aos esforços transversos, para duas, três e quatro vias de tráfego, verifica-se que partem de um valor mínimo em comprimentos de vão de 20 metros, atingem um máximo em comprimentos de 30 metros voltando a diminuir para comprimentos de vão de 50 metros. Não é claro qual será o caso de carga condicionante para comprimentos de vão superiores a 50 metros. Contudo, e mais uma vez, os gráficos (figuras 4.5 a 4.7) aparentam indicar que a diferença entre os dois se mantém aproximadamente constante.

O facto de os rácios entre os efeitos dos submodelos dentro de cada comprimento de vão não variarem quando se considera duas, três ou quatro vias de tráfego é explicado da mesma forma que para o regulamento Canadiano.

4.2.2 Comparação dos efeitos produzidos pelos modelos condicionantes

Comparar-se-ão neste ponto, os valores dos efeitos produzidos pelos modelos e submodelos condicionantes, não se considerando os submodelos que produzam os esforços menos penalizadores em relação ao submodelo alternativo.

De um ponto de vista global, para duas e três vias de tráfego, os efeitos produzidos pelo modelo da norma Europeia destacam-se superiormente dos efeitos produzidos pelos modelos dos restantes regulamentos. Tal destaque é mais evidente em momentos flectores do que em esforços transversos. Para quatro vias de tráfego, os efeitos produzidos pelos modelos dos regulamentos Português e Brasileiro aproximam-se dos efeitos produzidos pela norma Europeia. Nesta situação e para certos comprimentos de vão, os efeitos do modelo Brasileiro chegam mesmo a superar os efeitos do modelo Europeu.

Em termos de momentos flectores, tal superação tem lugar a partir de comprimentos de vão entre 30 a 40 metros ao passo que para esforços transversos a norma Brasileira excede a norma Europeia a partir de comprimentos de vão entre 20 a 30 metros.

É de interesse observar a proporção dos efeitos produzidos pelos diversos regulamentos em relação à regulamentação nacional. As tabelas 4.7 e 4.8 apresentam os rácios entre os valores dos efeitos produzidos por cada regulamento em relação ao modelo de referência – RSA.

Tabela 4.7 – Rácios entre os valores de momentos flectores produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em relação ao modelo do RSA.

	2 Vias de tráfego				3 Vias de tráfego				4 Vias de tráfego			
	20 m	30 m	40 m	50 m	20 m	30 m	40 m	50 m	20 m	30 m	40 m	50 m
EC1	1.75	1.65	1.58	1.52	1.41	1.35	1.30	1.27	1.20	1.16	1.13	1.11
CAN CSA-S6-00	0.80	0.82	0.79	0.74	0.82	0.84	0.81	0.76	0.78	0.80	0.77	0.72
AASHTO	0.84	0.83	0.79	0.76	0.82	0.81	0.78	0.75	0.68	0.67	0.64	0.62
NBR 7187 e 7188	1.04	1.06	1.07	1.08	0.86	0.92	0.95	0.98	1.16	1.16	1.15	1.14

Tabela 4.8 – Rácios entre os valores de esforços transversos produzidos pelos modelos dos vários regulamentos em relação ao modelo do RSA.

	2 Vias de tráfego				3 Vias de tráfego				4 Vias de tráfego			
	20 m	30 m	40 m	50 m	20 m	30 m	40 m	50 m	20 m	30 m	40 m	50 m
EC1	1.79	1.68	1.59	1.53	1.44	1.37	1.31	1.27	1.22	1.18	1.14	1.11
CAN CSA-S6-00	0.87	0.90	0.84	0.77	0.90	0.93	0.87	0.79	0.85	0.88	0.82	0.75
AASHTO	0.92	0.87	0.82	0.78	0.90	0.85	0.80	0.76	0.75	0.71	0.67	0.63
NBR 7187 e 7188	1.09	1.10	1.11	1.11	0.93	0.97	1.00	1.02	1.22	1.21	1.19	1.18

Em termos de momentos flectores pode apontar-se que para um comprimento de vão de 20 metros, os esforços produzidos pelo modelo da norma Europeia são 75, 41 e 20% mais elevados que os esforços produzidos pelo modelo previsto no RSA para duas, três e quatro

vias de tráfego respectivamente. É de notar ainda que os regulamentos Português e Brasileiro produzem valores de momento flector bastante próximos sendo a maior diferença (16%) obtida para quatro vias de tráfego e um comprimento de vão de 20 metros.

O momento flector produzido pelo modelo norte-Americano para quatro vias de tráfego e comprimento de vão de 50 metros, é 38% inferior ao valor proveniente do modelo Português sendo esta a maior diferença por defeito.

No que toca a esforços transversos, as maiores diferenças dão-se precisamente nos mesmos casos do que para momentos flectores, mas ligeiramente mais acentuadas. Para um comprimento de vão de 20 metros, os esforços produzidos pelo modelo da norma Europeia são 79, 44 e 22% mais elevados que os esforços produzidos pelo modelo previsto no RSA para duas, três e quatro vias de tráfego respectivamente. Para quatro vias de tráfego e um comprimento de vão de 20 metros, o esforço transversal produzido pelo regulamento Brasileiro supera o Português em 22%.

Quanto a diferenças por defeito, para quatro vias de tráfego e 50 metros de vão, a norma Americana produz um valor de esforço transversal 37% inferior ao produzido pelo RSA.

4.2.3 Influência do aumento do número de vias de tráfego

A análise à influência que o aumento do número de vias de tráfego tem nos esforços produzidos pelos vários modelos revela interesse. O aumento do número de vias de tráfego provoca um aumento no valor das sobrecargas distribuídas em todos os regulamentos em estudo. Quanto às cargas concentradas, ou veículos tipo, a situação é diferente. O aumento do número de vias só surtirá efeitos caso leve à consideração de um maior número de veículos tipo. Observe-se então a tabela 4.9, que apresenta o aumento dos esforços produzidos por cada regulamento aquando do aumento de duas para três e de três para quatro vias de tráfego.

Tabela 4.9 – Aumento dos esforços produzidos pelos modelos de cada regulamento aquando do aumento do número de vias de tráfego.

		M máx				V máx			
		20 m	30 m	40 m	50 m	20 m	30 m	40 m	50 m
RSA	2 - 3 Vias de tráfego	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
	3 - 4 Vias de tráfego	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23
EC1	2 - 3 Vias de tráfego	1.05	1.06	1.07	1.08	1.05	1.06	1.07	1.08
	3 - 4 Vias de tráfego	1.05	1.06	1.07	1.08	1.04	1.06	1.07	1.08
CAN CSA-S6-00	2 - 3 Vias de tráfego	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33
	3 - 4 Vias de tráfego	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17
AASHTO	2 - 3 Vias de tráfego	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.27	1.27	1.28
	3 - 4 Vias de tráfego	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
NBR 7187 e 7188	2 - 3 Vias de tráfego	1.08	1.12	1.16	1.18	1.11	1.15	1.18	1.20
	3 - 4 Vias de tráfego	1.66	1.55	1.48	1.43	1.62	1.53	1.46	1.42

Legenda:

M máx – Momento flector máximo;

V máx – Esforço transverso máximo.

A primeira constatação a fazer é o facto de o aumento do número de vias de tráfego influenciar na mesma percentagem os valores de momentos flectores e esforços transversos. As pequenas flutuações entre valores encontradas para alguns regulamentos podem ser atribuídas a arredondamentos.

Para a maioria dos regulamentos (Português, Canadano e norte-Americano) o aumento de duas para três vias de tráfego provou ser mais penalizador em termos de esforços do que o aumento de três para quatro vias. No caso do regulamento Europeu, o aumento do valor dos esforços na passagem de duas para três vias é igual ao aumento passando de três para quatro vias. Quanto ao regulamento Brasileiro, a passagem de três para quatro vias de tráfego é bastante mais penalizadora do que a passagem de duas para três vias. Tal penalização deve-se ao facto de para duas e três vias se considerar apenas a actuação de um veículo tipo, ao passo que para quatro vias se considera a actuação de dois veículos tipo.

Os aumentos nos valores dos esforços aquando da passagem de duas para três vias de tráfego nos regulamentos Português, Canadano e norte-Americano são da ordem dos 30, 33 e 28% respectivamente.

Quanto à passagem de três para quatro vias de tráfego, os aumentos mais significativos em termos de momentos máximos ocorrem nos regulamentos Português, Canadano e

Brasileiro em 23%, 17% e 66% respectivamente. No que toca a esforço transversal, tais aumentos são da ordem dos 23, 17 e 62%.

O destaque dos aumentos dos valores dos esforços produzidos por estes regulamentos pode ser explicado lembrando que:

- O regulamento Brasileiro apresenta o valor mais elevado de sobrecarga distribuída (5 kN/m^2) o que provoca um maior aumento na sobrecarga por metro de vão. A passagem de três para quatro vias de tráfego faz-se acompanhar da consideração de mais um veículo tipo ao modelo;
- O regulamento Canadense apresenta o veículo tipo com a carga total mais elevada em relação aos restantes regulamentos e especifica que este deve ser aplicado em todas as vias dedicadas.
- O regulamento Português apresenta o segundo valor mais elevado de sobrecarga distribuída (4 kN/m^2). É necessário ainda ter em consideração a sobrecarga linear (50 kN/m), que actua transversalmente na faixa de rodagem, e cujo valor aumenta com o aumento da largura da faixa de rodagem.

4.2.4 Influência do comprimento de vão

O comprimento do vão de uma ponte tem uma influência óbvia nos esforços provocados pelo tráfego rodoviário que nela circula. Os modelos propostos por cada um dos regulamentos de sobrecargas rodoviárias podem fazer com que o comprimento do vão tenha maior ou menor influência no valor dos esforços provocados. Esta influência prende-se sobretudo com o tipo de cargas presentes no modelo e respectiva intensidade. Em modelos constituídos por cargas distribuídas de intensidade elevada, a influência do comprimento do vão é mais relevante do que em modelos constituídos apenas por veículos tipo.

As expressões de momentos flectores produzidos pelos modelos que incluem cargas concentradas e distribuídas representam-se através de polinómios do segundo grau devido à presença destas últimas. A elevada intensidade das cargas distribuídas (kN/m^2) previstas no regulamento Brasileiro provoca um aumento acentuado das sobrecargas distribuídas por metro de vão por estas dependerem da largura da faixa de rodagem. Este facto pode explicar que a partir de certos comprimentos de vão esse regulamento produza efeitos superiores ao regulamento Europeu (no caso de quatro vias de tráfego).

Assim, o comprimento do vão influencia os valores dos efeitos produzidos pelos modelos de carga de uma forma expectável. Os esforços produzidos pelos modelos dos regulamentos que apresentam maiores intensidades de cargas distribuídas (Brasileiro, Europeu e Português) tendem a distanciar-se superiormente dos restantes à medida que aumenta o comprimento de vão. Este distanciamento é mais evidente para momentos flectores do que para esforços transversos visto as equações de esforços máximos em função do comprimento de vão serem polinómios do segundo (para modelos que incluam cargas distribuídas) e primeiro grau respectivamente.

5 Dimensionamento do tabuleiro de uma ponte segundo o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) e segundo as normas Europeias EN 1991 (EC1) e EN 1992 (EC2)

Após a comparação e análise dos esforços produzidos pelos modelos dos diversos regulamentos de sobrecargas rodoviárias, é importante averiguar e comparar os valores dos esforços combinados. A comparação mais interessante a efectuar é entre a actual e futura regulamentações nacionais.

O presente capítulo tem como finalidade a obtenção dos valores de cálculo dos esforços para uma mesma estrutura e utilizando a regulamentação nacional em vigor – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes e Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado – e as normas Europeias – EN 1991 e EN 1992. Os valores de cálculo dos esforços actuantes serão os valores a utilizar nas verificações de segurança aos seguintes estados limites:

- Utilização:
 - Descompressão;
- Últimos:
 - Flexão;
 - Esforço transversal.

Os momentos máximos actuantes considerados dizem respeito à secção a meio vão da viga ao passo que os esforços transversos máximos actuantes dizem respeito às secções dos apoios. A estrutura considerada é a ponte representada na figura 5.1.

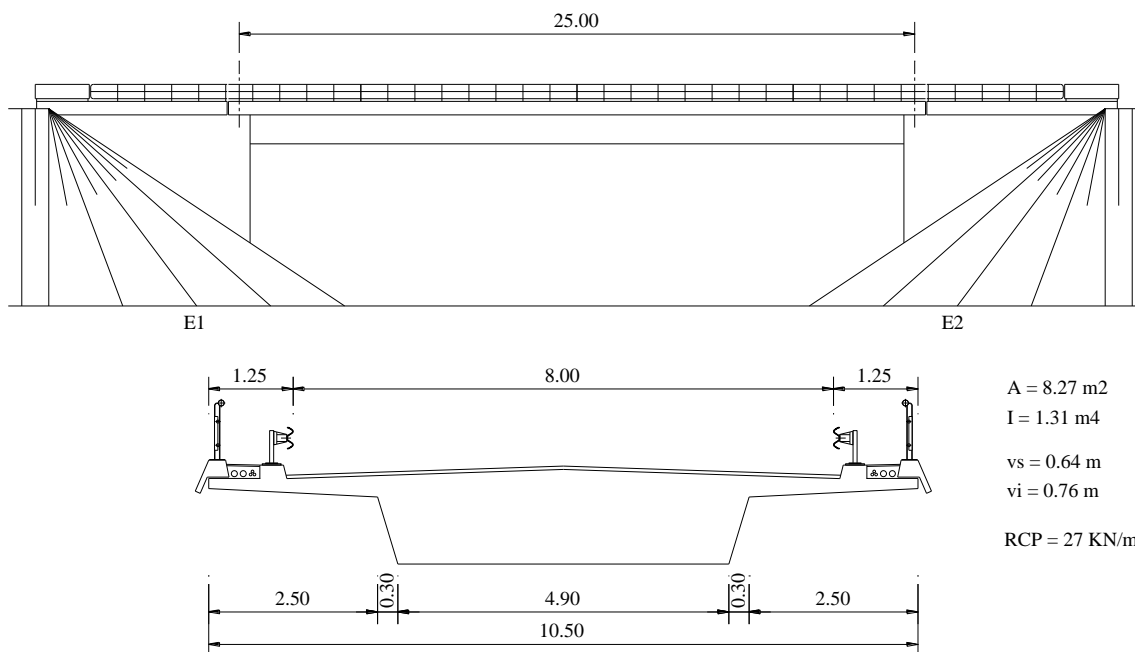


Figura 5.1 – Geometria e dimensões do tabuleiro da ponte considerada no cálculo.

A ponte em questão trata-se de uma passagem superior cujo modelo de cálculo no sentido longitudinal consiste numa viga simplesmente apoiada com um comprimento de vão de 25 metros. Quanto ao tabuleiro, a solução utilizada consiste numa laje de uma nervura com geometria, dimensões e características representadas na figura 5.1.

5.1 Dimensionamento segundo RSA e REBAP

Os esforços máximos actuantes não combinados obtidos através da aplicação do RSA encontram-se organizados na tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Esforços máximos actuantes não combinados produzidos pelo RSA.

		Momento Flector (kN.m)	Esforço Transverso (kN)
Peso próprio (206.75 kN/m)		16152.34	2584.38
Restante carga permanente (27 kN/m)		2109.38	337.50
Sobrecarga	VT	3450.00	564.00
	SCU + SCL	5000.00	800.00

Legenda:

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniforme;

SCL – Sobrecarga linear.

Constata-se que o submodelo condicionante para esta estrutura é o submodelo constituído pelas sobrecargas uniforme e linear. Por este facto, os valores de esforços máximos produzidos por este submodelo serão os utilizados nos cálculos a partir deste ponto.

5.1.1 Valor de cálculo do momento flector actuante a utilizar na verificação do estado limite de utilização de descompressão

A regulamentação nacional especifica que a segurança em relação ao estado limite de descompressão está assegurada quando não existam, nas secções do elemento, tracções ao nível da fibra extrema que ficaria mais traccionada devido aos esforços actuantes, exceptuando a acção do pré-esforço. No caso em estudo, averiguar-se-á qual a quantidade de força de pré-esforço que elimine as tracções da fibra inferior da secção a meio vão da viga.

O valor do momento flector considerado no cálculo da força de pré-esforço a aplicar, advém da combinação frequente de acções correspondendo a ambientes muito agressivos.

$$S_{freq} = \sum_{i=1}^m S_{Gim} + \sum_{j=1}^n \psi_{Ij} S_{Qjk}$$

Sendo,

S_{qp} – Valor de cálculo (quase-permanente) do esforço actuante;

S_{Gim} – Acção permanente i quantificada pelo seu valor médio;

ψ_{Ij} – Coeficiente correspondente à acção variável de ordem j cuja aplicação torna o valor característico da sobrecarga no seu valor frequente;

S_{Qjk} – Acção variável j quantificada pelo seu valor característico.

$$M_{freq} = M_{pp} + M_{RCP} + \psi_1 M_Q = 16152.34 + 2109.38 + 0.4 \times 5000 = 20261.72 \text{ kN.m}$$

Sendo,

M_{freq} – Momento flector frequente de cálculo;

M_{pp} – Momento flector devido à acção do peso próprio;

M_{RCP} – Momento flector devido à acção da restante carga permanente;

M_Q – Momento flector devido à acção da sobrecarga.

Força de pré-esforço

Para o cálculo do valor mínimo de pré-esforço que verifique o estado limite de descompressão P admitiu-se um recobrimento de 12 cm. A inequação que permite verificar o estado limite de descompressão é a seguinte.

$$\sigma_i \leq 0 \Leftrightarrow \frac{M_{freq}}{I} v_i - \frac{P \cdot e}{I} v_i - \frac{P}{A} + \frac{M_{hip}}{I} v_i \leq 0$$

Sendo,

σ_i – Tensão normal na fibra inferior da viga;

I – Momento de inércia da secção da viga;

v_i – Distância entre o centro de gravidade da secção da viga e a secção onde existiriam tracções se não existisse pré-esforço (neste caso fibra inferior);

M_{hip} – Momento hiperstático devido ao pré-esforço (neste caso é nulo por tratar-se de uma viga isostática).

Simplificando a expressão em ordem à força de pré-esforço P e excluindo a parcela hiperstática da expressão por ser nula:

$$P \geq \frac{M_{freq}}{e + \frac{I}{A \cdot v_i}}$$

Substituindo os valores na expressão anterior:

$$P = \frac{20261.72}{0.76 - 0.12 + \frac{1.31}{0.76 \times 8.27}} = 23881.54 \text{ kN}$$

5.1.2 Valor de cálculo do momento flector actuante a utilizar na verificação do estado limite último de flexão

O valor de cálculo do esforço actuante M_{Sd} obtém-se através da combinação fundamental geral de acções prevista no RSA.

$$M_{Sd} = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q S_{Q1k}$$

Sendo,

$\gamma_{g,i}$ – Coeficiente de segurança relativo à acção permanente i ;

S_{Gik} – Esforço resultante da acção permanente i tomada com o seu valor característico;

γ_q – Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis;

S_{Qk} – Esforço resultante de uma acção variável tomada com o seu valor característico.

Utilizando os valores presentes na tabela 5.1 tem-se:

$$M_{Sd} = 1.35 \times M_{pp} + 1.5 \times M_{RCP} + 1.5 \times M_Q$$

$$M_{Sd} = 1.35 \times 16152.34 + 1.5 \times 2109.38 + 1.5 \times 5000.00 = 32469.73 \text{ kN.m}$$

Sendo,

M_{pp} – Momento flector devido à acção do peso próprio;

M_{RCP} – Momento flector devido à acção da restante carga permanente;

M_Q – Momento flector devido à acção da sobrecarga.

5.1.3 Valor de cálculo do esforço transversal actuante a utilizar no estado limite último de esforço transversal

O valor de cálculo do esforço transversal actuante V_{Sd} obtém-se também através da combinação fundamental geral de acções prevista no RSA.

$$V_{Sd} = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q S_{Q1k}$$

Sendo,

$\gamma_{g,i}$ – Coeficiente de segurança relativo à acção permanente i ;

S_{Gik} – Esforço resultante da acção permanente i tomada com o seu valor característico;

γ_q – Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis;

S_{Qk} – Esforço resultante de uma acção variável tomada com o seu valor característico.

Para o cálculo da parcela de esforço transversal actuante relativa à acção de pré-esforço $V_{P.E.}$, admitiu-se que o traçado dos cabos é parabólico e simétrico. Partindo do centro de gravidade da viga nas extremidades e atingindo a excentricidade máxima a meio vão (com um recobrimento de 0.12 m) conforme a figura 5.2.

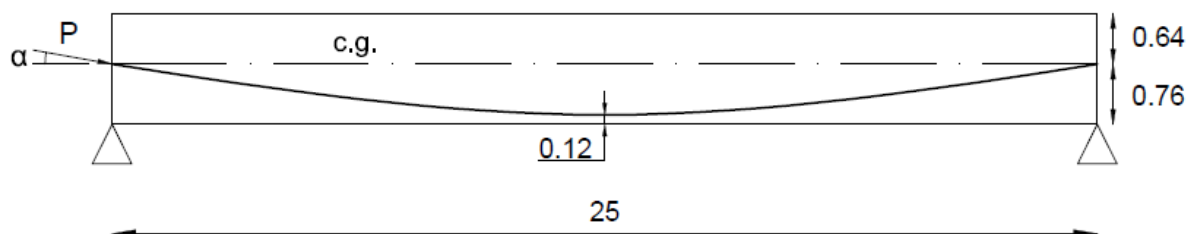


Figura 5.2 – Traçado dos cabos de pré-esforço.

$$V_{P.E.} = P \times \tan \alpha$$

$$\tan \alpha = \frac{2f}{L}$$

Sendo,

P – Força de pré esforço;

α – Ângulo formado entre o cabo e a horizontal, num determinado ponto;

f – Flecha ou diferença de cotas entre os pontos extremos do troço do cabo em análise;

L – Comprimento na horizontal do troço do cabo em análise.

Substituindo os valores nas expressões tem-se:

$$\tan \alpha = \frac{2 \times (0.76 - 0.12)}{12.5} = 0.102$$

$$V_{P.E.} = 23881.54 \times 0.102 = 2435.92 \text{ kN}$$

Utilizando os valores presentes na tabela 5.1 tem-se:

$$V_{Sd} = 1.35 \times V_{pp} + 1.5 \times V_{RCP} - 1.0 \times V_{P.E.} + 1.5 \times V_Q$$

$$V_{Sd} = 1.35 \times 2584.38 + 1.5 \times 337.50 - 1.0 \times 2435.92 + 1.5 \times 800.00 = 2759.24 \text{ kN}$$

Sendo,

V_{pp} – Esforço transversal devido à acção do peso próprio;

V_{RCP} – Esforço transversal devido à acção da restante carga permanente;

$V_{P.E.}$ – Esforço transversal devido à acção do pré-esforço;

V_Q – Esforço transversal devido à acção da sobrecarga.

5.2 Dimensionamento segundo as normas Europeias EC1 e EC2

Os esforços máximos actuantes não combinados obtidos através da aplicação da norma Europeia EN1991-2 encontram-se organizados na tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Esforços máximos produzidos pela norma Europeia EN1991-2.

		Momento Flector (kN.m)	Esforço Transverso (kN)
Peso próprio (206.75 kN/m)		16152.34	2584.38
Restante carga permanente (27 kN/m)		2109.38	337.50
Sobrecarga	TS	5950.00	976.00
	UDL	3085.94	493.75

Legenda:

TS – Sistema Tandem;

UDL – Sobrecarga uniformemente distribuída;

NOTA: Separou-se os esforços resultantes do sistema tandem e sobrecarga distribuída pelo facto de a norma Europeia prever coeficientes de combinação distintos aplicáveis a cada tipo de sobrecarga.

5.2.1 Verificação da segurança em relação ao estado limite de utilização de descompressão

O valor de momento flector considerado no cálculo do valor de pré-esforço que verifica o estado limite de descompressão advém da combinação frequente de acções correspondendo às classes de exposição XD1, XD2, XD3, XS1, XS2 e XS3. Tais classes correspondem a corrosão induzida por cloretos e por cloretos presentes na água do mar. Desta forma equipara-se o presente dimensionamento ao dimensionamento feito segundo o RSA visto ambos os cenários levarem à consideração do valor frequente de momento flector.

$$M_{freq} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_1 Q_k$$

Sendo,

$G_{k,j}$ – Valor característico da acção permanente j;

ψ_1 – Coeficiente que transforma o valor característico de uma acção variável no seu valor frequente;

Q_k – Valor característico da acção variável.

$$M_{freq} = M_{pp} + M_{RCP} + \psi_{1,TS} M_{TS} + \psi_{1,UDL} M_{UDL}$$

Substituindo os valores constantes na tabela 5.2 na expressão anterior:

$$M_{freq} = 16152.34 + 2109.38 + 0.75 \times 5950 + 0.4 \times 3085.94 = 23958.60 \text{ kN.m}$$

Força de pré-esforço

É possível agora determinar o valor necessário de força de pré-esforço a aplicar que verifique a descompressão, utilizando os valores presentes na tabela 5.2 nas expressões apresentadas no ponto 5.1.1.

$$P \geq \frac{M_{qp}}{e + \frac{I}{A \cdot v_i}}$$

$$P = \frac{23958.60}{0.76 - 0.12 + \frac{1.31}{8.27 \times 0.76}} = 28238.88 \text{ kN}$$

5.2.2 Valor de cálculo do momento flector actuante

O valor de cálculo do momento flector actuante obtém-se através da combinação fundamental geral de acções prevista na norma NP EN 1990.

$$M_{Ed} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_Q Q_k$$

Sendo,

$\gamma_{G,j}$ – Coeficiente parcial relativo à acção permanente j;

$G_{k,j}$ – Valor característico da acção permanente j;

γ_Q – Coeficiente parcial relativo à acção variável;

Q_k – Valor característico da acção variável;

$$M_{Ed} = \gamma_G M_{pp} + \gamma_G M_{RCP} + \gamma_Q M_Q$$

Substituindo os valores constantes na tabela 5.2 na expressão anterior:

$$M_{Ed} = 1.35 \times 16152.34 + 1.35 \times 2109.38 + 1.35 \times 9035.94$$

$$M_{Ed} = 36851.84 \text{ kN.m}$$

5.2.3 Valor de cálculo do esforço transversal actuante

O valor de cálculo do esforço transversal actuante obtém-se, tal como o momento flector, através da combinação fundamental geral de acções prevista na norma NP EN 1990.

$$V_{Ed} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_Q Q_k$$

Sendo,

$\gamma_{G,j}$ – Coeficiente parcial relativo à acção permanente j;

$G_{k,j}$ – Valor característico da acção permanente j;

γ_P – Coeficiente parcial relativo à acção do pré-esforço;

P_k – Valor característico da acção do pré-esforço;

γ_Q – Coeficiente parcial relativo à acção variável;

Q_k – Valor característico da acção variável.

Para cálculo da parcela de esforço transversal relativa à acção de pré-esforço, admitiu-se um traçado idêntico ao considerado no dimensionamento segundo o REBAP conforme a figura 5.2.

$$V_{P.E.} = P \times \tan \alpha$$

$$\tan \alpha = \frac{2 \times (0.76 - 0.12)}{12.5} = 0.102$$

$$V_{P.E.} = 28238.88 \times 0.102 = 2880.37 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = \gamma_G V_{pp} + \gamma_G V_{RCP} - \gamma_P V_P + \gamma_Q V_Q$$

Substituindo os valores constantes da tabela 5.2 na expressão anterior:

$$V_{Ed} = 1.35 \times 2584.38 + 1.35 \times 337.50 - 1.0 \times 2880.37 + 1.35 \times 1469.75$$

$$V_{Ed} = 3048.33 \text{ kN.m}$$

5.3 Análise e comparação dos resultados obtidos

Neste ponto são analisados os resultados provenientes do dimensionamento efectuado no ponto anterior. A tabela 5.3 organiza os valores dos esforços actuantes e de força de pré-esforço obtidos através dos dois regulamentos.

Tabela 5.3 – Esforços actuantes e força de pré-esforço obtidos através dos regulamentos RSA/REBAP e EC1/ EC2.

	Momento flector frequente	Força de pré-esforço P	Momento flector (EL Último)	Esforço transversal (EL Último)
RSA REBAP ^e	20261.72	23881.54	32469.73	2759.24
EC1 e EC2	23958.6	28238.88	36851.84	3048.33

O primeiro comentário possível aos resultados dos dois dimensionamentos é o facto de cada tipo de esforço produzido pelos dois regulamentos ser da mesma ordem de grandeza. Para uma noção mais palpável dos valores obtidos, a tabela 5.4 apresenta os valores dos rácios entre cada tipo de esforço.

Tabela 5.4 – Rácios entre os valores dos esforços actuantes de cálculo obtidos através dos dois regulamentos.

	Momento flector frequente	Momento flector (EL Último)	Esforço transversal (EL Último)
Rácio EC1 e EC2 / RSA e REBAP	1.18	1.13	1.10

Passando do dimensionamento através do RSA e REBAP para o dimensionamento através dos Eurocódigos verificou-se um aumento generalizado no valor dos esforços actuantes. O valor do momento flector frequente sofreu um aumento de 18% ao passo que o valor do momento flector a utilizar nos estados limites últimos aumentou em 13%. O aumento em 10% do valor do esforço transversal a utilizar nos estados limites últimos foi o menos acentuado. O aumento da força de pré-esforço P em percentagem é idêntico ao aumento no valor do momento flector frequente. A razão para tal é o facto de o valor de P ser obtido a partir do valor do momento flector frequente e das características da secção do tabuleiro, igual para os dois dimensionamentos.

$$P = \frac{M_{qp}}{e + \frac{I}{A \cdot v_i}} \Leftrightarrow P = cte. \times M_{qp}$$

Os valores de momento flector devidos ao peso próprio e à restante carga permanente são iguais nos dois dimensionamentos pelo facto de a estrutura considerada ser a mesma e logo o aumento dos esforços não combinados verifica-se apenas ao nível da sobrecarga. Os esforços devidos apenas à acção da sobrecarga sofrem um aumento de 81 e 84% para momento flector e esforço transversal respectivamente passando da regulamentação nacional para as normas Europeias.

Constata-se que o aumento do efeito das sobrecargas é mais expressivo que o aumento dos esforços actuantes de cálculo. A explicação para tal prende-se com duas razões.

A primeira é o facto de a sobrecarga constituir apenas uma parte do esforço total actuante. No dimensionamento segundo RSA e REBAP, a parcela da sobrecarga constitui 21% do total dos esforços não combinados (momento flector e esforço transversal) e no dimensionamento segundo os Eurocódigos, a mesma parcela representa 33% desse total.

A segunda razão é a diferença no valor dos coeficientes de segurança aplicáveis às acções permanentes e variáveis.

Tabela 5.5 – Coeficientes de segurança previstos nos regulamentos RSA e Eurocódigos.

Coeficiente	RSA	EC
γ_{pp}	1.35	1.35
γ_{RCP}	1.50	1.35
γ_Q	1.50	1.35
$\gamma_{P,fav}$	1.00	1.00
ψ_1	0.40	TS – 0.75
		UDL – 0.40

Legenda:

γ_{pp} – Coeficiente de segurança relativo à acção do peso próprio;

γ_{RCP} – Coeficiente de segurança relativo à acção da restante carga permanente;

γ_Q – Coeficiente de segurança relativo à acção variável;

$\gamma_{P,fav}$ – Coeficiente de segurança relativo à acção favorável do pré-esforço;

ψ_1 – Coeficiente que transforma o valor característico de uma acção variável no seu valor frequente.

Apesar de os coeficientes relativos à acção do peso próprio e à acção favorável do pré-esforço serem iguais para os dois regulamentos, os restantes diferem. Os coeficientes de segurança aplicáveis à acção da restante carga permanente e sobrecarga rodoviária são

reduzidos em 15%. O coeficiente de combinação frequente aplicável às sobrecargas rodoviárias, apesar da diferença no seu modo de aplicação, sofre um aumento do ponto de vista global.

6 Conclusões e perspectivas futuras

6.1 Conclusões

6.1.1 Modelos de carga

Em primeira instância, saliente-se as muitas diferenças existentes entre os modelos de carga dos regulamentos estudados. Tais diferenças residem, entre outras, na composição e aplicação dos veículos tipo, nomeadamente na variedade de número, intensidade de carga e espaçamento entre eixos.

Em termos de composição e geometria, o número de eixos dos veículos tipo varia entre 2 e 5, ao passo que a intensidade da carga por eixo varia entre 40.25 e 300 kN (incluindo amplificação dinâmica). A variação no espaçamento entre eixos encontra-se entre 1.2 e 9 metros. Como consequência destas diferenças, o peso total de veículos tipo é também bastante variável entre 373.75 e 781.40 kN (incluindo amplificação dinâmica).

Quanto à aplicação dos veículos tipo, existe um aspecto comum a todos os regulamentos – a consideração de apenas um veículo tipo por via de tráfego. No que toca à múltipla presença transversal, os regulamentos apresentam abordagens diferentes. O RSA, como exemplo, apenas permite a aplicação simultânea de dois veículos tipo no caso em que existam duas faixas de rodagem (com sentidos de tráfego diferentes) e cada uma possua pelo menos duas vias no mesmo sentido. Por outro lado e também como exemplo, os regulamentos norte-Americano e Canadano permitem a consideração de um veículo tipo em cada via dedicada.

No que toca a cargas distribuídas, verifica-se uma variação considerável de intensidade, desde 2.5 a 9 kN/m². Para além da variação em intensidade, importa referir as diferenças na sua aplicação que podem passar por aplicar cargas com intensidade diferente a diferentes vias dedicadas ou aplicar uma carga com a mesma intensidade a toda a faixa de rodagem.

Em termos de aplicação das cargas, pode distinguir-se as seguintes variantes prescritas pelos diversos regulamentos estudados:

- Conjunto de cargas concentradas (veículo tipo) consideradas separadamente da soma de sobrecarga uniformemente distribuída a sobrecarga linear (actuando na largura da faixa de rodagem e geralmente denominada “carga de faca”) (regulamento Português);
- Conjunto de cargas concentradas (veículo tipo) e sobrecargas uniformemente distribuídas actuando em simultâneo (regulamentos Europeu e Brasileiro);
- Conjunto de cargas concentradas (veículo tipo) consideradas separadamente da soma de novo conjunto de cargas concentradas (diferentes do primeiro conjunto apenas em intensidade) e sobrecargas uniformemente distribuídas (regulamento Canadiano);
- Conjunto de cargas concentradas (veículo tipo) e sobrecargas uniformemente distribuídas, consideradas separadamente de novo conjunto de cargas concentradas (diferentes do primeiro conjunto em número, disposição e intensidade) e sobrecargas uniformemente distribuídas idênticas às primeiras (regulamento norte-Americano).

Quanto à múltipla presença transversal de veículos, os regulamentos Português e Brasileiro não prevêm uma redução no valor dos esforços para casos em que actuam vários veículos tipo. A norma Europeia por outro lado, tem em conta a referida redução, apresentando veículos tipo com cargas de intensidades decrescentes à medida que aumenta o número de vias dedicadas carregadas. Os restantes regulamentos (Canadiano e norte-Americano) consideram a redução de esforços em casos de múltipla presença transversal de uma forma explícita, através da aplicação de um factor de redução aos esforços obtidos. A aplicação do factor de redução atenua o valor dos esforços à medida que o número de vias dedicadas carregadas aumenta.

Todos os regulamentos consideram os efeitos de amplificação dinâmica se bem que de formas diferentes. Os regulamentos Português e Europeu fazem-no de uma forma implícita, incluindo a parcela relativa a estes efeitos nos valores característicos das cargas concentradas. Os regulamentos Canadiano, norte-Americano e Brasileiro têm em conta os efeitos dinâmicos de uma forma explícita através da aplicação de um factor

ou coeficiente dinâmico aos valores característicos das cargas concentradas. No regulamento Canadano, o referido factor depende do número de eixos do veículo tipo utilizados no cálculo ao passo que no regulamento norte-Americano este factor depende do estado limite a verificar. No regulamento Brasileiro o referido factor depende do comprimento de vão da estrutura ou elemento estrutural em análise.

6.1.2 Esforços resultantes da aplicação dos modelos

Comentando agora os esforços produzidos pelos modelos dos vários regulamentos, há que salientar o facto de os esforços produzidos pela norma Europeia se terem revelado consideravelmente superiores aos restantes. No caso de momentos flectores, tal superioridade acentua-se à medida que aumenta o comprimento de vão. Para quatro vias de tráfego, os efeitos produzidos pelos regulamentos Português e Brasileiro aproximam-se do regulamento Europeu. Os efeitos do modelo de carga Brasileiro chegam mesmo a superar os efeitos do modelo Europeu para comprimentos de vão a partir de 40 metros, inclusive.

Quanto aos regulamentos que apresentam alternativa entre dois submodelos, importa referir:

- À medida que o comprimento de vão diminui, os submodelos constituídos apenas por cargas concentradas (veículos tipo) tendem a ser condicionantes. Para a gama de vãos em estudo, apenas no regulamento Canadano um modelo composto unicamente por veículos tipos é o condicionante. No regulamento Português, os efeitos produzidos pelo submodelo composto pelas sobrecargas distribuída e linear superou em todos os casos o submodelo veículo tipo;
- À medida que o comprimento de vão aumenta, os submodelos que integram sobrecargas distribuídas tendem geralmente a ser condicionantes.

Uma revelação interessante nos valores dos esforços surge através da comparação entre os produzidos pela actual e futura regulamentações nacionais – RSA e norma Europeia respectivamente. Verificou-se um incremento considerável no valor dos esforços produzidos pela norma Europeia em relação ao RSA com um máximo de 75% em termos de momentos flectores e 79% em termos de esforços transversos.

A influência do número de vias de tráfego no valor dos esforços revelou também resultados interessantes do ponto de vista do aumento a que deu origem. À excepção dos regulamentos Europeu e Brasileiro, o aumento de duas para três vias de tráfego provou ser mais penalizador do que o aumento de três para quatro vias. No caso do regulamento Europeu, o aumento do valor dos esforços na passagem de duas para três e de três para quatro vias de tráfego é igual. Quanto ao regulamento Brasileiro, a passagem de três para quatro vias de tráfego é bastante mais penalizadora do que a passagem de duas para três vias. Para este resultado contribui o facto de para duas e três vias considerar-se a actuação de apenas um veículo tipo, ao passo que para quatro vias se considera a actuação de dois veículos tipo.

Os maiores aumentos nos valores dos esforços (momento flector e esforço transversal) aquando da passagem de duas para três vias de tráfego verificam-se nos regulamentos Português, Canadiano e norte-Americano em 30, 33 e 28% respectivamente.

Quanto à passagem de três para quatro vias de tráfego, os aumentos mais significativos em termos de momento flector ocorrem nos regulamentos Português, Canadiano e Brasileiro em 23%, 17% e 66% respectivamente. No que toca a esforço transversal, tais aumentos traduzem-se em 23, 17 e 62% respectivamente para os mesmos regulamentos.

O destaque nos aumentos dos valores dos esforços produzidos por estes regulamentos pode ser explicado lembrando os seguintes factos:

- O regulamento Brasileiro apresenta o valor mais elevado de sobrecarga distribuída (5 kN/m^2) o que provoca um maior aumento na sobrecarga por metro de vão. A passagem de três para quatro vias de tráfego faz-se acompanhar da consideração de mais um veículo tipo ao modelo;
- O regulamento Canadiano apresenta o veículo tipo com a carga total mais elevada em relação aos restantes regulamentos e especifica que este deve ser aplicado em todas as vias dedicadas.

- O regulamento Português apresenta o segundo valor mais elevado de sobrecarga distribuída (4 kN/m^2). É necessário ainda ter em consideração a sobrecarga linear (50 kN/m), que actua transversalmente na faixa de rodagem, e cujo valor aumenta com o aumento da largura da faixa de rodagem.

O comprimento do vão influencia os valores dos efeitos produzidos pelos modelos de carga de uma forma expectável. Os esforços produzidos pelos modelos dos regulamentos que apresentam maiores intensidades de cargas distribuídas (Brasileiro, Europeu e Português) tendem a distanciar-se superiormente dos restantes à medida que aumenta o comprimento de vão. Este distanciamento é mais evidente para momentos flectores do que para esforços transversos visto as equações de esforços máximos em função do comprimento de vão serem maioritariamente polinómios do segundo (para modelos que incluam cargas distribuídas) e primeiro grau respectivamente.

6.1.3 Esforços actuantes de cálculo resultantes do dimensionamento efectuado no Capítulo 5

Passando do dimensionamento através do RSA e REBAP para o dimensionamento através dos Eurocódigos verificou-se um aumento generalizado no valor dos esforços actuantes de cálculo. O valor do momento flector frequente sofreu um aumento de 18% ao passo que o valor do momento flector a utilizar em verificações de estados limites últimos aumentou 13%. O aumento de 10% no valor do esforço transversal a utilizar nos estados limites últimos foi o menos acentuado.

Analisando o dimensionamento segundo a presente e futura regulamentação nacional verifica-se que o aumento no valor das sobrecargas é mais expressivo que o aumento dos esforços actuantes de cálculo. A explicação para tal prende-se com duas razões.

A primeira é o facto de a sobrecarga constituir apenas uma parte do esforço total actuante. No dimensionamento segundo RSA e REBAP, a parcela da sobrecarga constitui 21% do total dos esforços não combinados (momento flector e esforço transversal) e no dimensionamento segundo os Eurocódigos, a mesma parcela representa 33% desse total.

A segunda razão é a diferença nos valores dos coeficientes de segurança aplicáveis às acções permanentes e variáveis. Apesar de os coeficientes relativos a peso próprio e à acção de pré-esforço serem iguais para os dois regulamentos, os restantes diferem. Os coeficientes de segurança aplicáveis à acção da restante carga permanente e sobrecarga rodoviária são reduzidos em 15%. O coeficiente de combinação frequente aplicável às sobrecargas rodoviárias, apesar da diferença no seu modo de aplicação, sofre um aumento do ponto de vista global.

Desta forma, e resumindo os resultados obtidos neste trabalho, pode afirmar-se que a passagem da regulamentação nacional actualmente em vigor (RSA e REBAP) para as normas Europeias (EN 1991-2 e EN 1991-1-1) traduzir-se-á num aumento significativo do valor dos esforços resultantes da actuação da sobrecarga rodoviária. Contudo, o aumento nos valores de esforços actuantes de cálculo (considerando apenas acções permanentes e sobrecarga rodoviária) não é tão expressivo como o aumento dos efeitos da sobrecarga rodoviária considerada isoladamente.

6.2 Desenvolvimentos futuros

A continuação directa do presente estudo passa por estender a análise efectuada a regulamentos de outros países não pertencentes ao Comité Europeu de Normalização, nos quais estão ou entrarão em vigor os Eurocódigos. Os regulamentos com maior interesse serão os de países onde a construção desempenhe um papel económico importante visto a generalidade dos regulamentos de sobrecargas rodoviárias ser direccionado para o projecto de pontes novas.

Revelaria ainda interesse analisar regulamentos direccionados para a avaliação da segurança de pontes existentes e averiguar em que medida reduzem os valores dos esforços produzidos pelos regulamentos de pontes novas.

Referências Bibliográficas

- AASHTO. (2007). *AASHTO LFRD Bridge Design Specifications*. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- BD21/01. (2001). *The Assessment of Highway Bridges and Structures. Design Manual for Roads and Bridges*.
- Calçada, R. (2001). *Avaliação Experimental e Numérica de Efeitos Dinâmicos de Cargas de Tráfego em Pontes Rodoviárias*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Calgaro, J. A., Tschumi, M., & Gulvanessian, H. (2010). *Designer's Guide to Eurocode 1: Actions on bridges. EN 1991-2, EN 1991-1-1, -1-3 to -1-7 and EN1990 Annex A2*. London: Thomas Telford.
- Calgaro, J.-A. (2008). *Traffic Loads on Bridges and Footbridges*. Bruxelas.
- CAN/CSA-S6-00. (2000). *Canadian Highway Bridge Design Code*. Toronto: Canadian Standards Association.
- Caprani, C. C. (2005). *Probabilistic analysis of highway bridge traffic loading*. Dublin: National University of Ireland, University College Dublin, School of Architecture, Landscape and Civil Engineering.
- Caprani, C. C. (2005). *Probabilistic analysis of highway bridge traffic loading*. Dublin: National University of Ireland, University College Dublin, School of Architecture, Landscape and Civil Engineering.
- Caprani, C. C., O'Brien, E. J., & McLachlan, G. J. (2008). Characteristic traffic load effects from a mixture of loading events on short to medium span bridges. *Structural Safety*, 394-404.
- Caprani, C., Belay, A., & O'Connor, A. (2003). Site specific probabilistic load modelling for bridge reliability analysis. *Proceedings of the 3rd. International Conference on Current and Future Trends in Bridge Design, Construction and Maintenance* (pp. 341-348). Shanghai: Thomas Telford.

- Caprani, C., Enright, B., & O'Brien, E. (2008). *Implications of Future heavier Trucks for Europe's Bridges*. Dublin: Dublin Institute of Technology.
- Caprani, C., O'Brien, E., Gonzalez, A., Li, Y., Rattigan, P., & Harris, N. (2006). *Bridge Dynamics and Loading*. Dublin: Dublin Institute of Technology.
- Cruz, P., Wisniewski, D., & Casas, J. R. (2008). *Métodos de Avaliação da Segurança de Pontes Existentes*. Lisboa: Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas.
- Dawe, P. (2003). *Research perspectives: Traffic loading on highway bridges*. London: Thomas Telford.
- Decreto-Lei n°99/2005. (2005). *Regulamento que fixa os pesos e as dimensões máximos autorizados para os veículos em circulação*. Lisboa: Diário da República.
- EC0. (2009). *NP EN 1990 Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas*. Lisboa: IPQ.
- EC0-AnexoA2. (2005). *EN 1990 – Eurocode: Basis of structural design. Annex A2: Application for bridges*. Bruxelas: CEN.
- EC1-Parte1-1. (2010). *NP EN 1992-1-1. Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Lisboa: IPQ.
- EC1-Parte2. (2003). *EN 1991-2 Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*. Bruxelas: CEN.
- EC2-Parte2. (2005). *Eurocode 2 - Design of concrete structures - Concrete bridges - Design and detailing rules*. Bruxelas: CEN.
- European Commission Directorate-General for Energy and Transport. (2009). *European Union energy and transport in figures*. Bruxelas: Comissão Europeia.
- Ghosn, M. (1999a). *Bridge Safety and reliability*. American Society of Civil Engineers.
- González, A., O'Brien, E., Cantero, D., Li, Y., Dowling, J., & Znidaric, A. (2010). *Critical speed for the dynamics of truck events on bridges with a smooth road surface*. Dublin: Elsevier.

- Jacinto, L. (2011). *Avaliação da segurança de pontes existentes — Abordagem probabilística Bayesiana*. Lisboa: Faculdade de Ciências da Universidade Nova de Lisboa.
- Mascarenhas, A. (1978). *Segurança e acções em pontes rodoviárias: acções verticais devidas ao tráfego e correspondentes sistemas regulamentares europeus de cargas de cálculo*. Lisboa: L.N.E.C.
- Mascarenhas, A. (1983). *Cálculo estrutural de pontes e a representação regulamentar das acções devidas ao tráfego rodoviário*. Lisboa: L.N.E.C.
- NBR-7187. (2003). *Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR-7188. (1982). *Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- O'Brien, E., & Caprani, C. (2005). *Headway modelling for traffic load assessment of short to medium span bridges*. Institution of Structural Engineers.
- O'Brien, E., & Enrigh, B. (2011). Modelling same-direction two-lane traffic for bridge loading. *Structural Safety*, 296-304.
- O'Brien, E., Caprani, C., & O'Connell, G. (2006). Bridge assessment loading: a comparison of West and Central/East Europe. *Bridge Structures*, 25-33.
- O'Brien, E., Znidaric, A., & Ojio, T. (2008). *Bridge Weight-in-motion - Latest Developments and Applications World Wide*. Paris.
- O'Connor, A., & O'Brien, E. (2005). Traffic load modelling and factors influencing the accuracy of predicted extremes. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 270-278.
- REBAP. (2010). *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Porto: Porto Editora.
- RSA. (2010). *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Porto: Porto Editora.

- Sjogren, L., & Dolcemascolo, V. (2008). *Bridge Weigh in Motion, weighing of heavy axles in high speed. French test and Swedish experience*. Paris.
- Tavares, J. (1952). *Sobrecargas para pontes de estrada. Estudo comparativo dos regulamentos de vários países*. Lisboa: L.N.E.C.
- Vejdirektoratet. (2004). *Reliability-Based Classification of the Load Carrying Capacity of Existing Bridges*. Dinamarca: Road Directorate, Ministry of Transport.
- Wisniewski, D. (2007). *Safety formats for the assessment of concrete bridges*. Guimarães: Universidade do Minho.
- Znidaric, A. (2006). *Guidance for the Optimal Assessment of Highway Structures - Deliverable D30*. Lausanne.