



**CRITÉRIOS DE OTIMIZAÇÃO DE PROJETOS
DE PONTES A PARTIR DE ESPECTROS DE
ACELERAÇÃO INDUZIDAS POR VEÍCULOS NOS
TABULEIROS**

Contrato ACTUA-ND-4600004851/08

**RELATÓRIO FINAL DA PESQUISA REALIZADA PARA
CONCESSIONÁRIA DA RODOVIA PRES. DUTRA
LSE-DEE105-R20100924**

SETEMBRO DE 2010

Osasco/SP 24/09/2010						
		PAmeida	PAmeida	RSantos	PAmeida	
		LSE	LSE	LSE	LSE	
Data		Elaborado	Verificado	Qualidade	Aprovado	



Sumário executivo

A pesquisa realizada concluiu que os coeficientes dinâmicos obtidos foram superiores aos valores especificados pela NBR-7187 (2003) para projetos de pontes, além de demonstrar sua dependência de outras variáveis (a velocidade do veículo e a frequência natural), que não somente o vão da ponte. Esse fato, associado a um significativo aumento do tráfego nas rodovias brasileiras, podem reduzir de forma significativa a durabilidade das pontes no Brasil.

Nessa pesquisa foram empregados dados da monitoração do tráfego real das rodovias brasileiras, simultaneamente com dados levantados nas pontes investigadas, todos esses levados em conta em simulações para verificação da confiabilidade estrutural à fadiga e do dano existente nas pontes.

Os índices de confiabilidade à fadiga calculados no presente estudo são, para as pontes sobre duas vigas com vãos entre 7 e 10 metros, inferiores aos valores recomendados por códigos atuais, levando-se a concluir que a probabilidade de ocorrência de fadiga nas armaduras dessas obras é superior ao índice recomendado pelos códigos atuais quando se considera um período de vida útil de 100 anos para essas obras.

As correlações entre dano estimado e confiabilidade à fadiga para as estruturas existentes indicaram que as amplitudes pico-a-pico de acelerações apresentam boa correlação e, portanto, são bons indicativos tanto do dano existente como do índice de confiabilidade das estruturas existentes. Além disso, a grandeza intensidade de vibração (medida em *vibrars*), atualmente recomendada pela NBR-15307 (2005) para estimativa de danos não apresentou correlação satisfatória com os fenômenos estudados e, portanto, não deve ser utilizada na avaliação desses fenômenos. Dessas correlações, também pode-se sugerir um limite de aceleração pico-a-pico no tabuleiro de pontes de 0,15 g, a ser empregado para avaliar a existência de danos significativos nessas estruturas, e de 0,17 g a ser empregado para verificar a durabilidade em projetos de pontes.



Equipe Técnica

- Pedro Afonso de Oliveira Almeida
Diretor / Prof. Doutor da EPUSP
- José Fernando Sousa Rodrigues
Pesquisador FAPESP / Doutor da EPUSP
- Ariane Barros Lima
Engenheiro Civil / Mestranda em Engenharia Civil da EPUSP



SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	5
2 CONCEITOS SOBRE COEFICIENTES DINÂMICOS	7
2.1 Definições	7
2.2 Considerações	10
3 AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE ESTRUTURAS EXISTENTES	11
3.1 Aspectos das pontes investigadas	11
3.2 Identificação do sistema estrutural de pontes	12
3.3 Caracterização das propriedades mecânicas do concreto extraído das pontes	14
3.4 Informações sobre estado de conservação	20
3.5 Reanálise do modelo numérico	22
3.6 Coeficientes de impacto	26
3.7 Coeficientes de amplificação dinâmica	34
4 TRÁFEGO NAS RODOVIAS BRASILEIRAS	40
4.1 Considerações iniciais	40
4.2 Monitoração do tráfego aleatório	45
4.3 Volume diário de tráfego	45
5 ASPECTOS SOBRE DURABILIDADE DE ESTRUTURAS	50
5.1 Processos de deterioração	50
5.2 Corrosão	50
5.3 Fadiga	51
5.4 Durabilidade	53
5.5 RESISTÊNCIA À FADIGA – CURVAS SN	54
5.6 Análise probabilística da resistência à fadiga	55



5.7 Dano de Miner em armaduras de concreto	56
6 ASPECTOS SOBRE A TEORIA DE SEGURANÇA	58
6.1 Princípios da confiabilidade estrutural	58
6.2 Índice de confiabilidade	58
6.3 Estudo da confiabilidade à fadiga para as pontes investigadas	60
6.4 Análise paramétrica	65
6.5 Resultados da Análise paramétrica	69
6.6 Estimativa da taxa de armadura para pontes investigadas	72
6.7 Resultados da Análise de confiabilidade para pontes existentes	74
7 AVALIAÇÃO DO DANO EM FUNÇÃO DA MOBILIDADE	76
7.1 Danos decorrentes de vibrações	76
7.2 Critérios baseados na intensidade das vibrações	76
7.3 Estimativa do dano baseado nas características dinâmicas das pontes	81
7.4 Intensidade de vibrações medidas para pontes existentes	84
7.5 Correlação entre intensidade de vibração e dano das pontes existentes	86
7.6 Correlação entre intensidade de vibração e confiabilidade das pontes existentes	87
8 CONCLUSÕES	90
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	94



1 INTRODUÇÃO

Relatório final de apresentação dos resultados da pesquisa “Critérios de Otimização de projetos de ponte a partir de espectros de acelerações induzidas por veículos nos tabuleiros”, prevista no contrato ACTUA-ND-4600004851/08, firmado entre o LSE e a Concessionária da Rodovia Presidente Dutra.

Na primeira fase da pesquisa, foi realizada uma sistematização dos principais resultados medidos em ensaios dinâmicos de estrutura de pontes existentes, relacionando suas frequências naturais a indicativos geométricos, como por exemplo, o vão da ponte. Também foi observada nessa fase a alteração das características de resistência e rigidez dos concretos em pontes de idade elevada, com mais de 40 anos, resultando em funções de distribuição para essas características. Devida a sua importância em projetos estruturais de pontes, ênfase especial foi dada aos coeficientes dinâmicos mais utilizados. Com o método de identificação adotado, foi possível medir os principais coeficientes dinâmicos durante os ensaios realizados nas pontes monitoradas. Em seguida, comparou-se os valores desses coeficientes e os coeficientes de impacto especificados pela normalização atual.

Na segunda fase da pesquisa foi realizada uma revisão bibliográfica sobre os principais fatores que afetam a durabilidade de pontes, reduzindo, portanto a vida útil das estruturas. Nas pontes investigadas no presente trabalho, a ação externa mais significativa para a fadiga das armaduras é a ação do tráfego de veículos. Dessa forma, investigou-se o tráfego atualmente existente nas rodovias nacionais, utilizando-se dados das monitorações realizadas e dados de tráfego levantados em rodovias brasileiras. Para a análise de fadiga, apresentou-se as curvas SN associadas a hipótese de Palmgren-Miner, que será o método de análise utilizado no presente trabalho.

Considerando-se que tanto as ações do tráfego quanto as curvas de fadiga, respectivamente solicitação e resposta envolvidas na análise estrutural, não podem ser exatamente conhecidas devido a incertezas inerentes a esses



fenômenos, o presente estudo apresentou uma abordagem estatística dos mesmos. Para cálculo do índice de confiabilidade à fadiga, foi desenvolvido programa em MATHCAD para simulação do dano acumulado nas armaduras, que considera um tráfego efetivo medido em rodovias nacionais, além de curva SN de Wohler (fadiga) e respectiva aleatoriedade. Esse programa foi utilizado inicialmente para um estudo paramétrico das pontes sobre duas vigas, com geometrias comumente empregadas desde a década de 60, conforme DNIT (2004). Depois foi empregado para análise de fadiga das pontes investigadas no presente trabalho.

Na terceira fase, apresentou-se os trabalhos que visam controlar os danos nas estruturas de concreto em função de suas mobilidades, objeto principal da pesquisa. Esses conceitos foram então aplicados às pontes investigadas e foram obtidas as relações entre acelerações medidas nos tabuleiros das pontes e o dano existente na estrutura. Dessa forma, chegou-se a valores de acelerações que são indicativos da existência do dano na estrutura das pontes.

Além disso, para efeitos de projeto, a confiabilidade à fadiga calculada para as pontes investigadas e relacionada às acelerações induzidas nos tabuleiros, utilizando-se a base de dados levantada nos ensaios dinâmicos. Para isso, foram realizadas simulações numéricas, utilizando-se os valores das pontes investigadas, das quais se dispõe de informações coletadas em ensaios dinâmicos, de suas geometrias e materiais. Nesse caso, os diagramas obtidos permitem controlar a vida útil à fadiga dessas estruturas a partir das acelerações induzidas nos tabuleiros das pontes, atingindo-se portanto o objetivo principal dessa pesquisa.

Os resultados da primeira fase da presente investigação realizada foram apresentados por RODRIGUES et al (2010) na *Fifth International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management* do IABMAS – *International Association for Bridge Maintenance and Safety*. A conferência foi realizada na Filadélfia, Pensilvânia, USA, no período entre 10 e 15 de julho de 2010.

2.1 Definições

Defini-se o coeficiente de amplificação dinâmica em sistemas com um grau de liberdade como MAIA (1997):

$$Q = \frac{X}{X_s} = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \quad (2.1)$$

Onde $X_s = \frac{F}{k}$ corresponde ao efeito estático do sistema quando solicitado por uma força F , sendo k a rigidez do sistema;

$\beta = \frac{\omega}{\omega_n}$ representa a proporção entre a frequência de excitação ω em relação a frequência natural do sistema não-amortecido ω_n ;

$\xi = \frac{c}{c_c}$ é o coeficiente de amortecimento, que representa ao amortecimento da estrutura c em relação ao amortecimento crítico c_c ;

$c_c = 2\sqrt{km} = 2m\omega_n$ é o amortecimento crítico do sistema.

Logo verifica-se que para os casos de estruturas de pontes, usualmente com baixos amortecimentos, os valores de amplificação dinâmica Q são maiores que 1.

Quanto ao **coeficiente de impacto** φ , este é definido na normalização como um coeficiente de majoração da carga acidental como estática para considerar-se efeitos dinâmicos nas estruturas. O carregamento atuante é dado portanto por:

$$F = G_i + \varphi Q_i \quad (2.2)$$

Onde G_i corresponde ao valor das ações permanentes;

Q_i corresponde ao valor das ações acidentais.

Nesse sentido, considerando-se a ação de um veículo na estrutura da ponte, o efeito causado pelo mesmo na estrutura $E(Q_i)$ deve ter seus efeitos estáticos majorados pelo coeficiente de amplificação dinâmica, onde já são considerados a rigidez, a massa e o amortecimento estrutural como fatores modificadores da ação atuante. Logo, em projetos estruturais usuais de pontes, todos os efeitos dinâmicos são considerados de forma simplificada em projetos estruturais por



meio dos coeficientes de impacto especificados na normalização. Na Tabela 2.1 apresenta-se valores de coeficiente de impacto especificados por diferentes normas.

Tabela 2.1 - Coeficiente de impacto especificado na normalização

Normalização	Coeficiente de impacto	Variáveis a serem consideradas
NBR-7187/1987 (p/ obras rodoviárias)	$\varphi = 1,4 - 0,007L$	L é o comprimento em metros do vão teórico do elemento carregado
JRA (Japan Road Association)	$\varphi = 1 + \frac{20}{L + 50}$	L é o comprimento em metros do vão da ponte
AASHTO (1996)	$\varphi = 1 + \frac{50}{L + 125} \leq 1,3$	L é o comprimento em pés do vão da ponte

* φ : coeficiente de impacto

Investigando pontes em viga reta, simples e contínua, e considerando a interação entre a ponte e o veículo, YANG et al apud PENNER (2001) propôs a seguinte formulação para o coeficiente de impacto:

$$\varphi = 1,25S \text{ para deslocamentos;}$$

$$\varphi = 1,20S \text{ para momentos fletores;}$$

$$\varphi = 1,08S \text{ para forças cortantes;}$$

$$\text{Onde } S = \frac{\pi v}{L^* \omega} \text{ é um parâmetro de velocidade adimensional;} \quad (2.3)$$

v é a velocidade do veículo em m/s;

L^* é o comprimento característico da viga em metros;

ω é a frequência angular natural da ponte em rad/s.

Observa-se que o termo $\frac{\pi v}{L^*}$ representa a frequência de excitação do veículo em movimento, logo, o parâmetro S corresponde ao parâmetro β da equação 2.1. O comprimento característico L^* deve ser tomado entre os dois pontos de inflexão do primeiro modo de vibração em uma viga contínua, ou o próprio vão para o caso da viga bi-apoiada, YAU et al (1999).



Portanto, quando definido a partir da equação 2.3 o coeficiente de amplificação dinâmica também depende de sua velocidade e frequência natural. Nesse caso observa-se que a normalização atual mantém a estimativa dos coeficientes dinâmicos em função dos vãos das pontes ou das suas frequências naturais, mas estudos têm mostrado que esses coeficientes podem variar em função do elemento estrutural, da regularidade do pavimento, das características físicas e da velocidade do veículo.

A especificação da AASHTO (1996), por exemplo, estabelece valores de amplificação dinâmica isoladamente para cada elemento estrutural da ponte, tais como tabuleiro, vigas, aparelhos de apoio e pilares, e os efeitos globais não são levados em conta.

Em se tratando de pontes de concreto em operação, a AASHTO (1989) especifica os seguintes impactos a serem considerados em função das condições de conservação da ponte: para boas condições 1,10; pavimentação em estado regular e irregularidades nas juntas 1,20; pavimento em estado precário e pontes com vãos menor do que 40, deve ser adotado 1,30. A norma suíça atualmente sugere que a qualidade dos pavimentos seja o principal item para avaliação dos coeficientes dinâmicos a serem empregados em pontes, considerando que pavimentos muito irregulares podem levar a elevados componentes dinâmicos do efeito de carga.

A norma canadense, em sua versão atual, permite reduzir o fator de amplificação dinâmica em função do aumento do número de eixos na ponte. Além disso, quando as velocidades de passagens dos veículos são restringidas nas pontes, ou onde há lajes de aproximação de pelo menos 6 metros de comprimento, também permite-se reduzir o fator de impacto.

A norma dinamarquesa atual estabelece que os efeitos dinâmicos sejam considerados multiplicando a carga estática por um fator dinâmico, que é dependente do peso total do veículo.

2.2 Considerações

De modo geral, para fins de projeto, o efeito total decorrente das ações aplicadas, constituídas pelas ações permanentes G e pelas ações acidentais Q de natureza móvel, é obtido pela soma do efeito isolado das ações permanentes $E(G)$, mais o efeito isolado das ações acidentais de natureza móvel, dado por $\varphi^*E(Q)$, onde $E(Q)$ seria o efeito produzido isoladamente pelas ações variáveis se elas não fossem de natureza móvel, e φ é o chamado coeficiente de impacto, que leva em conta o efeito dinâmico dessas ações móveis. Com essa hipótese, admite-se que o efeito global da aplicação simultânea das ações permanentes juntamente com as ações variáveis seja dada pela soma $E(G+Q)=E(G)+\varphi^*E(Q)$, análoga à expressão 2.2.

O emprego da forma simplificada de análise estrutural de pontes, conforme a hipótese acima descrita, pode ser feito apenas em obras construídas de acordo com arranjos estruturais tradicionais, consagrados pela prática e para aquelas recém-construídas, onde a danificação observada é pequena. Na realidade em estruturas com grande deformabilidade ou naquelas já danificada pela ação contínua do tráfego o efeito total $E(G+Q)$ não pode ser desdobrado na determinação isolada das ações permanentes e das ações variáveis majoradas pelo fator de impacto φ , ou seja, $E(G+Q)\neq E(G)+\varphi^*E(Q)$. De fato, nas estruturas com grande deformabilidade ou naquelas já danificada pela ação contínua do tráfego, tem-se que a influência dos efeitos dinâmicos pode ser muito maior que a soma isolada dos efeitos $E(G+Q)>E(G)+\varphi^*E(Q)$. Nessas estruturas, não é apenas o efeito das cargas variáveis que é ampliado. Também os efeitos da carga permanente são ampliados pelas vibrações da estrutura, tornando portanto os efeitos globais muito maiores que os previstos pelo modelo simplista que majora apenas as cargas de natureza móvel, mas não considera que as massas da estrutura também entram em movimento, produzindo efeitos significativos.

O presente estudo pretende investigar, para o caso das pontes danificadas pelo tráfego, os limites a partir dos quais as vibrações decorrentes da massa das estruturas podem ser subestimadas quando consideradas a partir das ampliações dinâmicas especificadas em norma.



3 AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE ESTRUTURAS EXISTENTES

3.1 Aspectos das pontes investigadas

As pontes das quais dispõe-se de dados experimentais abrangem estruturas concebidas com diferentes arranjos estruturais que vão desde pontes em grelhas com vãos maiores de no mínimo 7 metros a pontes estaiadas que chegam a vãos de 240 metros, como é o caso da Ponte JK em Brasília-DF. Para estabelecer os critérios de otimização propostos no presente trabalho, serão consideradas na análise paramétrica somente as pontes em grelha, com no máximo 5 vãos estruturais, com vãos sempre inferiores a 35 metros. As relações médias entre vãos observadas nas pontes investigadas foram: 0,37:1:0,37 p/ 3 vãos, 0,77:1:1:0,77 p/ 4 vãos e 0,39:0,83:1:0,83:0,39 p/ 5 vãos.

Deve-se ressaltar que na maioria dessas obras, por razões econômicas, os encontros foram substituídos por superestruturas com extremos em balanço e aterro em queda livre, muitas vezes mal compactado e sem as proteções adequadas, Figura 3.1. O funcionamento do conjunto aterro – ponte é sempre deficiente, pois nessa região ocorre assentamento dos aterros de acesso, e como conseqüência os choques dos veículos na entrada das pontes, DNIT (2004).

Atualmente a laje de transição é recomendada pelo Manual de Projetos de obras-de-arte do DNIT (2004) para todas as obras de arte, no intuito de reduzir o impacto na entrada das pontes, bem como garantir uma condição de contorno conhecida nessa região. A laje de transição deve ter pelo menos 25 cm de espessura e comprimento não inferior a 4 metros.

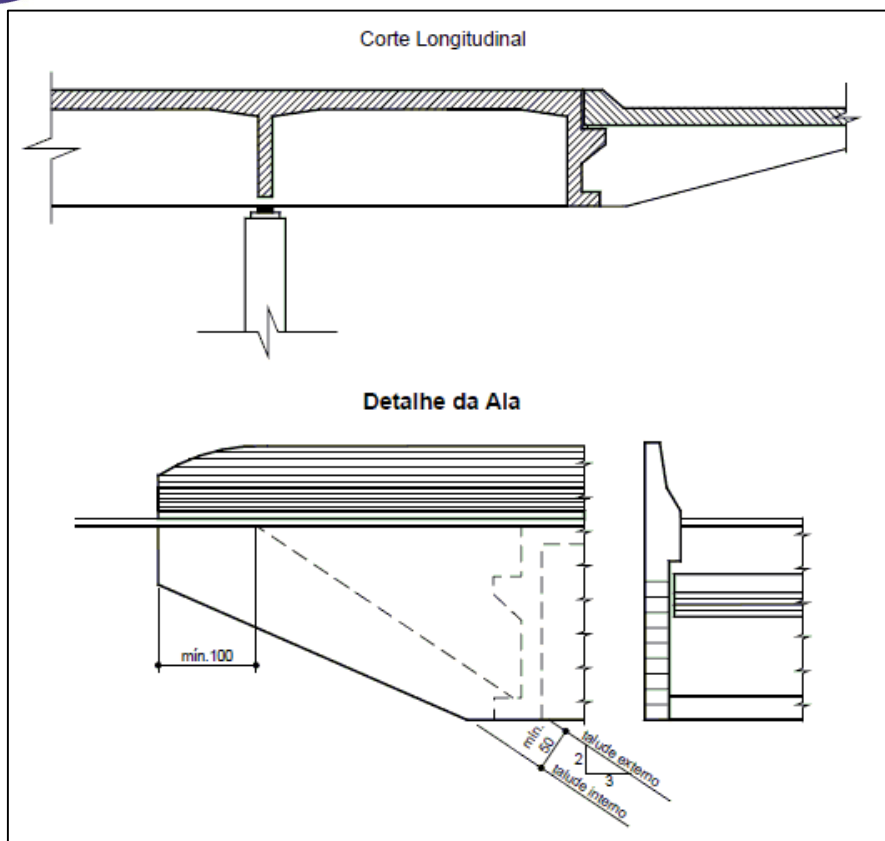


Figura 3.1 – Ponte com extremidade em balanço, DNIT (2004)

3.2 Identificação do sistema estrutural de pontes

Para identificação estrutural das pontes investigadas, foram empregadas as técnicas de identificação modal baseadas nas funções de resposta em freqüências FRF's, conforme apresentado por MAIA; SILVA (1997). Para obtenção dessas funções, faz-se necessário a medida simultânea das forças atuantes na estrutura e das respostas (nesse caso acelerações), para o que sugeriu PENNER (2001) a utilização de um veículo de prova instrumentado. Dessa forma, para os ensaios dinâmicos os eixos de um veículo com peso aproximado de 450 kN são instrumentados com extensômetros elétricos de resistência tornando-se possível as medidas em tempo real das cargas aplicadas pelo veículo na estrutura da ponte.

Esse método de avaliação de estruturas de pontes foi empregado em todas as estruturas investigadas, o que tornou possível a identificação modal dessas estruturas, freqüências naturais, modos de vibração e amortecimentos modais.



Conforme sugerido pelo CEB-209 (1991), as frequências naturais das pontes está diretamente relacionada com o vão dessas estruturas. Nesse caso, apesar de implícito, o referido código refere-se a primeira deformada modal de flexão da superestrutura. Logo para as pontes identificadas, foi obtido um gráfico relacionando-se a frequência natural do primeiro modo de flexão dessa estrutura ao vão principal da ponte, Figura 3.2. A partir desse gráfico, obteve-se uma curva de regressão aplicada às pontes brasileiras investigadas, expressa por:

$$f_{b,1} = 47,946 * L^{-0,7127} \quad (3.1)$$

Onde $f_{b,1}$ é a primeira frequência natural de flexão da ponte, em Hz;

L é o comprimento do vão principal da ponte, em metros, assumido como a distância entre os eixos dos aparelhos de apoio.

No gráfico da Figura 3.2, observa-se que a curva obtida para pontes brasileiras está próxima daquelas obtidas para pontes européias, expressas por outros pesquisadores, tal como PAULTRE et al (1992). Isso corrobora os resultados obtidos com o método de identificação estrutural utilizado no presente trabalho.

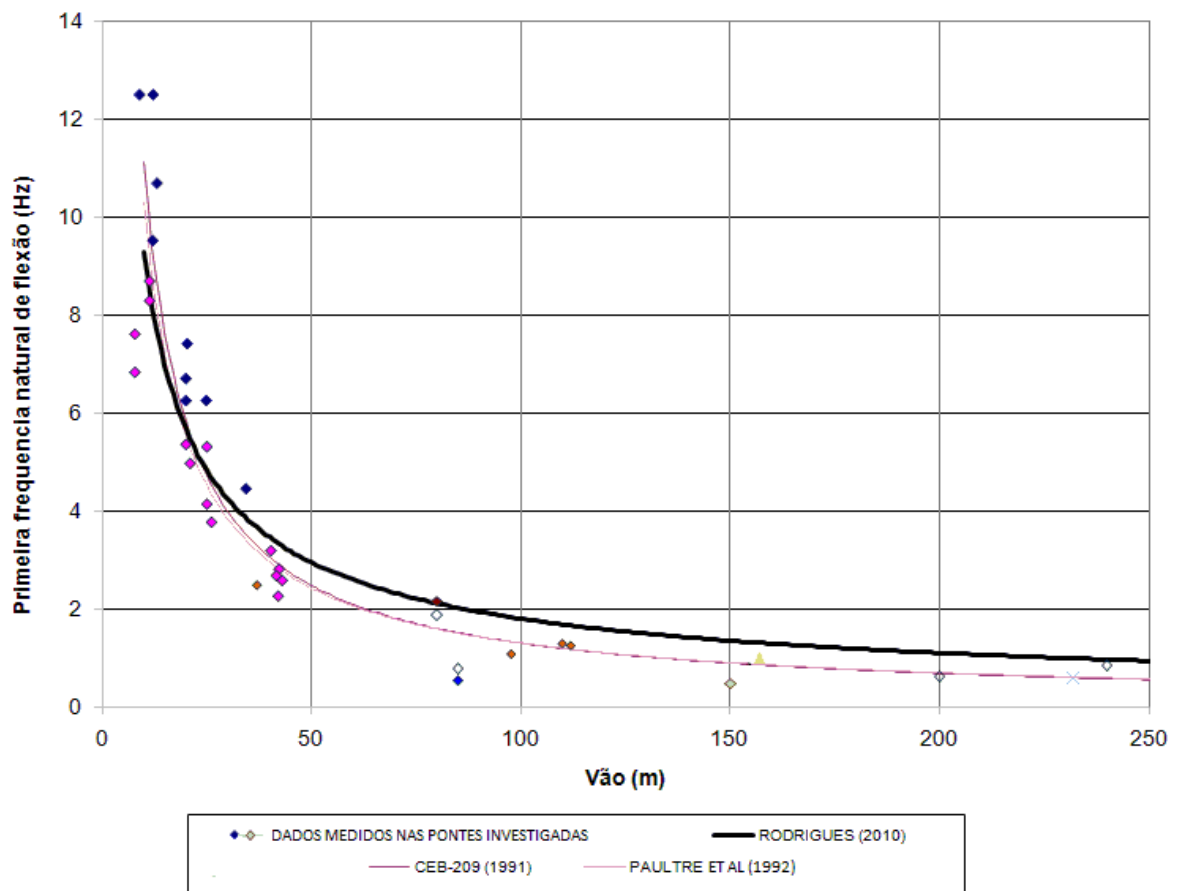


Figura 3.2 - Relação entre maior vão da ponte e primeira freqüência natural de flexão identificada da estrutura, RODRIGUES et al (2010)

3.3 Caracterização das propriedades mecânicas do concreto extraído das pontes

Além dos ensaios dinâmicos de identificação estrutural, foram realizados ensaios em amostras de concreto extraídas das estruturas das pontes investigadas. A extração das amostras foi realizada utilizando-se uma extratora do tipo serra-copo, com a qual foram extraídas amostras de diâmetro igual a 7,5 cm dos elementos estruturais das pontes, Figura 3.3. Essas amostras foram levadas ao Laboratório para corte dos corpos-de-prova em comprimento de pelo menos 15 cm, buscando-se uma relação mínima de 2:1, Figura 3.4.



Figura 3.3 - Extração de amostras de concreto das pontes, viga e pilar

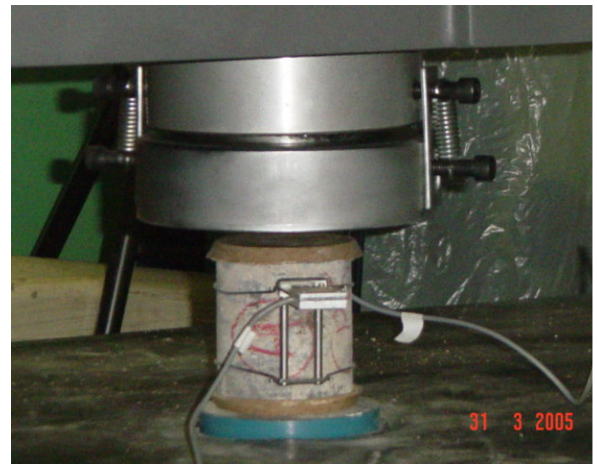
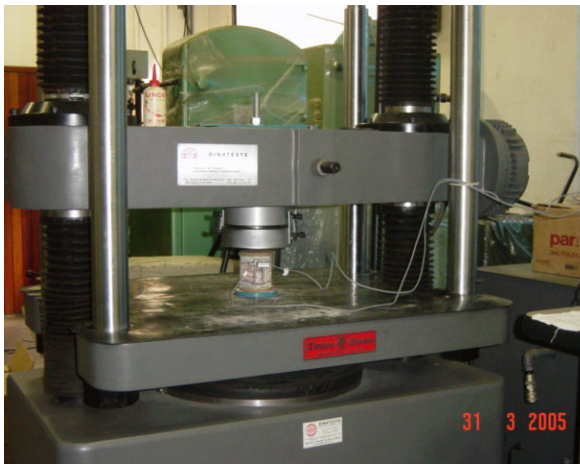


Figura 3.4 - Ensaios realizados em corpos-de-prova extraídos das pontes

Na Figura 3.5 apresenta-se um histograma dos módulos de elasticidade do concreto medidos na superestrutura das pontes investigadas. O módulo de elasticidade do concreto foi modelado a partir de um modelo de distribuição lognormal, consistente com o teste de Kolmogorov-Smirnov ($d_{n,max}=0,037 < D_{n,lim}=0,162$). Na Tabela 4.3 apresenta-se os parâmetros da distribuição lognormal melhor ajustados ao módulo de elasticidade e à resistência à compressão para as amostras da superestrutura.

Tabela 3.1 – Parâmetros de função de distribuição obtidos para representar módulo de elasticidade e resistência à compressão do concreto, RODRIGUES et al (2010)

Variável	Distribuição	Parâmetros	
Módulo de elasticidade	lognormal	Média (GPa)	Desvio Padrão
		22,03	7,89
Resistência à compressão	normal	Média (MPa)	Desvio Padrão
		31,20	10,40

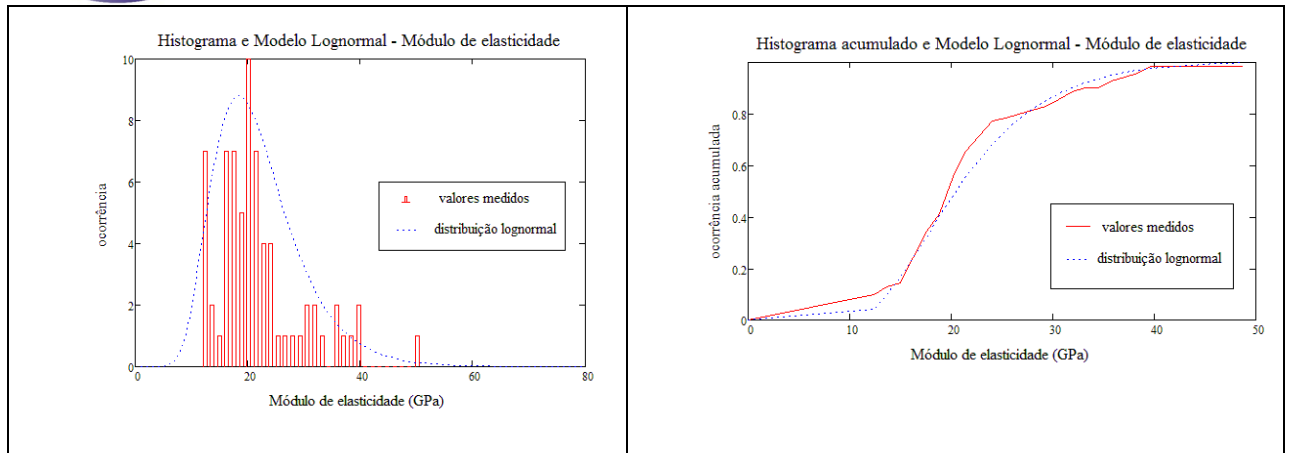


Figura 3.5 – Histograma, função densidade de probabilidade e função de distribuição acumulada para módulo de elasticidade do concreto extraído das pontes investigadas

Na Figura 3.6 apresenta-se um diagrama que correlaciona as resistências à compressão f_c aos módulos de elasticidade E_c medidos em ensaios de compressão das amostras de concreto extraídas da ponte. Para comparação no mesmo diagrama encontra-se apresentado os valores especificados pela curva da NBR-6118 (2003)¹. Nessa comparação admitiu-se um coeficiente de variação de 16% para a resistência do concreto, que é o valor considerado como limite pela NBR-6118 (2003).

Verifica-se no diagrama da Fig. 3.6 que para os mesmos valores de f_c , os módulos medidos em pontes com idade entre 30 e 50 anos encontram-se sistematicamente abaixo da curva da NBR-6118 (2003). Dessa forma, foi realizada uma regressão linear com os dados medidos nessas pontes, chegando-se em uma curva de correlação entre resistência e módulo de elasticidade do concreto em pontes com idade entre 30 e 50 anos, com coeficiente de correlação de 75%:

$$E_c = 2,212 * f_c^{0,6156} \quad (3.2)$$

Onde E_c é o módulo de elasticidade secante do concreto, em GPa;

f_c é a resistência à compressão do concreto, em MPa.

¹ $E_{cs} = 0,85.5600.(f_{ck})^{1/2}$, onde E_{cs} : módulo secante do concreto, MPa;
 f_{ck} : resistência característica a compressão do concreto, MPa.

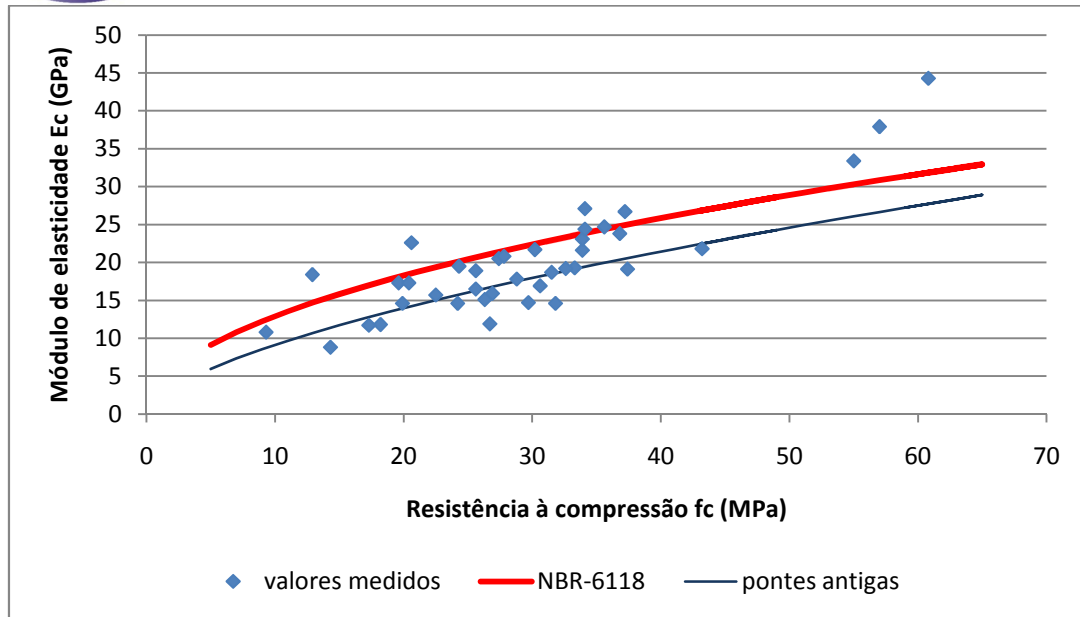


Figura 3.6 - Relação entre a resistência e o módulo de elasticidade do concreto – pontes com idade entre 30 e 50 anos

Além disso, buscando um melhor conhecimento sobre a degradação de cada elemento estrutural dessas pontes, foram separados os módulos de elasticidade e resistência à compressão medidos para os elementos principais das pontes investigadas, laje, vigas e pilares. A diferença percentual entre os valores de módulos de elasticidade e resistência a compressão medidos para cada elemento estrutural e os valores médios de módulo de elasticidade e resistência a compressão para cada ponte estão apresentados nas Figuras 3.7 e 3.8 respectivamente.

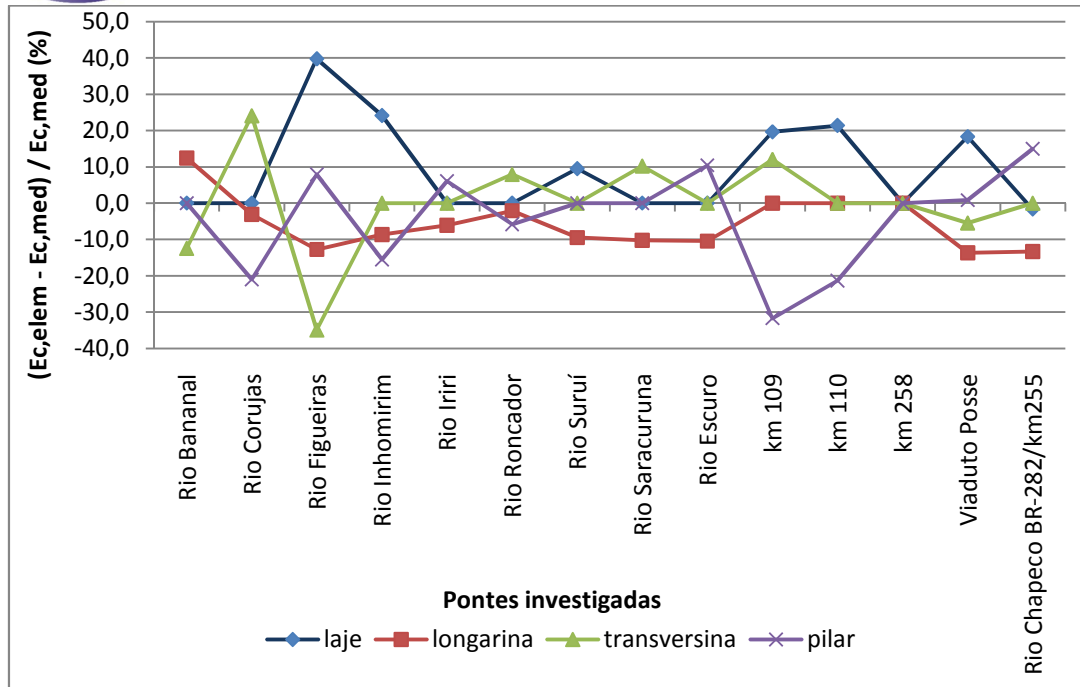


Figura 3.7 - Diferença entre módulos de elasticidade medidos para cada elemento estrutural e os valores médios de módulo de elasticidade – pontes com idade entre 30 e 50 anos

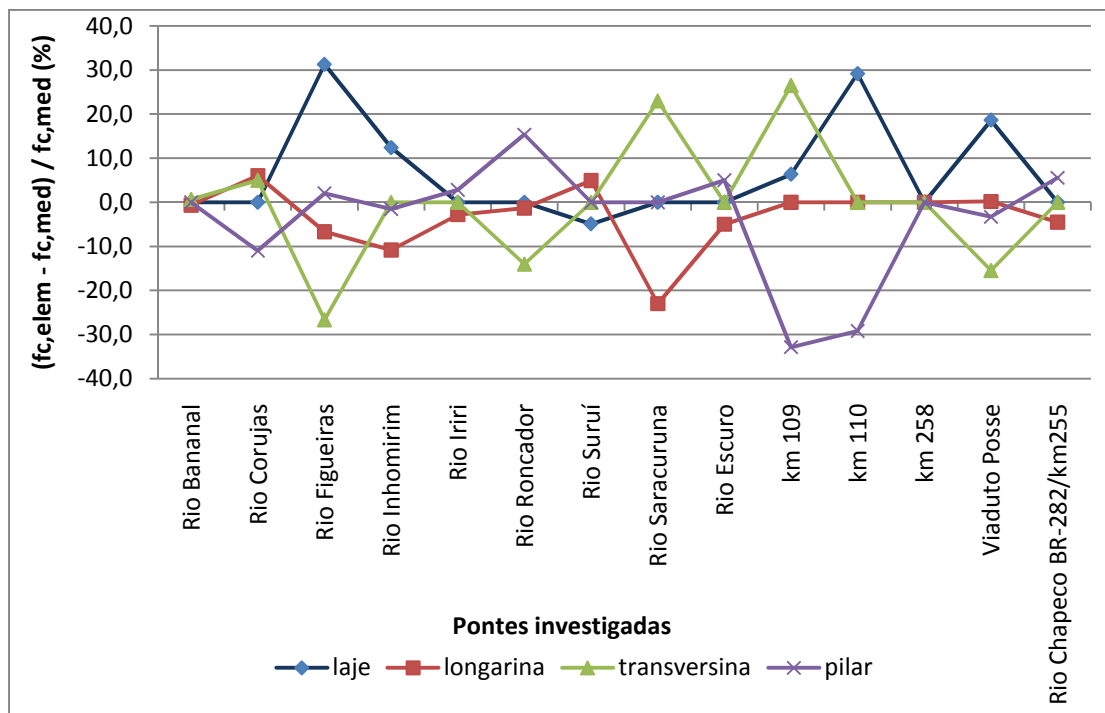


Figura 3.8 - Diferença entre resistência a compressão medidas para cada elemento estrutural e os valores médios de resistência a compressão – pontes com idade entre 30 e 50 anos

Verifica-se nos gráficos das Figuras 3.7 e 3.8 que tanto em termos de deformabilidade quanto em termos de resistência, os valores medidos para laje



são superiores aos valores médios (9,4% em deformabilidade e 6,6% em resistência). Já os valores medidos para longarinas e pilares são em geral inferiores a média (respectivamente -5,5% e -3,9% para deformabilidade e -3,1% e -3,4% para resistência) e os valores das transversinas oscilam próximo a média. Dessa forma, considerando-se que os elementos foram moldados seguindo mesma especificação para o concreto, pode-se considerar que uma maior degradação ocorreu nas longarinas e pilares dessas estruturas e menor grau nas lajes.

Entretanto, a NBR-6118 (2003) especifica que para a verificação de fadiga deva ser adotada uma combinação freqüente de ações do Estado Limite de Serviço por meio da expressão:

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{qjk} \quad (3.3)$$

Onde F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

ψ_1 é um coeficiente que depende o tipo de obra e peça estrutural. Para pontes rodoviárias, temos $\psi_1 = 0,5$ para verificação de vigas, $\psi_1 = 0,7$ para verificação de transversinas e $\psi_1 = 0,8$ para verificação de lajes no tabuleiro.

Considerando que o coeficiente ψ_1 está relacionado ao dano da cada um desses elementos, pode-se associar de forma simplificada a resistência medida em ensaios de compressão nos diferentes elementos estruturais como um indicativo desse coeficiente. Nesse caso, a ordem de dano medido no concreto dos diferentes elementos estruturais parece estar diferente daquela considerada no coeficiente ψ_1 , observando-se para ordem crescente de dano laje do tabuleiro – longarinas – transversinas, ao invés de longarinas – transversinas – laje do tabuleiro.

No entanto deve-se considerar nesse caso a posição e direção de extração das amostras de concreto desses elementos estruturais. No caso da longarina, por exemplo, o dano é sempre maior nas regiões mais tracionadas do elemento. Logo, dependendo da região de extração na longarina ao longo da altura da longarina, pode ocorrer uma variação significativa das propriedades medidas



para o concreto. Nesse sentido recomenda-se uma investigação mais abrangente que contemple a extração de testemunhos de concreto em outras direções (que não as adotadas no presente trabalho, sempre normal à superfície principal do elemento) para investigar a influência da direção de extração na resistência a compressão do concreto, além de extração de amostras ao longo da altura dos elementos para investigar a influência dessa variável nas propriedades do concreto.

3.4 Informações sobre estado de conservação

Em todas as pontes investigadas procedeu-se uma inspeção visual detalhada das estruturas. Essa inspeção teve o caráter principal de identificar aspectos físicos (geométricos e materiais) dos elementos estruturais das pontes, além dos danos que pudessem modificar o comportamento estrutural idealizado no modelo idealizado no projeto dessas estruturas. Um resumo dos principais danos estruturais encontrados nas estruturas das pontes está apresentado na Tabela 3.2.

Uma anomalia observada com freqüência em pilares de viadutos é o dano químico sofrido pelo concreto em função da urina de transeuntes, chegando a ocorrer o deslocamento da camada de revestimento do concreto e a corrosão completa da armadura, como observado em viaduto da Rodovia Presidente Dutra, Figura 3.9.



Tabela 3.2 - Danos estruturais observados durante inspeção visual das estruturas

Ponte Viaduto	Tipo de ponte	Danos identificados na inspeção visual
Rio Saracuruna	Ponte em vigas	a) fissuras de flexão nas longarinas e transversinas inclusive em fissuras já injetadas;
		b) fissuras na ligação tabuleiro-transversinas e tabuleiro-longarinas;
		c) fissuras longitudinais nos pilares;
		d) armadura exposta, generalizada;
		e) análise do concreto indicou lixiviação de cálcio.
Rio Escuro	Ponte em vigas	a) fissura de flexão em uma das transversinas (T3);
		b) armadura exposta e manchas no concreto na região inferior do tabuleiro do eixo da ponte.
Rio Iriri	Ponte em vigas	a) fissuras horizontais na junção laje-transversina em 3 transversinas (T1, T3 e T4);
		b) armadura exposta e manchas no concreto na região inferior do tabuleiro, longarina e pilares , generalizada;
		c) desaprumo de todos os pilares (0,4g a 0,65g) inclinados na direção do eixo da ponte.
Rio Corujas	Ponte em vigas	a) fissuras horizontais em um dos vãos da longarina VA;
		b) fissuras no topo de um dos pilares, próximo ao apoio da longarina;
		c) armadura exposta na base dos pilares e região inferior da laje.
Rio Roncador	Ponte em vigas	a) fissuras de flexão nas transversinas 2 e 6, nas laterais e na face inferior;
		b) fissuras horizontais nas longarinas VA e VB, próximo aos apoios dos pilares;
		c) armadura exposta, longarina VA, transversinas 1 e 2, laje inferior, nos pilares P1A e P1B,e encontros;
		d) manchas na superfície do concreto, generalizada;
		e) delaminação interna da laje do tabuleiro, observada em algumas amostras extraídas.
Rio Bananal	Ponte em vigas	a) manchas de infiltração na superfície inferior do tabuleiro;
		b) armadura exposta, generalizada.
Rio Suruí	Ponte em vigas	a) fissuras na longarina VA e nas transversinas T1 e T6;
		b) rachadura no pilar P2A;
		c) manchas na superfície do concreto na região inferior do tabuleiro;
		d) concreto descascando na região inferior à transversina T2.
Rio Figueira	Ponte em vigas	a) fissura na longarina VC próximo ao pilar P2C;
		b) armadura exposta no tabuleiro (generalizada) com visível perda de rigidez do elemento estrutural;
		c) manchas na superfície do concreto na região inferior do tabuleiro.
Rio Inhomirim	Ponte em vigas	a) fissuras na parte inferior das transversinas, generalizada;
		b) armadura exposta nas longarinas VA e VC, meio do vão central e próximos aos apoios.
km 109 + 420	Ponte em laje	a) disgregação do concreto e armadura exposta e oxidada generalizada na laje de concreto;
		b) disgregação do concreto e armaduras expostas e oxidadas, algumas rompidas, na base dos pilares;
		c) bordas da laje encontram-se disgregadas provavelmente decorrente de choque de veículos.
km 110 + 710	Ponte em laje	a) disgregação do concreto e armadura exposta e oxidada generalizada na laje de concreto;
		b) disgregação do concreto e armaduras expostas e oxidadas, algumas rompidas, na base dos pilares;
		c) bordas da laje encontram-se disgregadas provavelmente decorrente de choque de veículos.
km 258 + 540	Ponte em vigas	a) manchas de umidade, generalizadas, nas faces inferiores das lajes e interface entre placas pré -moldadas;
		b) armadura exposta e oxidada na face inferior da laje em duas placas pré-moldadas;
		c) fissuras de até 0,1 mm na face superior do bloco de fundação.
km 16 (Viaduto da Posse)	Ponte em vigas	a) fissura vertical no topo do pilar 1;
		b) desalinhamento relativo entre longarina e pilar e entre partes da longarina no dente gerber;
		c) movimentação do solo nos encontros.



Figura 3.9 - Pilar com armadura corroída devido vandalismo de transeuntes

Para esses casos, os pilares de pontes mais recentes tem sido recuperados e a espessura da camada de cobertura da armadura aumentada em pelo menos 4 cm, conforme informações da Engenharia da Concessionária Novadutra.

3.5 Reanálise do modelo numérico

Para cada ponte investigada, foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional da estrutura na plataforma SAP2000, utilizando-se elementos de cascas para representar a superestrutura e elementos de barra para representar a meso e infraestrutura, Figura 3.10.

A reanálise dos modelos numéricos foi realizada em duas fases. Na primeira teve como principal objetivo ajustar as freqüências e modos naturais de vibração determinados no modelo numérico aos valores medidos nos ensaios dinâmicos. Na segunda o ajuste das deformações teóricas nas armaduras das

pontes para a passagem estática do veículo de prova aos valores medidos nos ensaios quase-estáticos.

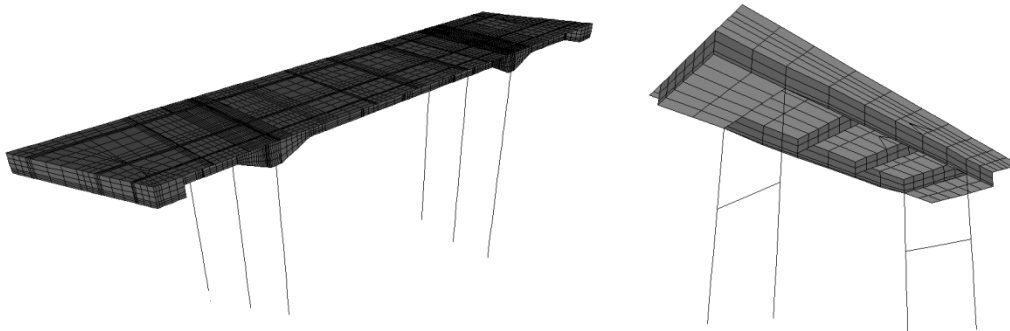


Figura 3.10 – Exemplo de modelos numéricos desenvolvidos para Ponte sobre Rio Inhomirim e Ponte sobre o Rio Iriri

Os ensaios quase-estáticos foram realizados nas pontes investigadas, medindo-se a deformação específica na armadura de aço no meio do vão principal da estrutura, para cada parada do veículo de prova de 450 kN. Para as paradas do veículo, adotou-se o terceiro eixo (mais pesado) como referência. Em geral, as paradas duravam 1 minuto e foram feitas no meio do vão e em cima dos apoios. Um exemplo de série temporal de deformações específicas na armadura durante um ensaio quase-estático encontra-se apresentado na Figura 3.11.



Figura 3.11 - Série temporal de deformações específicas medidas na armadura no meio do vão central da longarina durante ensaios quase-estáticos, Ponte sobre Rio Escuro

Para o ajuste do modelo numérico, a série temporal de deformações foi calculada para cada parada do veículo, utilizando-se forças concentradas de acordo com a geometria e distribuição de forças nos eixos do veículo de prova,

representadas ao longo das faixas de rolamento por onde trafegou o veículo de prova durante os ensaios. Um exemplo de comparação entre série de deformações específicas numéricas e experimentais encontra-se apresentada na Figura 3.12.

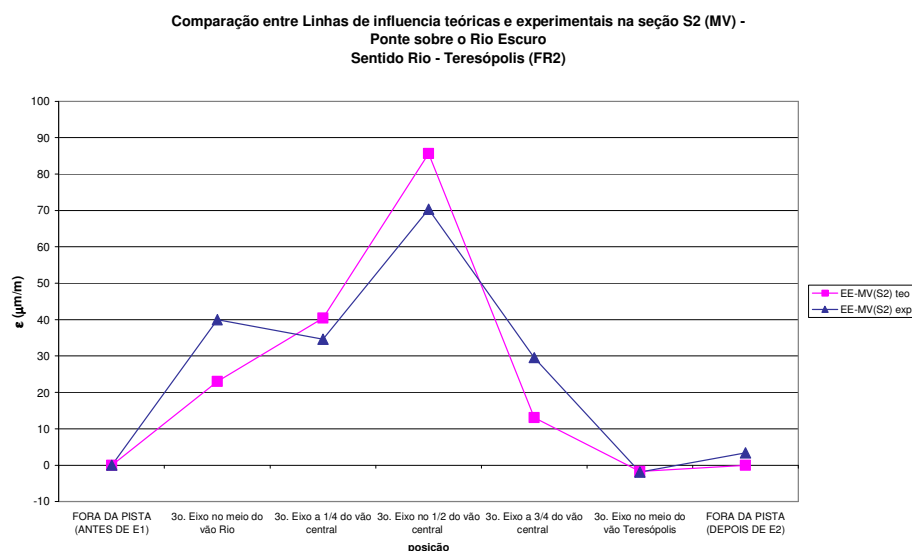


Figura 3.12 – Comparação entre série temporal de deformações específicas calculadas no modelo numérico e medidas na armadura no meio do vão central da longarina durante ensaios estáticos, Ponte sobre Rio Escuro

Nessas duas fases, foram realizadas modificações estruturais no modelo numérico para ajuste das freqüências naturais e deformações específicas. Essas modificações foram norteadas por informações provenientes da inspeção visual das pontes, do concreto existente nas pontes provenientes dos ensaios à compressão em amostras de concreto extraídas das pontes e das fundações provenientes das sondagens realizadas no local das pontes.

As modificações estruturais realizadas nos modelos numéricos durante a reanálise permitiram avaliar o comportamento atual dessas estruturas. Na Tabela 3.3 apresenta-se resumo das principais modificações realizadas na reanálise do modelo numérico das pontes investigadas. Verifica-se que todos os ajustes no modelo foram feitos tomando-se como base inicialmente as características de deformabilidade do concreto medidos em ensaios de compressão de amostras extraídas da estrutura, item 3.3. Em alguns casos, essa modificação foi suficiente para a convergência dos dados numéricos com



os dados experimentais. Além disso, para algumas estruturas foi também necessário representar deformabilidades diferenciadas para os elementos estruturais, entretanto para a maioria foi suficiente representar essa deformabilidade a partir da média dos valores obtidos nos ensaios de compressão.

Tabela 3.3 - Modificações estruturais para reanálise dos modelos numéricos das pontes investigadas

Ponte/viaduto	Renálise do modelo numérico
Rio Saracuruna	a) estrutura íntegra, $E_{cm}=24$ GPa
	b) estrutura íntegra, $E_{cm}=21$ GPa
	c) estrutura íntegra, $E_{cm}=21$ GPa, $E_c=15$ GPa nas regiões fissuradas das longarinas
Rio Escuro	a) estrutura íntegra, $E_{cm}=27$ GPa
	b) estrutura íntegra, $E_{cm}=23$ GPa;
	c) estrutura íntegra, $E_{cm}=23$ GPa, representação efeito solos nos encontros
Rio Iriú	a) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=24,5$ GPa
	b) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=17,5$ GPa
Rio Corujas	a) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=23$ GPa
	b) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=18,7$ GPa
	c) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=18,7$ GPa (lajes e longarinas) e $E_{cm}=11,8$ GPa (pilares e transversinas)
Rio Roncador	a) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=28$ GPa
	b) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=17,1$ GPa
	c) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=17,1$ GPa, representação efeito solos nos encontros
Rio Bananal	a) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=23$ GPa
	b) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=23$ GPa, representação efeito solos nos encontros
	c) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=21,6$ GPa (longarinas) e $E_{cm}=23$ GPa p/ demais elementos
Rio Suruí	a) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=19,4$ GPa
	b) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=19,4$ GPa, representação efeito solos nos encontros
Rio Figueira	a) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=23$ GPa
	b) estrutura íntegra, $E_{cm}=14$ GPa
	c) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=14$ GPa, simplesmente apoiado nos encontros
	d) $E_c=6,2$ GPa p/ pilar, $18,9$ GPa p/ tabuleiro, $11,8$ GPa longarinas, $8,9$ GPa p/ transversinas, 23 GPa p/ demais
Rio Inhomirim	a) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=23$ GPa
	b) estrutura íntegra, $E_{cm}=19,5$ GPa
	c) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=19,5$ GPa, representação de molas nos encontros
km 109 + 420	a) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=20,2$ GPa
	b) estrutura íntegra, $E_{cm}=10,3$ GPa, representação de molas nos encontros;
	c) idem anterior, redução 30% rigidez pilares centrais;
	d) idem anterior, consideração revestimento concreto do tabuleiro como parte integrante da laje.
km 110 + 710	a) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=20,2$ GPa
	b) estrutura íntegra, $E_{cm}=11,1$ GPa, representação de molas nos encontros;
	c) idem anterior, consideração revestimento concreto do tabuleiro como parte integrante da laje.
km 258 + 540	a) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=20,2$ GPa
	b) estrutura íntegra, $E_{cm}=17$ GPa
	c) ligação tabuleiro-estrutura metálica por 6 pinos 1" / metro
km 16 (Viaduto Posse)	a) estrutura espacial íntegra, $E_{cm}=20,2$ GPa
	b) estrutura íntegra, $E_{cm}=21$ GPa
	c) estrutura íntegra, $E_{cm}=21$ GPa, representação de molas nos encontros;

Na maioria das pontes com balanços na extremidade, foi necessária a introdução de molas verticais nos encontros para representar os efeitos da interação solo-estrutura, pois como já observado no item 3.1, nessa região ocorre assentamento com modificação do perfil dos aterros de acesso. Os sucessivos reparos realizados para reconstituir ou simplesmente conter o aterro ocasionam o aparecimento de um apoio com rigidez intermediária, ou seja, nem livre nem totalmente apoiado nos balanços da extremidade, representado por meio de molas nos modelos numéricos. Em alguns casos, como na Ponte s/ o Rio Figueira, a condição representada foi a de totalmente apoiado, o que caracterizou um comportamento bem diferente daquele idealizado em projeto para essa ponte.

3.6 Coeficientes de impacto

Os impactos causados pela ação de veículos em pontes foram medidos a partir da instrumentação instalada na suspensão dos veículos de prova. Dessa forma, foi possível medir os impactos em todos os eixos do veículo de prova. Quanto a geometria, na maioria dos ensaios foram carretas de 5 ou 6 eixos, compostas por cavalo mecânico + semi-reboque, tais como o apresentado na Figura 3.13.



Figura 3.13 - Veículo de prova empregado nos ensaios dinâmicos e instrumentação da suspensão do veículo

Na Figura 3.14 apresenta-se a geometria dos veículos utilizados nos ensaios dinâmicos e quase-estáticos, distâncias entre eixos e cargas distribuídas por eixo. Nesses ensaios utilizou-se uma carga total do veículo de 450 kN em



alusão ao trem-tipo classe 45 da NBR, sem entretanto respeitar a distância especificada na NBR que é de 3 metros entre eixos.

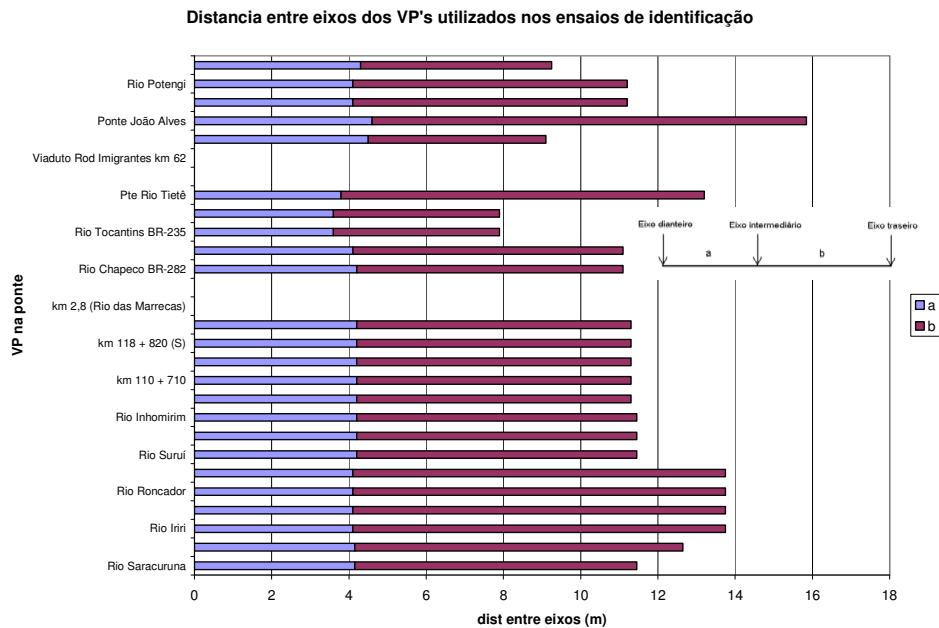


Figura 3.14 - Distância entre eixos dos veículos utilizados em ensaios dinâmicos de identificação estrutural de pontes

A distribuição de massa nos eixos dos veículos de prova estão apresentadas na Figura 3.15 a seguir.

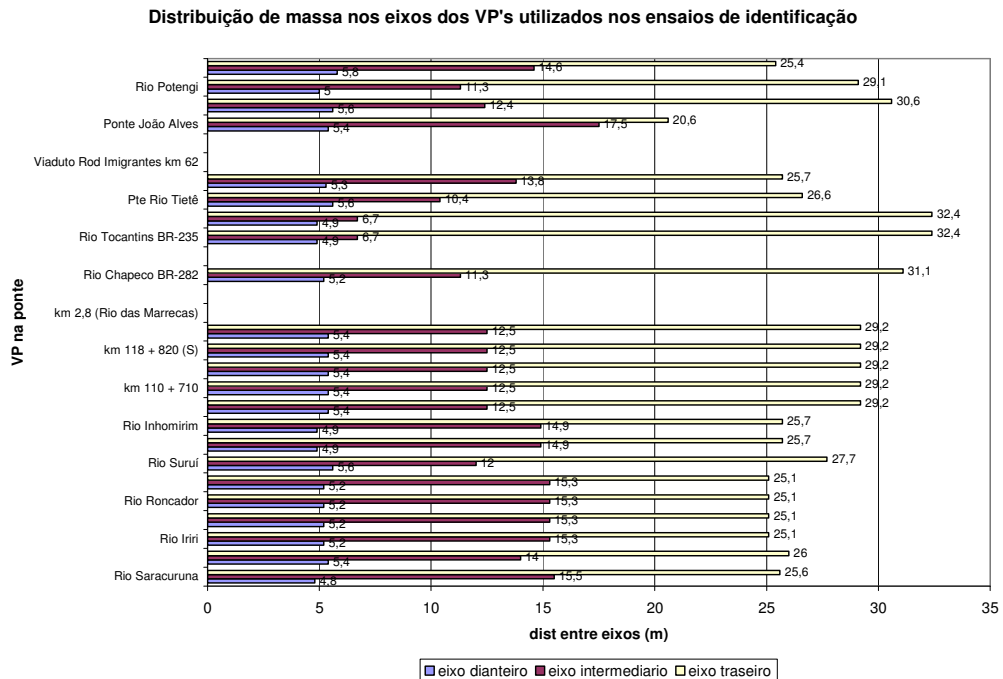


Figura 3.15 - Distribuição de massa nos eixos dos veículos utilizados em ensaios dinâmicos de identificação estrutural de pontes

Nos ensaios dinâmicos de identificação o veículo de prova trafegou em diferentes velocidades e diferentes faixas de rolamento, no intuito de mobilizar os principais modos de vibração da estrutura. Durante as passagens do VP as pontes foram interditadas para o tráfego, de forma que foi possível medir os impactos causados pelo veículo de prova isoladamente sem o efeito de outras cargas atuando da estrutura. Algumas séries temporais medidas para os veículos de prova utilizados estão apresentadas na Figura 3.16.

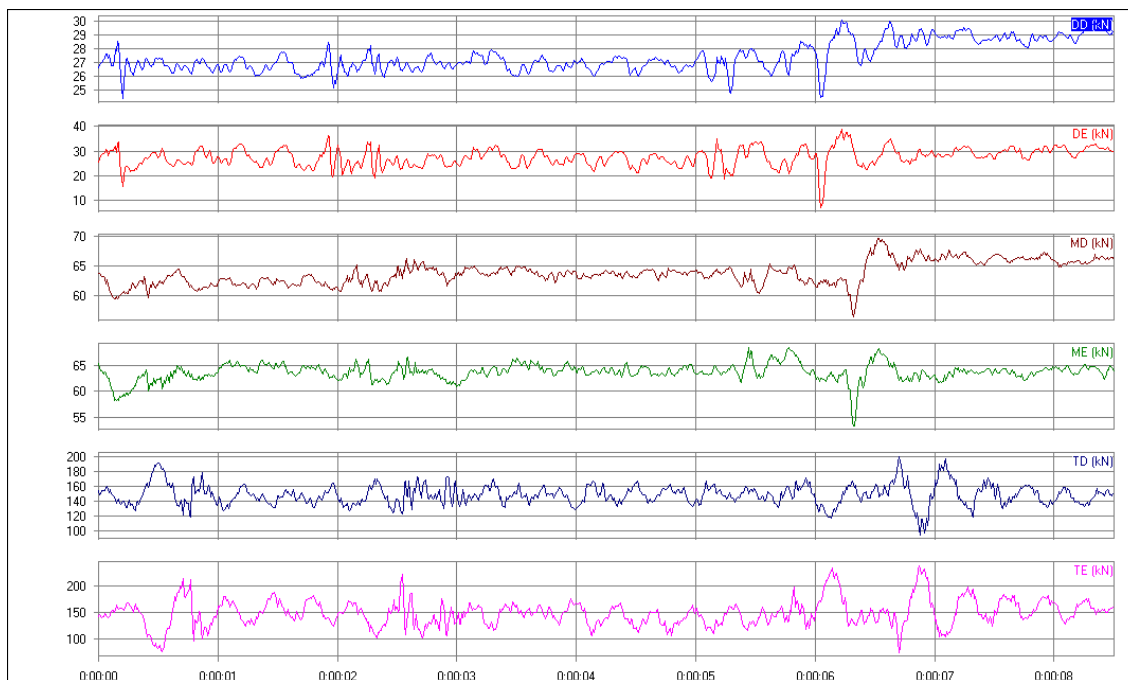


Figura 3.16 - Séries temporais de forças medidas na suspensão do veículo de prova, durante passagem por ponte na Rodovia Dutra a 80 km/h

- *DD: eixo dianteiro, lado direito do VP
- DE: eixo dianteiro, lado esquerdo do VP
- MD: eixo dianteiro, lado direito do VP
- ME: eixo dianteiro, lado esquerdo do VP
- TD: eixo dianteiro, lado direito do VP
- TE: eixo dianteiro, lado esquerdo do VP

Nessas séries observou-se em grande parte dos casos que os maiores impactos (maiores amplitudes de forças dinâmicas) ocorrem na entrada e na saída do VP da estrutura, o que pode estar associado a desníveis existentes nessas regiões, causado pela movimentação do aterro na extremidade dos balanços. Em muitas dessas obras foram observados vestígios de tentativas de nivelamento principalmente no solo que antecede e imediatamente após a ponte, além de camadas sucessivas de asfalto executadas em épocas



diferentes, o que mostra a preocupação em nivelar os acessos por parte dos operadores das rodovias.

Obteve-se o coeficiente de impacto a partir das séries temporais de forças medidas na suspensão do VP por meio da seguinte formulação:

$$\varphi = \frac{F_{din,max}}{F_{est}} \quad (3.4)$$

Onde $F_{din,max}$ e F_{est} correspondem respectivamente a força máxima e a força média da série temporal de forças medida na suspensão do veículo de prova.

Para comparações com os valores medidos nas monitorações, os valores especificados por YANG apud PENNER (2001) encontram-se apresentados nos gráficos das Figuras 3.17 a 3.22 e na Tabela 3.5, além dos valores especificados pelas normas NBR-7187 (2003), JRA apud KIM et al (2007) e AASHTO (1996). Nesse caso para a determinação do parâmetro S foi considerado para L o maior vão da ponte e para a frequência natural ω teve seu valor estimado a partir do vão por meio da expressão $\omega = 2\pi \frac{95,4}{L^{0,933}}$, conforme expressão fornecida pelo EMPA apud PENNER (2001).

Gráficos da relação vão maior - Coeficiente de Impacto medidos no eixo dianteiro do VP 450 kN - V=20 km/h - Pontes brasileiras

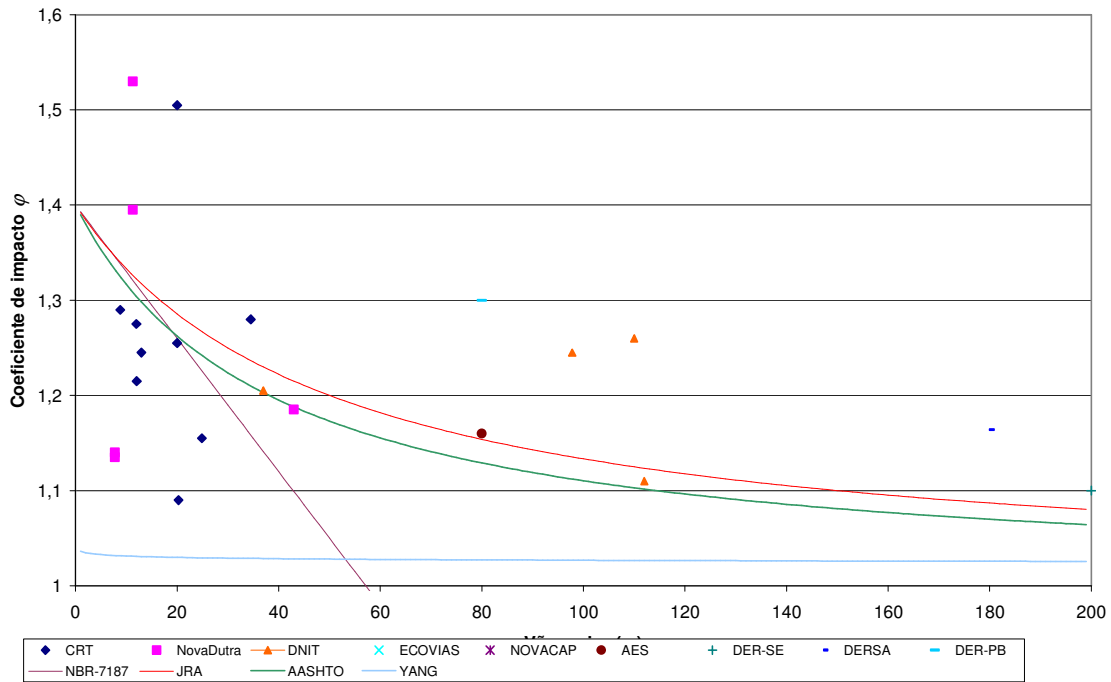


Figura 3.17 - Coeficientes de impacto medidos em pontes brasileiras em função do maior vão da ponte – eixo dianteiro do veículo de prova – veículo a 20 km/h

Gráficos da relação vão maior - Coeficiente de Impacto medidos no eixo intermediário do VP 450 kN - V=20 km/h - Pontes brasileiras

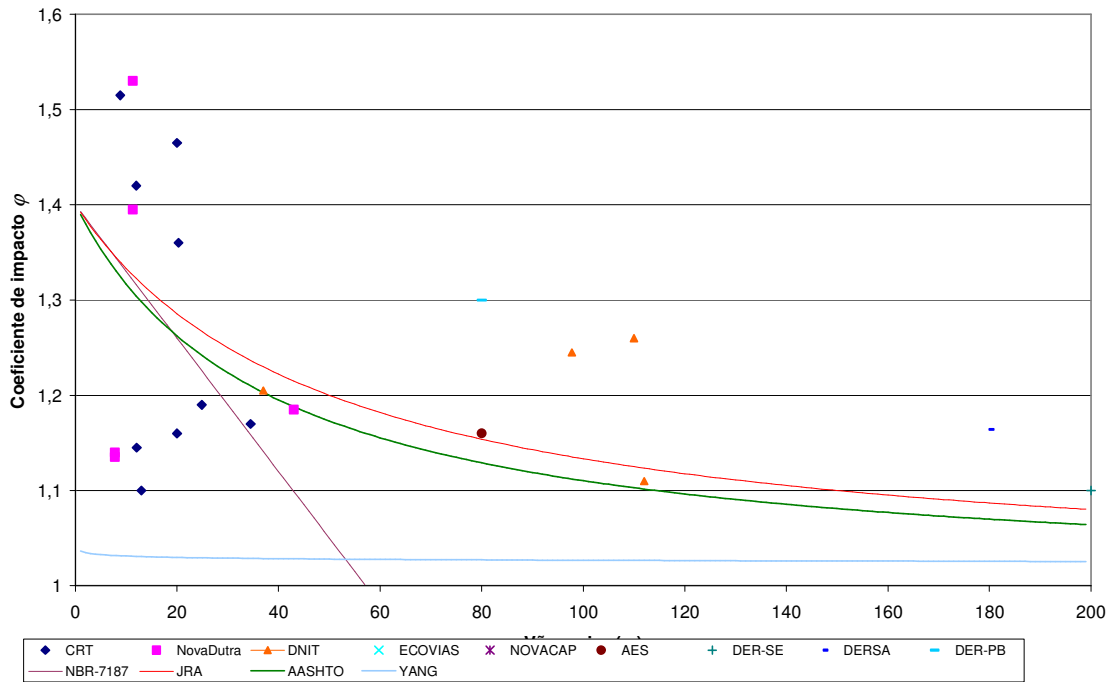


Figura 3.18 - Coeficientes de impacto medidos em pontes brasileiras em função do maior vão da ponte – eixo intermediário do veículo de prova – veículo a 20 km/h

Gráficos da relação vão maior - Coeficiente de Impacto medidos no eixo traseiro do VP 450
kN - V=20 km/h - Pontes brasileiras

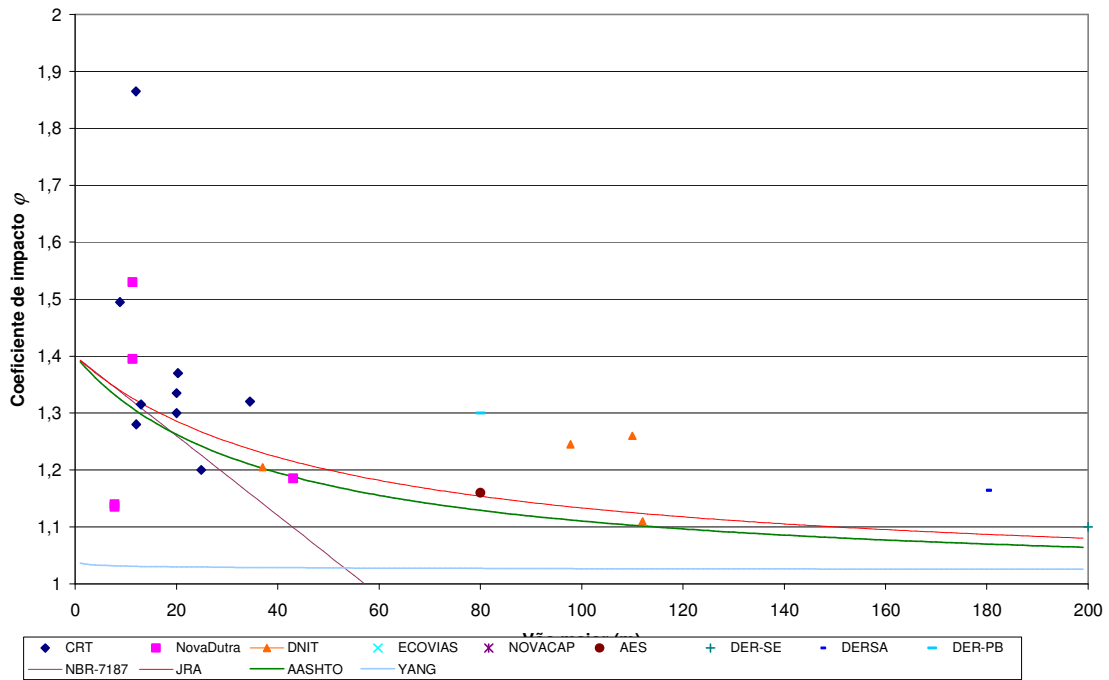


Figura 3.19 - Coeficientes de impacto medidos em pontes brasileiras em função do maior vão da ponte – eixo traseiro do veículo de prova – veículo a 20 km/h

Gráficos da relação vão maior - Coeficiente de Impacto medidos no eixo dianteiro do VP 450
kN- velocidades entre 60 e 80 km/h - Pontes brasileiras

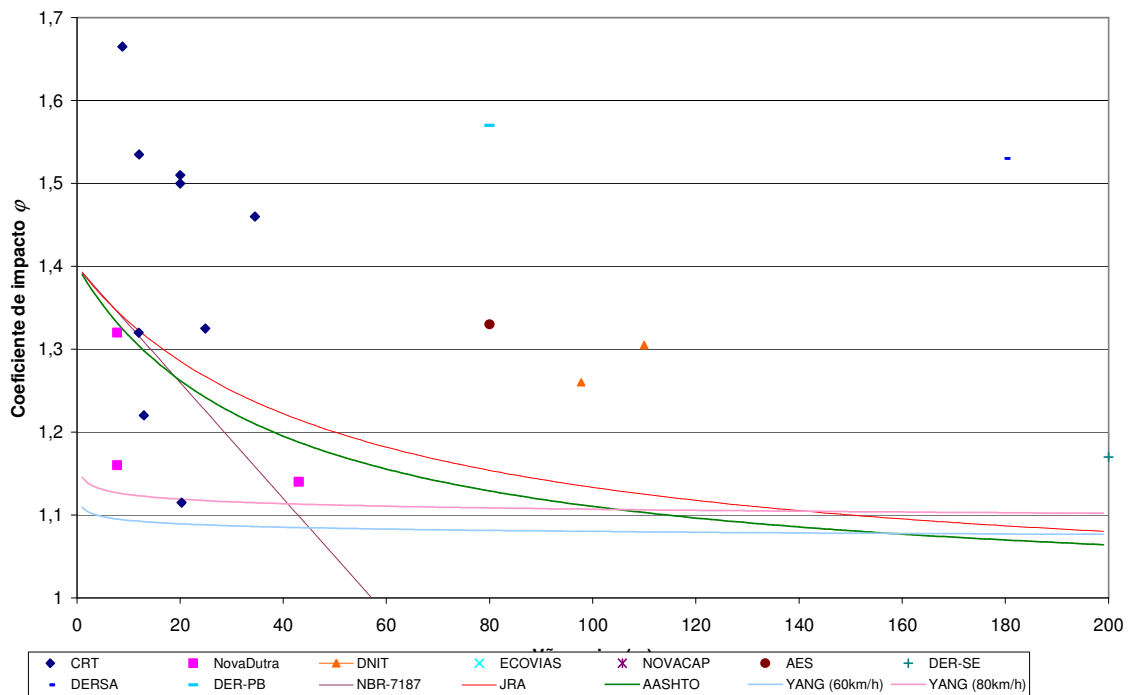


Figura 3.20 - Coeficientes de impacto medidos em pontes brasileiras em função do maior vão da ponte – eixo dianteiro do veículo de prova – veículo entre 60 e 80 km/h

Gráficos da relação vão maior - Coeficiente de Impacto medidos no eixo intermediário do VP 450 kN - velocidades de 60 a 80 km/h - Pontes brasileiras

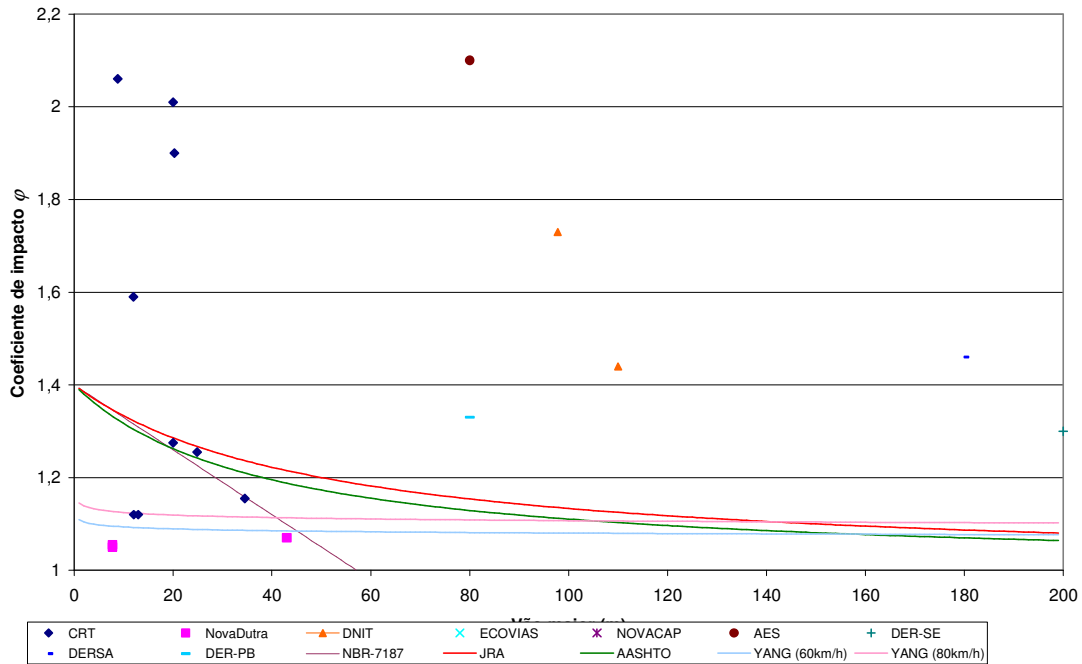


Figura 3.21 - Coeficientes de impacto medidos em pontes brasileiras em função do maior vão da ponte – eixo intermediário do veículo de prova – veículo entre 60 e 80 km/h

Gráficos da relação vão maior - Coeficiente de Impacto medidos no eixo traseiro do VP 450 kN - velocidades entre 60 e 80 km/h - Pontes brasileiras

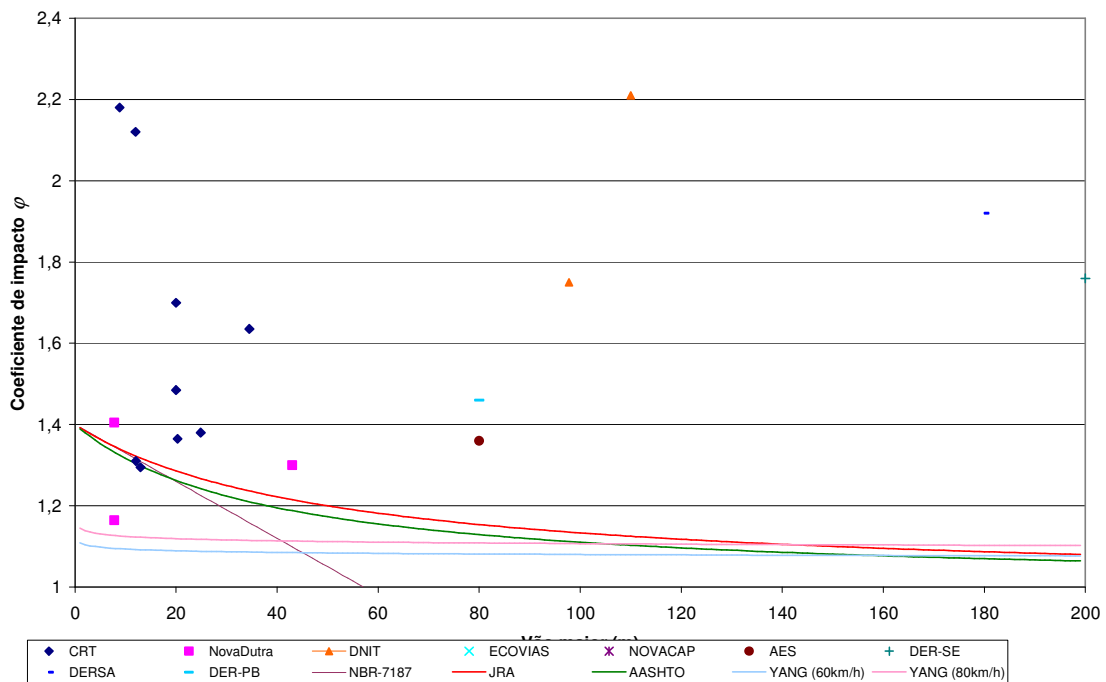


Figura 3.22 - Coeficientes de impacto medidos em pontes brasileiras em função do maior vão da ponte – eixo traseiro do veículo de prova – veículo entre 60 e 80 km/h

Tabela 3.5 – Comparativo entre coeficientes de impacto medidos nas pontes investigadas e valores especificados em normas correntes

Comprimento do vão principal (em metros)	Coeficientes de impacto ϕ		
	Medidos	NBR7187 (2003)	JRA apud KIM et al (2007)
7,5 a 15	1,13 a 1,97	1,29 a 1,35	1,31 a 1,35
15 a 22,5	1,46 a 1,67	1,24 a 1,29	1,27 a 1,31
22,5 a 30	1,32	1,19 a 1,24	1,25 a 1,27
30 a 45	1,17 a 1,42	1,09 a 1,19	1,21 a 1,25

Nas Figuras 3.17 a 3.22, observa-se que para a velocidade do VP a 20 km/h, os valores de impactos medidos flutuam próximos as curvas especificadas pela JRA e pela AASHTO, devendo-se ressaltar que ocorre uma dispersão bastante significativa desses valores em relação a essas curvas, principalmente para pontes com vão inferior a 40 metros.

Para as velocidades do VP entre 60 e 80 km/h, os impactos medidos são sistematicamente superiores aos valores da JRA, chegando a valores acima de 1,8 em 5,6% dos casos. Também verificou-se que para vãos acima de 40 metros, todos os valores medidos estão acima das curvas especificadas pela JRA e AASHTO.

3.7 Coeficientes de amplificação dinâmica

Durante os ensaios dinâmicos de identificação foram medidos os efeitos decorrentes das passagens do veículo de prova, mais especificamente as acelerações. Os deslocamentos foram então obtidos a partir da integração da série temporal de acelerações medidas em seções de interesse, meio dos vãos ou próximo aos apoios.

A instrumentação dos vãos principais das pontes foram feitas com servo-acelerômetros posicionados em cima do tabuleiro nas laterais das faixas de rolamento, Figura 3.23. Foram utilizados servo-acelerômetros Kyowa modelo ASQ-1C, com capacidade de leitura até 1g, dentro da banda de frequências de 0 a 100 Hz. A frequência de aquisição de dados foi de no mínimo 200 Hz.



Figura 3.23 - Servo-acelerômetro posicionado em tabuleiro de ponte, e sistema de aquisição de dados utilizado para gravação dos sinais

A determinação do DAF a partir das séries temporais de acelerações medidas foram feitas com procedimento descrito a seguir.

- integração da série temporal de acelerações verticais medidas no meio do vão principal da estrutura (maior vão), obtendo-se a série temporal de velocidades;
- integração da série temporal de velocidades obtidas no passo anterior, obtendo-se a série temporal de deslocamentos;

- filtragem da série temporal de deslocamentos com filtro digital passa-baixa, obtendo-se dessa forma a série temporal dos deslocamentos quase-estáticos da estrutura;

- comparando-se a série de deslocamentos filtrados e a série de deslocamentos original determinou-se o DAF nos picos positivos do sinal, Figura 3.24.

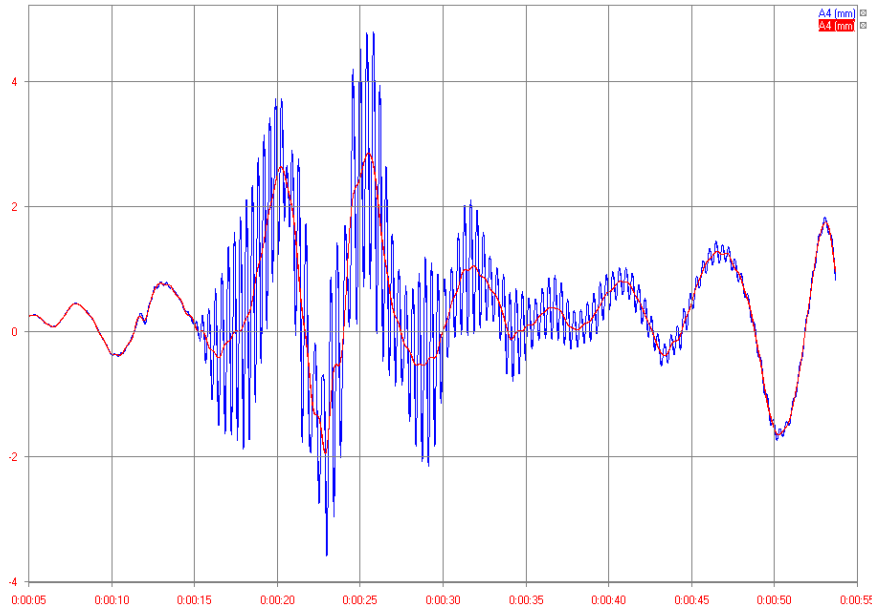


Figura 3.24 - Determinação do DAF no meio do vão do viaduto (tabuleiro em concreto, longarinas e pilares metálicos) km 258 da Dutra - Passagem a 20 km/h

Nas Figuras 3.25 e 3.26 apresentam-se os valores de DAF's medidos nas pontes investigadas, em função respectivamente do maior vão da ponte monitorada e da 1ª. frequência natural de flexão medida da estrutura.

Gráficos da relação vão maior - Coeficientes de amplificação dinâmica medidos (baseado em deslocamentos verticais) - Pontes brasileiras

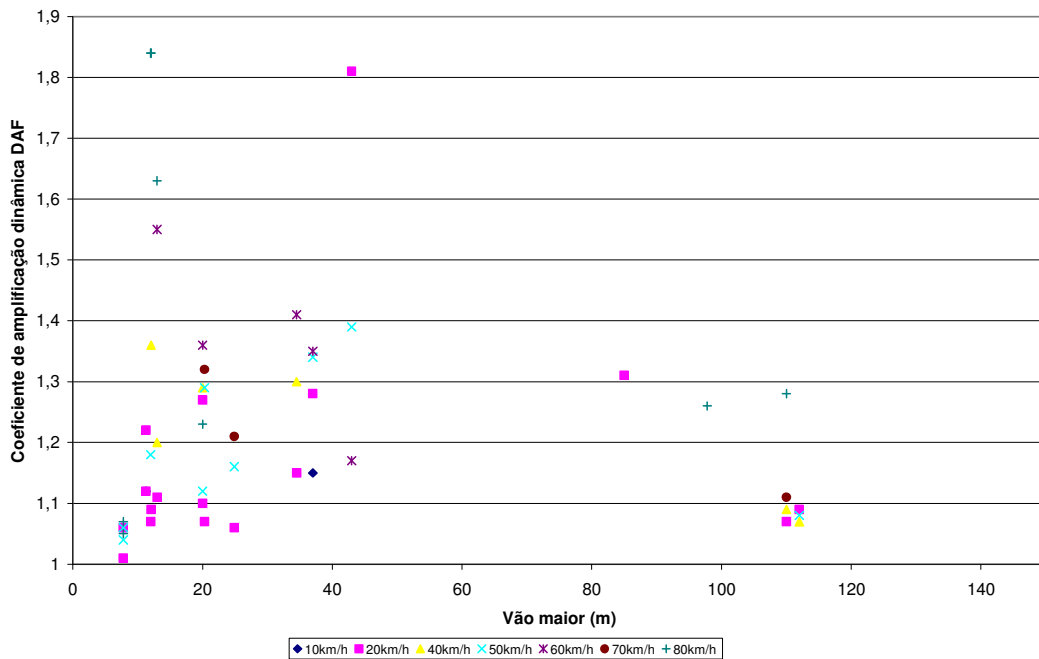


Figura 3.25 - DAF em função do maior vão da ponte

Gráficos da relação frequência natural - Coeficientes de amplificação dinâmica medidos (baseado em deslocamentos verticais) - Pontes brasileiras

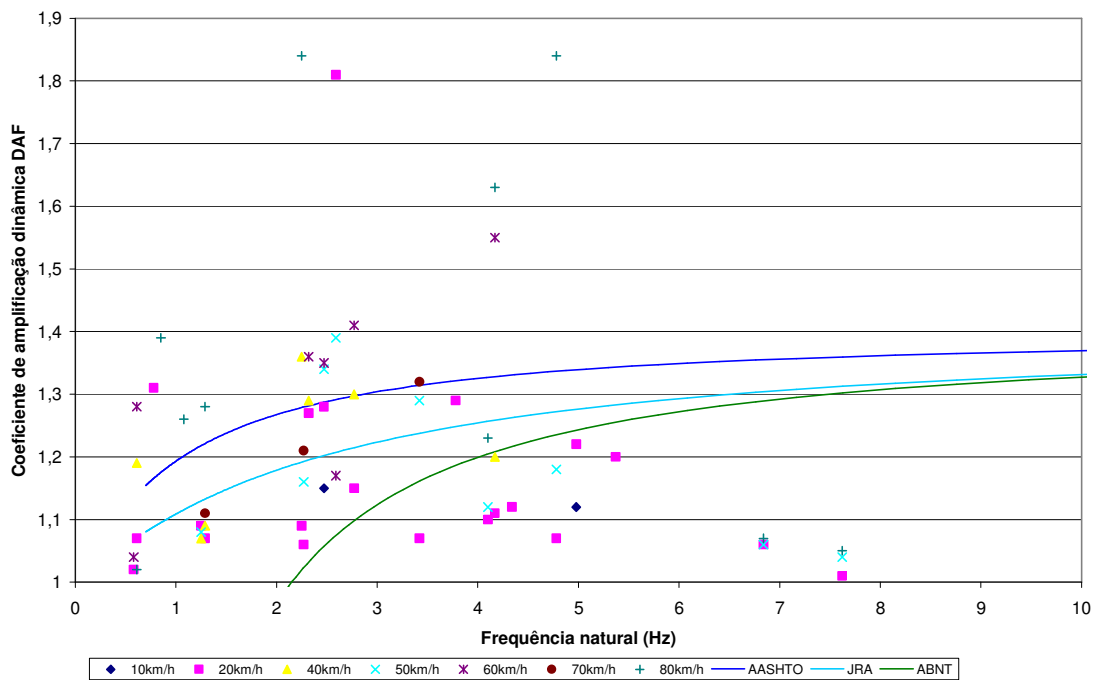


Figura 3.26 - DAF em função da 1ª. frequência natural de flexão da ponte



Verifica-se nos gráficos das Figuras 3.25 e 3.26 que em 91,5% dos casos os DAF's medidos foram inferiores a 1,4, e somente em 8,5% esse valores foram superiores a 1,4, chegando ao valor máximo de 1,84.

Deve-se ressaltar que os valores medidos nas pontes investigadas no presente trabalho estão em acordo com valores apresentados pela literatura técnica, resumidos por HUANG et al (1993), Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Valores de amplificação dinâmica medidos, HUANG et al (1993)

Fonte	Ano	Valores
Fenves et al (AASHTO, Estados Unidos)	1962	1,03 a 1,25 (p/ deformações)
		1,02 a 1,42 (p/ deslocamentos)
Leonard et al (Transport and Road Research Laboratory, England)	1974	1,09 a 1,75
Shepherd and Aves;	1973	1,1 a 1,7
Wood and Shepherd, Nova Zelândia	1979	
Green, Canadá	1977	1,1 a 1,87 (pontes contínuas)
		1,07 a 1,75 (outras pontes)
O'Connor and Pritchard	1985	1,19 a 2,25
Chan and O'Connor, Australia	1989	

De maneira geral, observa-se nos gráficos das Figuras 3.25 e 3.26 que a velocidade do veículo de prova é um fator significativo na amplificação dinâmica, chegando mesmo a ser mais preponderante do que os vãos das estruturas em alguns casos. Dessa forma, ratifica-se a formulação especificada na equação 2.3 por YANG et al apud PENNER (2001) como mais representativa da amplificação dinâmica causada pelos veículos em rodovias do que aquelas que somente consideram o comprimento do vão da ponte. Ressalta-se que, além das variáveis expressas nessa formulação (velocidade do veículo e frequência natural da estrutura), a literatura técnica também



apresenta outros fatores intervenientes na amplificação dinâmica causada pelo veículo no tabuleiro da ponte, tais como peso e características da suspensão do veículo, condição da superfície de rolamento e arranjo estrutural das pontes.

No caso da superfície de rolamento, dados experimentais revelam que esse pode amplificar o DAF em torno de 75% p/ velocidades medianas (50 km/h) e 45% p/ velocidades de 80 km/h, KWASNIEWSKI et al (2006). Verifica-se que para simular a rugosidade dos pavimentos autores têm utilizado tiras de madeira coladas diretamente na faixa de rolamento. CANTIENI (1983) apud PAULTRE et al (1992) cita que na maioria dos ensaios realizados a rugosidade do pavimento foi o fator que mais influenciou o DAF, com amplificações da ordem de 77% para os valores médios medidos.

A partir dos dados levantados para cada ponte, verifica-se que os casos onde foram registrados valores de DAF acima de 1,4 correspondem a pontes com vãos abaixo de 12 metros e em pontes com pouca capacidade de distribuição de esforços, ou seja, pontes sem transversinas.

Comparando-se os DAF's calculados a partir dos deslocamentos medidos nas pontes com os impactos medidos na suspensão dos veículos para as mesmas passagens do veículo de prova, observa-se que em nenhum dos casos os valores elevados de impacto (acima de 1,8) levaram a DAF's elevados (acima de 1,4), levando a concluir que amplificações elevadas nas forças atuantes nos tabuleiros não necessariamente causam elevadas amplificações nas respostas dinâmicas da estrutura. Logo, a amplificação dinâmica está muito mais relacionada às características da estrutura, tais como amortecimento, distribuição de massa e rigidez, e menos com a amplitude das forças atuantes.

Na equação 2.3, observa-se que o DAF está diretamente relacionado ao parâmetro adimensional de velocidade S , YAU et al (1999), PAULTRE et al (1992). Dessa forma, buscando-se essa relação para as pontes investigadas, foram obtidos diagramas associando os DAF's medidos aos respectivos parâmetros S . Nesse caso, as frequências naturais consideradas foram aquelas

medidas nos ensaios dinâmicos para o primeiro modo de flexão do tabuleiro. Na figura 3.27 apresenta-se a relação DAF – S considerando L o vão entre apoios.

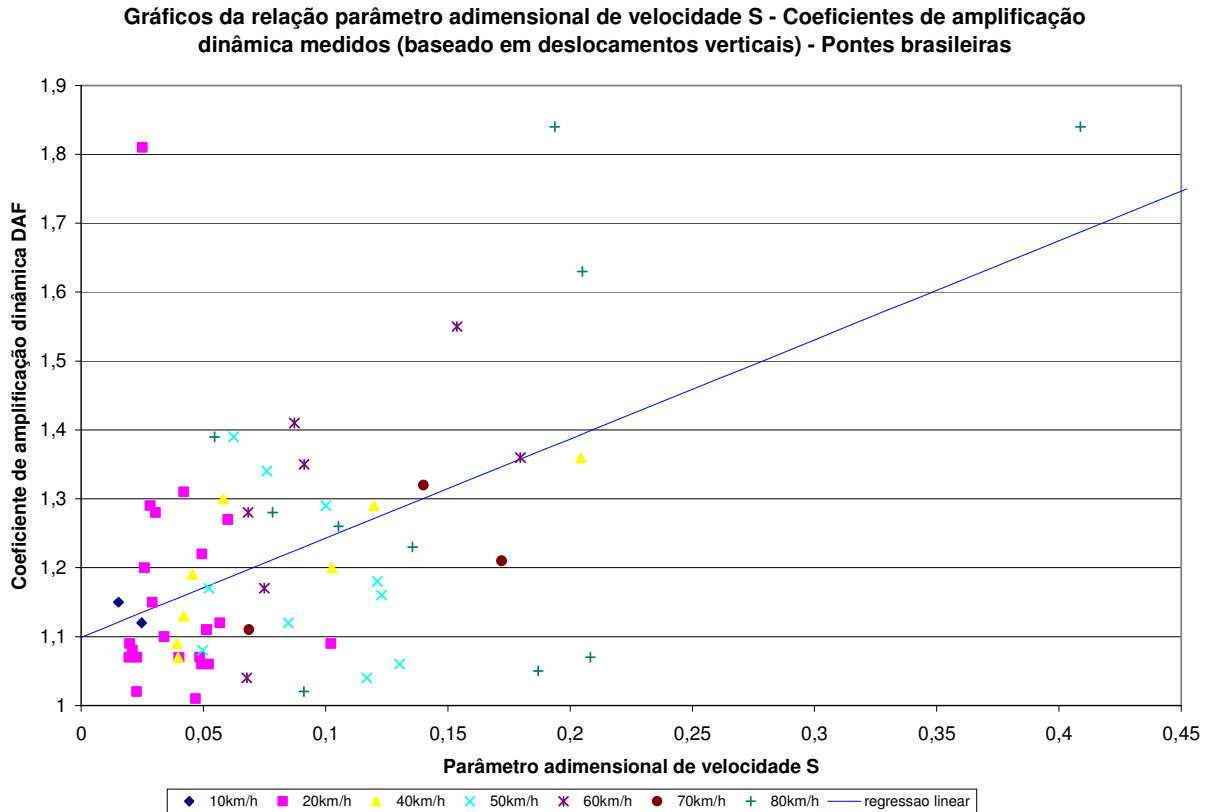


Figura 3.27 - DAF em função do parâmetro de velocidade adimensional S

Uma expressão linear para relação entre DAF e S foi calculada a partir dos valores medidos:

$$DAF = 1,099 + 1,439.S \quad (3.5)$$

Nesse caso, o coeficiente de correlação obtido entre as variáveis foi de 32%. Apesar da baixa correlação observada, a relação entre DAF e S parece bem mais próxima do que entre DAF e vãos e DAF e freqüências naturais, onde foram calculadas correlações da ordem de 3%.

4 TRÁFEGO NAS RODOVIAS BRASILEIRAS

4.1 Considerações iniciais

A última pesquisa de tráfego realizada nas rodovias federais brasileiras ocorreu no período entre os dias 26 de novembro e 2 de dezembro de 2005 e foi executada pelo Centro de Inteligência em Engenharia de Transportes (CENTRAN), MENDES (2009). Na ocasião foram contados cerca de cinco milhões de veículos, em 109 postos de contagem espalhados em 23 estados brasileiros. Concluiu-se que a frota de veículos em circulação no país é extremamente diversificada, tendo sido considerado na pesquisa, motocicletas, veículos de passeio, camionetas, vans, ônibus, caminhões, semi-reboques, veículos combinados e reboques. A composição média da frota que trafega nas rodovias federais é apresentada na Figura 4.1.

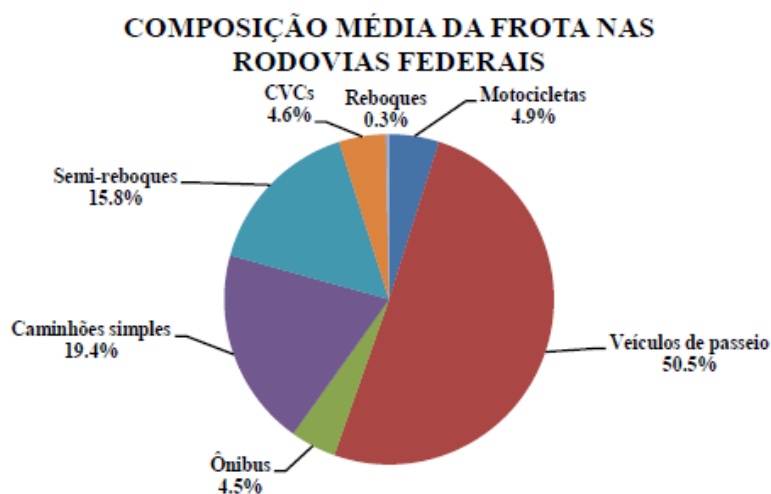


Figura 4.1 - Composição média da frota observada nas Rodovias Federais, MENDES (2009)

MENDES (2009) considerou em seu trabalho veículos representativos das classes que compõe a frota brasileira. Alguns dos modelos adotados estão apresentados na Figura 4.2.

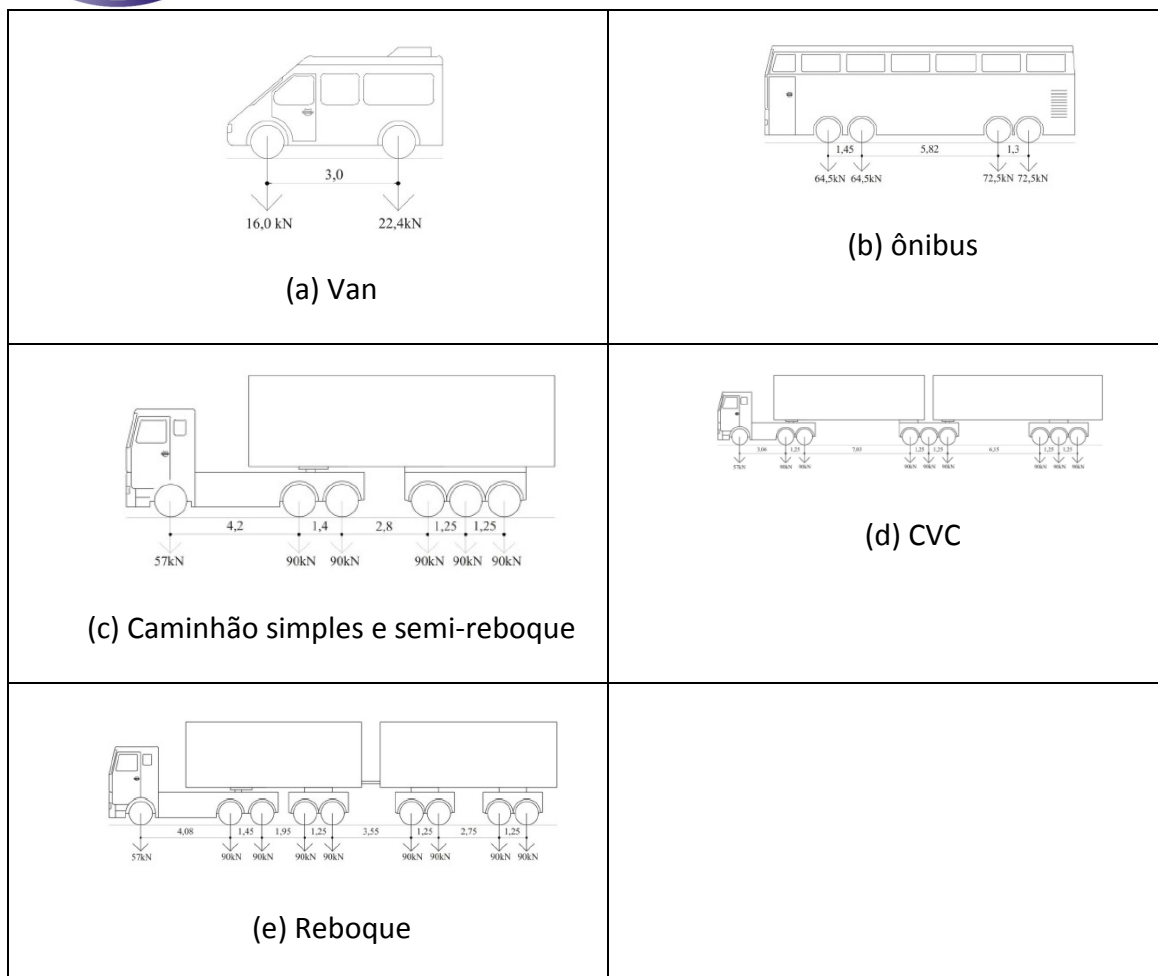


Figura 4.2 - Modelos de veículos adotados por MENDES (2009) como representativos da frota brasileira

Utilizando dados de pesagem de veículos coletados durante 204 dias em 2005, na Rodovia Washington Luis (SP-310), LUCHI (2006) realizou uma análise estatística e propôs um tráfego representativo para rodovias brasileiras. Nesse estudo, adotou como variáveis determinísticas a distância entre os eixos dos veículos, a proporção de carga sustentada por cada eixo e a quantidade de cada tipo de veículo na rodovia, e como variáveis aleatórias, o peso bruto total dos veículos e volume de tráfego da rodovia. Os veículos foram previamente classificados seguindo nomenclatura do Departamento Estadual de Estradas de Rodagem de São Paulo – DER-SP e do Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes – DNIT. A partir da classificação de LUCHI (2006), observou-se que os 8 tipos de veículos de carga representavam cerca de 99% do tráfego observado, Figura 4.3.

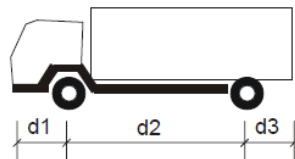
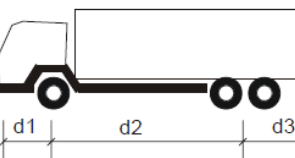
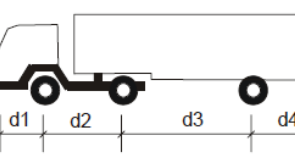
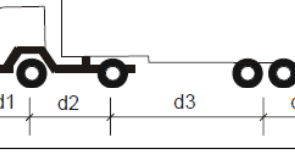
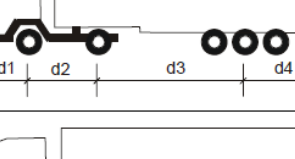
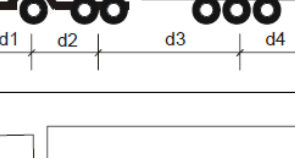
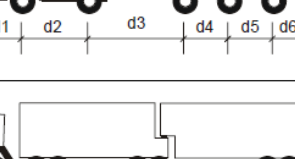
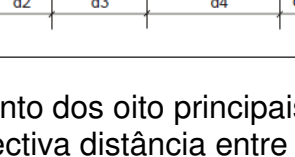
TIPO DE VEÍCULO	CONFIGURAÇÃO	DISTÂNCIA ENTRE EIXOS						
		d1	d2	d3	d4	d5	d6	COMPRIMENTO
2C		0,5	4,5	2,0	-	-	-	7,0
3C		1,0	6,0	3,5	-	-	-	10,5
2S1		1,0	4,5	7,5	4,5	-	-	17,5
2S2		1,5	4,5	7,0	3,5	-	-	16,5
2S3L		1,5	4,5	6,5	4,0	-	-	16,5
3S3L		1,5	5,0	7,0	3,5	-	-	17,0
2I3		1,5	4,5	4,0	2,5	2,5	1,5	16,5
3D4		1,5	4,0	6,5	4,5	2,5	-	19,0

Figura 4.3 - Conjunto dos oito principais veículos presentes na rodovia e respectiva distância entre eixos, LUCHI (2006)

A distância entre eixos para cada um dos tipos de veículos adotada no estudo de LUCHI (2006) encontra-se apresentada na Figura 4.3. A proporção de cada tipo de veículo presente nas rodovias e a proporção de carga sustentada por cada eixo está apresentada na Tabela 4.1. Para o peso bruto total de cada



veículo, o pesquisador fornece os parâmetros das funções de distribuição conforme Tabela 4.2.

Tabela 4.1 - Proporção dos veículos de carga em rodovia brasileira e proporção de carga sustentada por cada eixo, LUCHI (2006)

Tipo de veículos	Proporção no tráfego	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 3	Eixo 4	Eixo 5
2C	26%	42%	58%	-	-	-
3C	26%	27%	73%	-	-	-
2S1	2%	27%	33%	39%	-	-
2S2	4%	23%	32%	45%	-	-
2S3	26%	15%	26%	59%	-	-
3S3	5%	12%	34%	24%	-	-
2I3	3%	12%	23%	21%	22%	22%
3D4	8%	11%	31%	30%	28%	-

Tabela 4.2 – Parâmetros das funções de distribuição que representam as incertezas do peso total bruto dos veículos, LUCHI (2006)

Tipo de veículo	Distribuição	Parâmetros		
		Peso*	Média(kN)	Coef. de variação (%)
2C	Lognormal		74,7	66
3C	Bimodal normal*	0,4	220,4	7
		0,6	137,3	21
2S1	Normal		158,5	22
2S2	Lognormal		213	63
2S3	Bimodal normal*	0,76	420	5
		0,24	229	39
3S3	Bimodal normal	0,78	461,8	2
		0,22	393,6	15
2I3	Bimodal normal*	0,96	458,1	2
		0,04	317,3	15
3D4	Normal		578,7	4

*Este valor corresponde ao coeficiente de ponderação p_i , definido na eq. 4.1.

Observa-se nessa tabela que para maioria dos veículos, foi adotada uma distribuição bimodal normal, cuja expressão é dada por:

$$F_x(x) = \sum_{i=1}^n p_i \Phi\left(\frac{x - \mu_i}{\sigma_i}\right) \quad (4.1)$$

Onde p_i é o coeficiente de ponderação a ser aplicado na função normal de distribuição i ;

μ_i é a média da distribuição normal i ;

σ_i é o desvio padrão da distribuição normal i .

Sabe-se da equação 2.3 que o DAF depende da velocidade dos veículos. Nesse caso, a Secretaria de Transportes do Estado de São Paulo - SECTRANS, tendo em vista questões relacionadas a segurança no trânsito, realizou estudos de velocidades em 43 rodovias no Estado de São Paulo. Para esses estudos, foram utilizadas placas controladas por programa que registram as velocidades e classificam os veículos que trafegam por aquele trecho. Desses estudos foram levantadas velocidades praticadas pelos veículos nas rodovias. Baseado nesses dados, a velocidade dos veículos pôde ser aproximada por uma distribuição normal com média igual a 29 m/s e desvio padrão de 6 m/s, Figura 4.4.

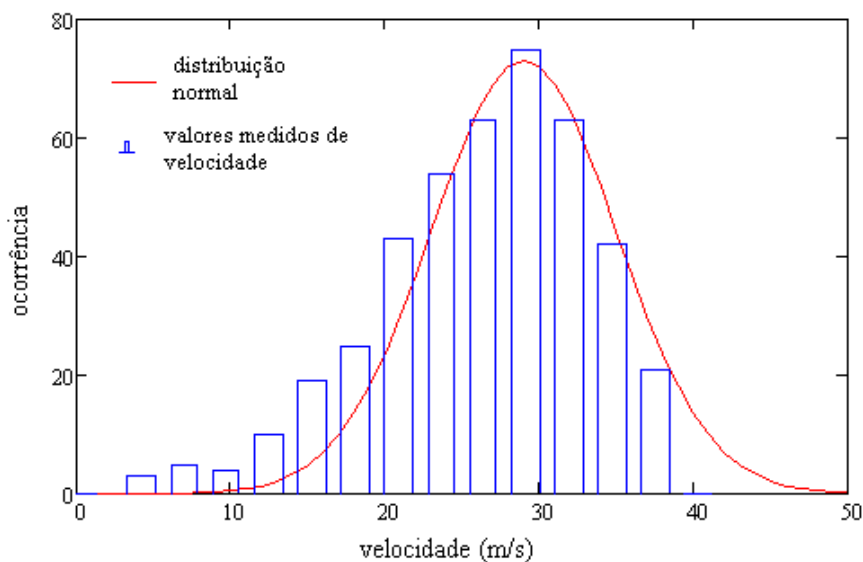


Figura 4.4- Velocidade medida de veículos que trafegam em estradas de São Paulo, Secretaria de Transportes do Estado de São Paulo (2007)



4.2 Monitoração do tráfego aleatório

Durante o período de 2002 a 2008, as pontes investigadas foram monitoradas quando submetidas ao tráfego aleatório de veículos. Essas atividades foram realizadas tendo-se como principal objetivo avaliar o desempenho dessas estruturas quando em condições convencionais de operação.

Nessas monitorações foram empregados sensores do tipo servo-acelerômetros Kyowa modelo ASQ-1C, com capacidade de leitura até 1g, dentro da banda de frequências de 0 a 100 Hz, em geral posicionados em cima do tabuleiro dessas estruturas. Além dos sensores de acelerometria, também foram empregados extensômetros elétricos instalados na armadura longitudinal das pontes.

Buscando-se medir as maiores amplitudes de vibrações decorrentes do tráfego, pelo menos um dos sensores foi sempre posicionado no meio dos vãos principais (maiores) das pontes.

Utilizando-se os dados medidos nas monitorações buscou-se estudar os carregamentos induzidos pelo tráfego, tanto no que diz respeito às intensidades quanto a repetibilidade dessas forças. Tais informações foram utilizadas durante o estudo paramétrico das pontes, item 6.3.

4.3 Volume diário de tráfego

Para levantar o volume diário de tráfego, foram utilizados os dados das deformações registradas nos extensômetros colados nas armaduras no meio do maior vão das pontes investigadas. Um exemplo de séries temporais de deformações específicas medidas respectivamente nas Pontes sobre o Rio Roncador, Escuro e Saracuruna encontra-se apresentado na Figura 4.5.

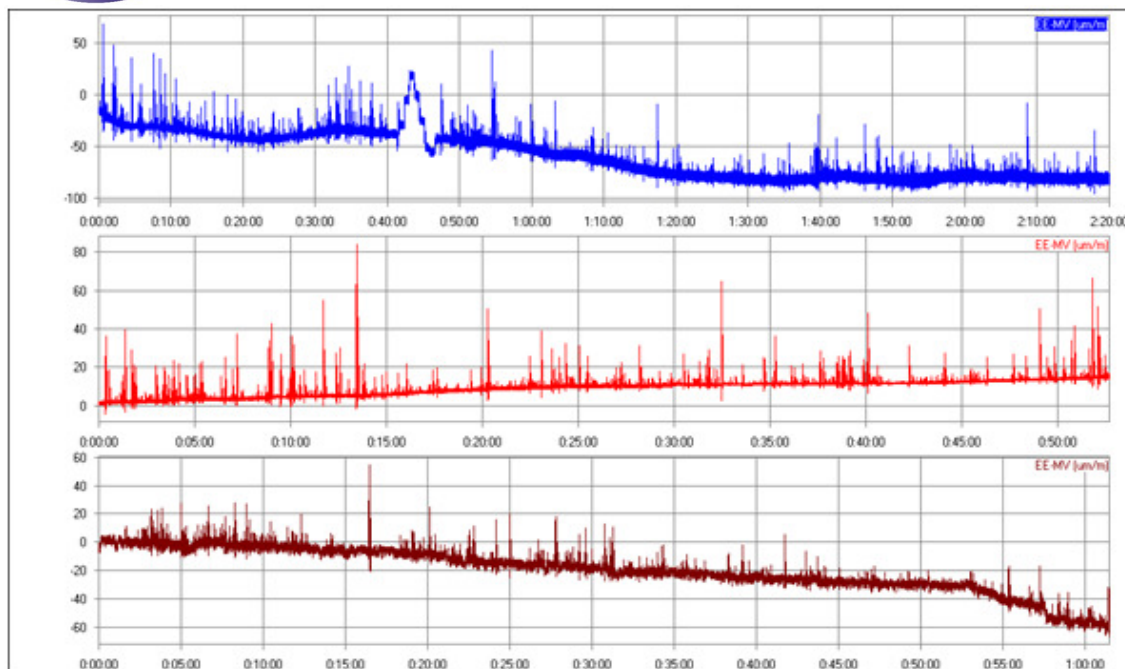


Figura 4.5 - Séries temporais de deformações específicas medidas nas Pontes sobre o Rio Roncador, Escuro e Saracuruna, decorrente do tráfego aleatório de veículos

Na figura anterior observa-se que além das deformações induzidas pelo tráfego aleatório, a média das deformações altera-se em função das mudanças de temperatura experimentadas pela estrutura durante a monitoração. Como a maioria das pontes investigadas possui arranjo isostático, as deformações induzidas pela temperatura não correspondem ao aparecimento de tensões, logo serão desconsideradas na análise de fadiga do Capítulo 6.

Trabalhos realizados anteriormente mostram que as tensões induzidas por veículos nas armaduras passam a interferir de forma significativa na fadiga a partir de determinado valor, podendo-se desconsiderar as tensões devidas a “veículos leves”. CRESPO-MINGUILLÓN (1996), por exemplo, adotou 11% do efeito causado pelo veículo de referência, com carga total de 300 kN, ou seja, 33kN. Para considerar o espectro de ações em análise de fadiga, a NBR-6118 (2003) admite que podem ser excluídos veículos com carga total até 30 kN, para o caso de pontes rodoviárias. Dessa forma, no presente estudo somente serão considerados as deformações monitoradas do tráfego aleatório maiores do que 10% da deformação causada pelo veículo de referência, de 450 kN.

Para esse estudo foram selecionadas pontes e viadutos pertencentes a 3 situações diferentes de tráfego:

- A) viaduto localizado no km 118 da Rodovia Presidente Dutra BR-116;
- B) Ponte sobre o Rio Escuro localizada no km 114 da Rodovia Rio-Teresópolis BR-040;
- C) Ponte sobre o Rio Figueira localizada no km 138 da Rodovia Rio-Teresópolis BR-040.

Para o tratamento da série temporal de deformações medida nas pontes sobre tráfego aleatório, foram selecionadas as seguintes informações de cada passagem de veículo:

- a) intensidade do efeito causado por cada veículo: deformações máximas e deformações mínimas (valores de pico);
- b) freqüência da passagem dos veículos: intervalo entre deformações máximas registradas (entre picos);

Nas figuras 4.6 e 4.7, apresenta-se o histograma dos valores de picos máximos (intensidade) e dos intervalos de ocorrência entre esses picos (freqüência) para a Ponte sobre o Rio Escuro. Nesse caso, somente valores com deformações superiores a $7 \mu\text{m/m}$ foram considerados.

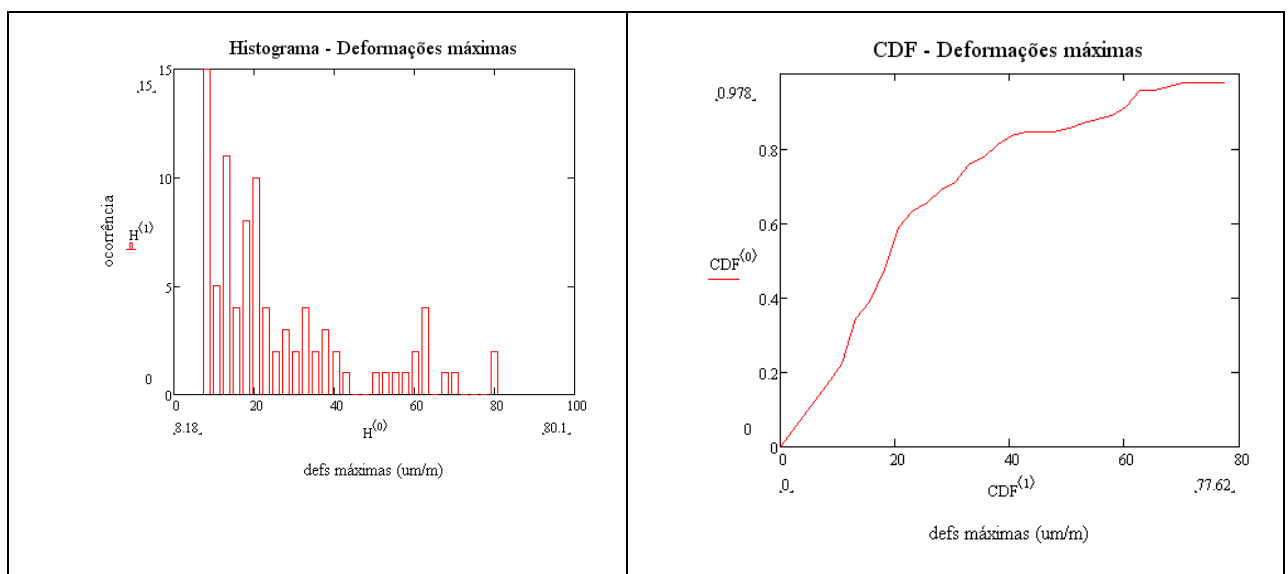


Figura 4.6 - Histograma e função de distribuição acumulada para picos de deformações máximas – Ponte sobre o Rio escuro

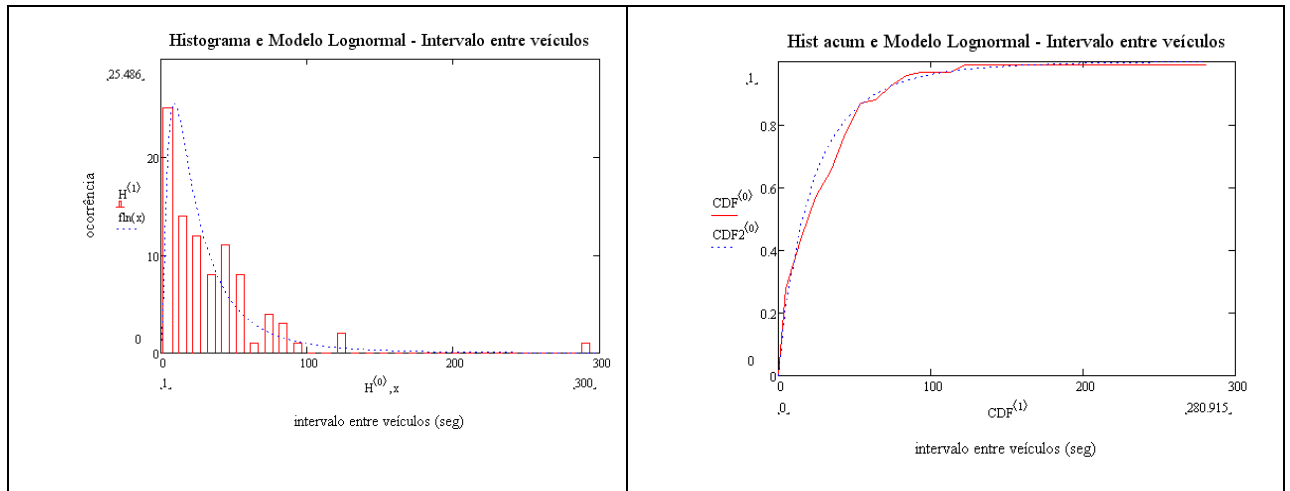


Figura 4.7 - Histograma e função de distribuição acumulada para intervalo entre passagem de veículos – Ponte sobre o Rio escuro

O intervalo entre veículos foi modelado a partir de um modelo de distribuição lognormal, com parâmetros (33,69; 1,156) para Ponte sobre Rio Escuro. Essa distribuição apresentou-se consistente com o teste de Kolmogorov-Smirnov ($d_{n,max}=0,093 < D_{n,lim}=0,143$). Na Tabela 4.3 apresenta-se os parâmetros da distribuição lognormal melhor ajustados ao tráfego de 3 pontes investigadas.

Tabela 4.3 - Parâmetros da distribuição Lognormal adaptada ao intervalo entre veículos

Ponte	μ_{LN} (média)	δ_{LN} (coef. var.)	$d_{n,Max}$
Rio Escuro (CRT)	33,69	1,156	0,093
Rio Figueira (CRT)	20,525	1,197	0,077
Viaduto km 118 (Dutra)	4,731	1,266	0,055

O intervalo entre chegada de veículos está diretamente relacionado a intensidade do fluxo de veículos na rodovia. Simulando-se a chegada dos veículos a partir dos parâmetros apresentados na Tabela 4.3, chega-se a um volume médio diário de 3.300 veículos para a Rodovia Rio-Teresópolis e de 8.900 veículos para a Rodovia Presidente Dutra.



DNIT (2009) fornece dados sobre a intensidade do tráfego de veículos em rodovias nacionais, com informações regionais. A rede de coleta abrange 180 postos de observação distribuídos em 20 estados brasileiros. O último boletim disponibilizado pelo órgão é de 2001, e apresenta valores bastante distintos entre regiões. A partir dos valores fornecidos calculou-se a média e desvio padrão do volume médio diário (VMD) de tráfego e obteve-se os parâmetros da função de distribuição de melhor aderência a esses valores, Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Parâmetros de função de distribuição obtidos para representar o volume médio diário de tráfego, RODRIGUES et al (2010)

Variável	Distribuição	Parâmetros	
		Média (veic/dia)	Desvio Padrão (veic/dia)
VMD em 2001	normal	6.315	6.119

No presente trabalho definiu-se como tráfego pesado aquele que comporta 30% de veículos pesados, o que significa quando considerado os valores extremos da Tabela 4.4 um volume aproximado de 5.000 veículos pesados por dia, compatível com valores medidos nas rodovias estudadas, Tabela 4.3. Esse valor foi adotado nas simulações de tráfego realizadas no Capítulo 6.



5 ASPECTOS SOBRE DURABILIDADE DE ESTRUTURAS

5.1 Processos de deterioração

Os dois principais mecanismos que afetam a durabilidade de pontes de concreto armado são a corrosão e a fadiga dos componentes de aço da estrutura, CRESPO-MINGUILLÓN (1996).

5.2 Corrosão

No concreto armado, o aço encontra-se protegido contra a corrosão por uma superfície apassivadora, representada pelo cobrimento de concreto. Esse apassivamento deve-se principalmente a alcalinidade do concreto, que resulta na formação de uma camada de óxido sobre a superfície das peças de aço envolvidas pelo concreto, evitando-se dessa forma a dissolução do ferro. Entretanto, essa camada pode ser localmente destruída pelo efeito da carbonatação do concreto ou pela ação dos íons cloreto. Nesse caso, nas zonas onde a camada desaparece, um processo eletroquímico pode ocorrer, onde átomos de ferro são dissolvidos liberando elétrons, $\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2\text{e}^-$. Esses elétrons reagem no catodo com oxigênio e água e formam as moléculas hidroxila, $2\text{e}^- + \frac{1}{2} \text{O}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightarrow 2(\text{OH})^-$. Após alguns estágios, o ferro e as hidroxilas combinam-se em diferentes formas de óxidos ferrosos. Portanto, os elementos essenciais para ocorrer a corrosão são o oxigênio para formar a ferrugem, e a água para atuar como um eletrólito.

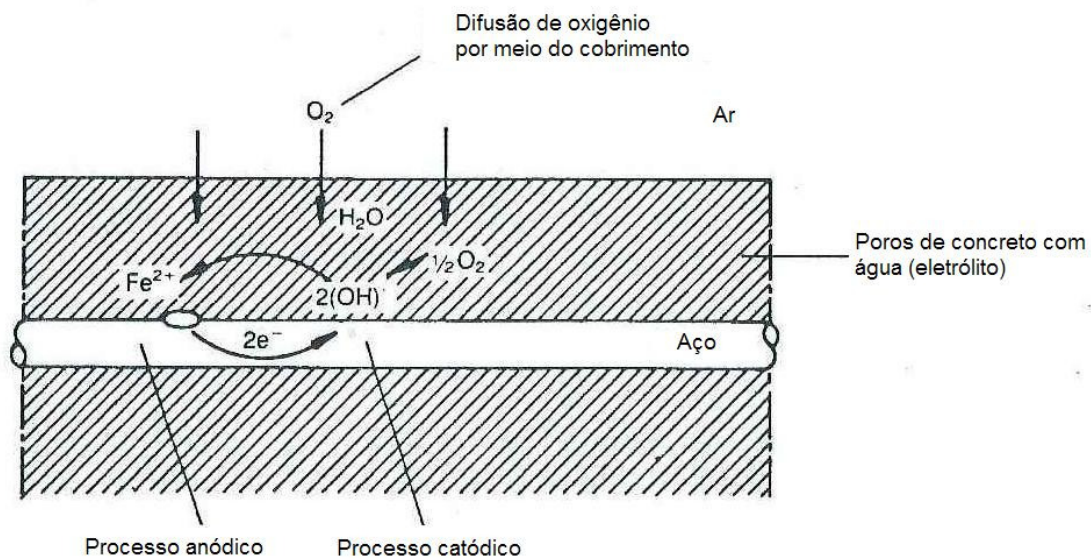


Figura 5.1 - Modelo simplificado para corrosão das armaduras de concreto, CEB-183 (1992)

Embora a presença de fissuras permita que o CO_2 e os íons cloreto atinjam a superfície do aço mais rápido do que no concreto não fissurado, considera-se atualmente que o controle da espessura e da permeabilidade da camada de cobrimento de concreto seja a maneira mais eficiente de prevenir a corrosão, limitando-se a abertura das fissuras a 0,4 mm, CEB-183 (1992). Sabe-se que até esse limite, um processo de “auto-cicatrização” ocorre devido ao depósito de cálcio, sujeira e ferrugem, que faz com que o processo de corrosão regrida ou cesse.

Portanto, a forma mais eficiente de controlar-se o processo de corrosão é assegurar a qualidade e a espessura do cobrimento de concreto das armaduras durante a construção, e limitar a abertura das fissuras a 0,4 mm para as estruturas de concreto em operação.

5.3 Fadiga

A fadiga é um fenômeno associado a ações dinâmicas repetidas, que pode ser entendido como um processo de modificações progressivas e permanentes da estrutura interna de um material submetido a oscilação de tensões decorrentes dessas ações, NBR-6118 (2003). Do ponto de vista da Mecânica da Fratura,



essa modificação do material pode ser entendida como o aumento de uma irregularidade decorrente de um defeito na peça estrutural, e que pode atingir um comprimento crítico, levando a ruptura da mesma.

Tradicionalmente, vêm sendo utilizadas duas abordagens para previsão da vida à fadiga dos materiais, mecânica da fratura e as curvas SN de Wohler associadas a hipótese de Palmgren-Miner. Essa última abordagem será utilizada no presente trabalho.

No conjunto de pontes investigadas no presente trabalho, com vãos de 7 a 15 metros, a ação externa mais significativa para a fadiga das armaduras é a ação do tráfego de veículos. Por outro lado, em alguns casos, é importante considerar as diferenças de tensões internas observadas nas seções transversais de estudo, principalmente aquelas decorrentes de gradiente térmicos no tabuleiro, que podem contribuir para o aparecimento de fissuras, levando a uma redução significativa da rigidez da seção transversal.

O risco relacionado a propagação da fadiga corresponde a ruptura do componente danificado. Esta ruptura pode-se transmitir para o restante da seção levando a estrutura ao colapso.

Para quantificar o risco assumido em uma determinada ponte, por exemplo, é necessário identificar as principais ações externas aplicadas na estrutura, e quais a resistência interna máxima no mecanismo de ruptura à fadiga estudado.

Considerando-se que tanto as ações (tráfego e temperatura) quanto as curvas de fadiga, respectivamente solicitação e resposta envolvidas na análise estrutural, não podem ser exatamente conhecidas devido a incertezas inerentes a esses fenômenos, o presente estudo apresentará uma abordagem estatística dos mesmos. Para tal, serão utilizados conceitos da Teoria de Segurança, no intuito de quantificar o risco que a propagação da fadiga representa para a segurança de uma determinada ponte.

5.4 Durabilidade

Na normalização mais recente, EHE (08), definiu-se a durabilidade de uma estrutura de concreto armado como sua capacidade em suportar, durante a vida útil para a qual foi projetada, as condições físicas e químicas as quais encontra-se exposta, e que podem provocar a sua degradação como consequência de efeitos não causados pelas cargas e solicitações consideradas na análise estrutural. Portanto definiu-se o Estado Limite de Durabilidade como aquele produzido pelas ações físicas e químicas, diferente das cargas e ações da análise estrutural, que podem degradar as características do concreto ou das armaduras a limites inaceitáveis. A comprovação do Estado Limite de Durabilidade consiste em verificar-se a condição:

$$t_L \geq t_d \quad (5.1)$$

Onde t_L é o tempo necessário para o agente agressivo produzir um ataque ou degradação significativa;
 t_d é o valor de cálculo da vida útil.

O Estado Limite de Fadiga é verificado como um Estado Limite Último, e está relacionado aos danos que pode sofrer uma estrutura como consequência das solicitações variáveis repetidas. A comprovação do estado limite de fadiga consiste em verificar-se a condição:

$$R_F \geq S_F \quad (5.2)$$

Onde R_F é o valor de cálculo da resistência à fadiga;
 S_F é o valor de cálculo das ações de fadiga.

Apesar de a normalização especificar a verificação da fadiga em função de esforços solicitantes, essa pode ser feita em função do tempo estimado para ocorrer a ruptura de um elemento estrutural quando submetido a ações repetitivas como por exemplo o tráfego de veículos, PIMENTEL et al (2009). Dentro dessa linha, no presente trabalho será considerada a fadiga estrutural de pontes como representativo da durabilidade das obras de arte.

5.5 Resistência à fadiga – Curvas SN

Para obter as curvas de Wohler, submete-se amostras de material a variações de tensão com amplitudes constantes, até a ruptura. A resistência à fadiga do material é expressa a partir do número de ciclos até a ruptura, para uma determinada variação de tensão. Os pares (variação de tensão, número de ciclos para romper) são plotados e a curva de melhor aderência aos pontos é chamada de curva SN do material. O gráfico é normalmente apresentado em escalas logarítmicas, pois dessa forma a curva SN poderá ser aproximada por uma reta. A dispersão dos pontos permite estabelecer um tratamento estatístico dos resultados, e conhecer as margens de segurança envolvidas no processo, CEB-188 (1988).

Para os ensaios anteriormente descritos, nos quais utilizam-se incrementos de tensões variáveis, a hipótese de Palmgren-Miner pode ser utilizada para prever a resistência final do material. A base dessa hipótese é considerar o dano à fadiga como uma função linear. Dessa forma, não importará a seqüência de aplicação do carregamento.

Ainda considerando essa hipótese, pressupõe-se que cada ciclo de tensão, $\Delta\sigma_i$, cause um dano igual a $1/N_i$, onde N_i é o número de ciclos para ocorrer a ruptura dado pela curva SN para um incremento de tensão igual a $\Delta\sigma_i$. A hipótese de Palmgren-Miner prevê que a ruptura do material ocorra quando a somatória dos danos, causada por todas os incrementos de tensões aplicados atinja um determinado valor chamado Dano de Miner, DM , normalmente especificado como 1. Dessa forma, apresenta-se a função de dano do material:

$$DM - \sum_i \frac{1}{N_i} = 0,0 \quad (5.3)$$

A somatória da expressão anterior deve ser estendida a todos os ciclos de tensão i .

A distribuição de Weibull é a que melhor representa a deterioração progressiva da fadiga, CRESPO-MINGUILLON (1996). As expressões para a função densidade $f_n(n)$, e para a função cumulativa $F_N(n)$ de uma variável aleatória de Weibull são (BENJAMIN, 1970):

$$f_N(n) = \frac{\alpha}{u - n_0} \times \left(\frac{n - n_0}{u - n_0} \right)^{\alpha-1} \times \exp \left[- \left(\frac{n - n_0}{u - n_0} \right)^\alpha \right] \quad n \geq n_0 \quad (5.4)$$

$$F_N(n) = 1 - \exp \left[- \left(\frac{n - n_0}{u - n_0} \right)^\alpha \right] \quad n \geq n_0 \quad (5.5)$$

Os parâmetros dessa função são: α (parâmetro de forma), u (valor extremo característico) e n_0 (valor mínimo). Segundo HWAN (1986), para a análise de fadiga, n_0 é considerado igual a zero.

Os dois primeiros momentos da variável podem ser calculados por (BENJAMIN, 1970):

$$E(N) = u \times \Gamma \left(1 + \frac{1}{\alpha} \right) \quad (5.6)$$

$$\sigma^2(N) = u^2 \times \left[\Gamma \left(1 + \frac{2}{\alpha} \right) - \Gamma^2 \left(1 + \frac{1}{\alpha} \right) \right] \quad (5.7)$$

O CEB-188 (1988) especifica os parâmetros estatísticos de Weibull para as armaduras de concreto, e os dois primeiros momentos da distribuição para 3 casos distintos, $\Delta\sigma > 245$ MPa ($N < 2 \cdot 10^6$ ciclos), 205 MPa $< \Delta\sigma < 245$ MPa ($10^6 < N < 10^7$ ciclos) e $\Delta\sigma < 205$ MPa ($N > 10^7$ ciclos), Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Parâmetros para curvas de fadiga, CEB-188 (1988)

Variação de tensões (MPa)	Expressão da curva	Parâmetro α de Weibull	Parâmetro u de Weibull	$E(N)$	$var(N)$
$D_s > 245$ ($N < 2 \cdot 10^6$)	$N = 4,3339 \cdot 10^{20} \cdot D_s^{-6}$	2,57	$\exp(47,74) \cdot D_s^{-6}$	$10^{20,68} \cdot D_s^{-6}$	$(10^{20,30} \cdot D_s^{-6})^2$
$205 < D_s < 245$ ($10^6 < N < 10^7$)	$N = 6,38 \cdot 10^{27} \cdot D_s^{-9}$	2,185	$\exp(64,287) \cdot D_s^{-9}$	$10^{26,867} \cdot D_s^{-9}$	$(10^{27,55} \cdot D_s^{-9})^2$
$D_s < 205$ ($N > 10^7$)	$N = 2,68 \cdot 10^{32} \cdot D_s^{-11}$	1,973	$\exp(74,945) \cdot D_s^{-11}$	$10^{32,496} \cdot D_s^{-11}$	$(10^{32,219} \cdot D_s^{-11})^2$

Como caso particular derivado da equação 5.3, se incrementos constantes de tensão de amplitude $\Delta\sigma_i$, o dano de Miner seria dado por:

$$DM = n_i \times \frac{1}{N_i} \quad (5.8)$$

Onde n_i seria o número real de ciclos necessário para romper o componente e N_i o número de ciclos para romper o componente previsto pela curva SN

Dessa forma, pode-se entender n_i como uma variável aleatória para os ensaios realizados. Na maioria das vezes a curva SN é apresentada por meio de expressões onde considera-se 50% de probabilidade acima e abaixo dela. Logo, quando utiliza-se a curva SN, os resultados podem ser entendidos como a média do número de ciclos para ruptura para um dado incremento de tensão $\Delta\sigma_i$. Nessa abordagem considera-se N_i constante e toda a natureza aleatória do dano DM decorre da variável n_i .

Logo para incrementos constantes de tensão, temos que:

$$E(DM) = \frac{E[n_i]}{N_i} = E[DM_i] \quad (5.9)$$

$$\text{var}(DM) = \frac{\text{var}[n_i]}{N_i^2} = \text{var}[DM_i] \quad (5.10)$$

Para um espectro com incrementos de tensão com amplitude variável, os parâmetros da variável Dano de Miner podem ser expressos como uma média ponderada dos momentos que cada ciclo de tensão causaria.

$$E(DM) = \frac{\sum_{i=1}^{n \text{ ciclos}} \left(\frac{1}{N_i} \times E[DM_i] \right)}{\sum_{i=1}^{n \text{ ciclos}} \left(\frac{1}{N_i} \right)} \quad (5.11)$$



$$\text{var}(DM) = \frac{\sum_{i=1}^{n \text{ ciclos}} \left(\frac{1}{N_i} \times \text{var}[DM_i] \right)}{\sum_{i=1}^{n \text{ ciclos}} \left(\frac{1}{N_i} \right)} \quad (5.12)$$

As expressões anteriores podem ser desenvolvidas para as armaduras de concreto, considerando as expressões e parâmetros da Tabela 5.1. Os valores calculados para a média e as variâncias nos 3 trechos de interesse estão apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Parâmetros para dano de Miner

Varição de tensões (MPa)	$E[DM_i]$	$\text{var}[DM_i]$
$\Delta\sigma > 245$ ($N < 2 \cdot 10^6$)	1,104	0,214
$205 < \Delta\sigma < 245$ ($10^6 < N < 10^7$)	1,154	0,309
$\Delta\sigma < 205$ ($N > 10^7$)	1,169	0,382

6 ASPECTOS SOBRE A TEORIA DE SEGURANÇA

6.1 Princípios da confiabilidade estrutural

Na avaliação de segurança de pontes, a confiabilidade estrutural refere-se à probabilidade das estruturas atenderem aos propósitos para os quais foram projetados, durante um intervalo especificado de tempo.

Em casos como na avaliação do dano em pontes submetidas à ação do tráfego de veículos, tanto as ações quanto as resistências são variáveis aleatórias. Logo, as incertezas devem ser consideradas quando deseja-se julgar a segurança de uma determinada estrutura, e a confiabilidade pode ser calculada.

6.2 Índice de confiabilidade

No cálculo da confiabilidade, deve-se inicialmente estabelecer a função de estado limite a ser utilizada. Por exemplo, para o estado limite de flexão de uma determinada seção da ponte, a função de estado limite será expressa por:

$$g(M) = M = R - S \quad (6.1)$$

Onde R é a resistência última da seção;

S é o momento fletor causado pelas ações externas;

M é a margem de segurança.

A seção falhará se R for menor do que S , ou seja, se a função de estado limite assumir valores negativos. Logo, o cálculo da probabilidade de falha é transformado em análise da probabilidade da função estado limite assumir valores menores que zero, $P_f = P[R < S] = P[M < 0]$, Figura 6.1.

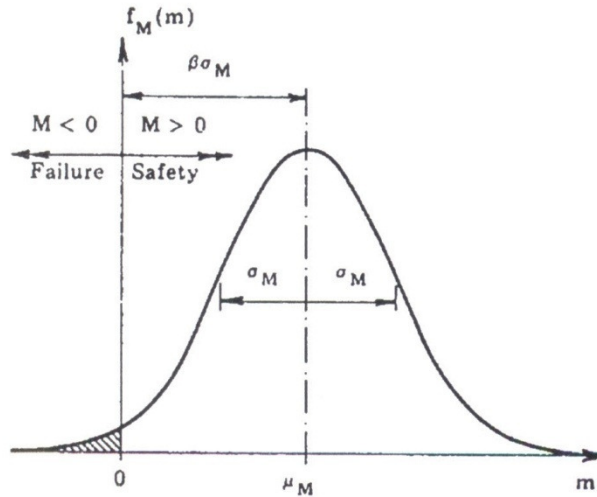


Figura 6.1 – Função densidade de probabilidade de M . A área em destaque corresponde à probabilidade de falha

Considerando-se que R e S sejam variáveis aleatórias com função de distribuição normal, então a resposta g será também uma variável com distribuição normal e parâmetros conhecidos em função dos parâmetros de R e S :

$$\mu_g = \mu_R - \mu_S \quad (6.2)$$

$$\sigma_g^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (6.3)$$

Onde μ é a média,

σ é o desvio padrão

Como a função distribuição da variável g e seus parâmetros são conhecidos, pode-se calcular a probabilidade que função assume valores negativos:

$$p_f = P[g \leq 0] = \Phi\left(-\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = \Phi(-\beta) \quad (6.4)$$

Onde Φ é função acumulada de probabilidade da variável normal normalizada;

β é o índice de confiabilidade do efeito estudado

A relação entre β e p_f encontra-se apresentada na Tabela 6.1 a seguir.

Tabela 6.1 - Relação entre β e p_f , MELCHERS (2002)

Índice de confiabilidade β	Probabilidade de falha p_f
0	0,50
1	$1,59 \cdot 10^{-1}$
2	$2,28 \cdot 10^{-2}$
3	$1,35 \cdot 10^{-3}$
4	$3,16 \cdot 10^{-5}$
5	$2,86 \cdot 10^{-7}$
6	$9,71 \cdot 10^{-10}$
7	$1,25 \cdot 10^{-12}$
8	$6,06 \cdot 10^{-16}$

6.3 Estudo da confiabilidade à fadiga para as pontes investigadas

No plano de pesquisa original apresentado, sugere-se a tensão de tração no concreto do tabuleiro como variável a ser investigada quando se deseja garantir a durabilidade da ponte. Entretanto, nas pontes investigadas com 3 vãos, onde a relação entre vão central e balanços em média é igual a 0,37:1:0,37, a tensão de tração no tabuleiro mostrou-se bem abaixo dos valores de resistência à tração do concreto, do que os valores calculados e medidos nas armaduras das pontes quando comparados com sua equivalente resistência à tração. Dessa forma adotou-se nesse trabalho a fadiga das armaduras de aço como fator preponderante quando se deseja garantir a vida útil das estruturas das pontes.

No presente estudo será calculada a confiabilidade à fadiga para armaduras passivas de pontes. Para esse estudo deve-se inicialmente entender o histórico das tensões nas armaduras dessas estruturas, para o que apresenta-se o diagrama da Figura 6.2. Nessas obras utilizou-se a moldagem *in loco* de concreto e, após o endurecimento do concreto, o cimbramento foi liberado e as tensões devidos ao peso próprio da estrutura atuaram. Após a inauguração da

estrutura, a ponte ficou sujeita às ações de tráfego e ações térmicas, e portanto passou a acumular dano.

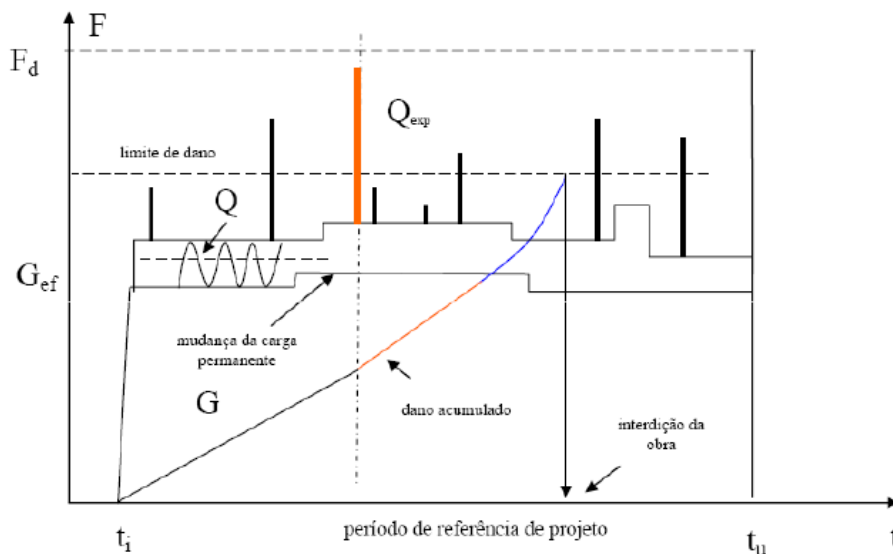


Figura 6.2 Vida útil de estrutura e acúmulo de dano

Nesse trabalho serão considerados somente os efeitos decorrentes do tráfego de veículos. Considerando-se que tanto as ações de tráfego quanto as curvas de fadiga, respectivamente solicitação e resposta envolvidas na análise estrutural, não podem ser exatamente conhecidas devido a incertezas inerentes a esses fenômenos, o presente estudo realizou uma abordagem estatística dos mesmos. Para tal, foram utilizados conceitos da Teoria de Segurança, no intuito de quantificar o risco que a propagação da fadiga representa para a segurança de uma determinada ponte.

Para considerar o tráfego de veículos em pontes brasileiras, utilizou-se inicialmente dados de monitorações realizadas nas pontes investigadas e estudos do tráfego em pontes brasileiras, apresentados no Capítulo 4. Inicialmente, visando identificar a frequência de passagem dos veículos nas pontes, foi realizado um levantamento do intervalo entre passagens de veículos nas séries temporais de deformações nas armaduras. Isso possibilitou estimar, por exemplo, o volume médio diário de cada uma das rodovias investigadas e comparar com valores apresentados pelo DNIT (2009). Para as características físicas dos veículos, optou-se por adotar as funções de distribuição obtidas por LUCHI (2006) para dados de tráfego levantados na Rodovia Washington Luis,



em São Paulo. Nesse trabalho foram levantadas características geométricas dos veículos, peso e respectiva distribuição ao longo de seus eixos, durante 204 dias em 2005. Na análise dos dados, foram consideradas como variáveis determinísticas a distância entre os eixos dos veículos e a proporção de carga sustentada por cada eixo, e como variáveis aleatórias, o peso bruto total dos veículos e o volume médio diário de tráfego. A partir da classificação de LUCHI (2006), observou-se que os 8 tipos de veículos de carga representavam cerca de 99% do tráfego observado nessa Rodovia.

Para estudar o efeito do tráfego nas pontes, um programa de simulação foi desenvolvido na linguagem MATHCAD. Nesse programa a aleatoriedade do tráfego foi considerada de acordo com as distribuições apresentadas por LUCHI (2006), expressas nas Tabelas 4.1 e 4.2 e Figura 4.3.

Os efeitos dinâmicos foram considerados por meio do DAF medido nas pontes investigadas, que mostraram-se melhor correlacionado ao parâmetro S do que com o vão ou a frequência natural da estrutura, Figuras 3.25 a 3.27. Devido a baixa correlação observada, foi levado em conta nas simulações os erros cometidos quando considerada a relação linear entre DAF e S . Na Figura 6.3, apresenta-se a essa faixa de variação quando considerado intervalo de confiança de 95%, baseado na distribuição t de Student.

Como o parâmetro S depende da velocidade do veículo, foi considerada nesse estudo a distribuição de velocidades a partir do gráfico da Figura 4.4.

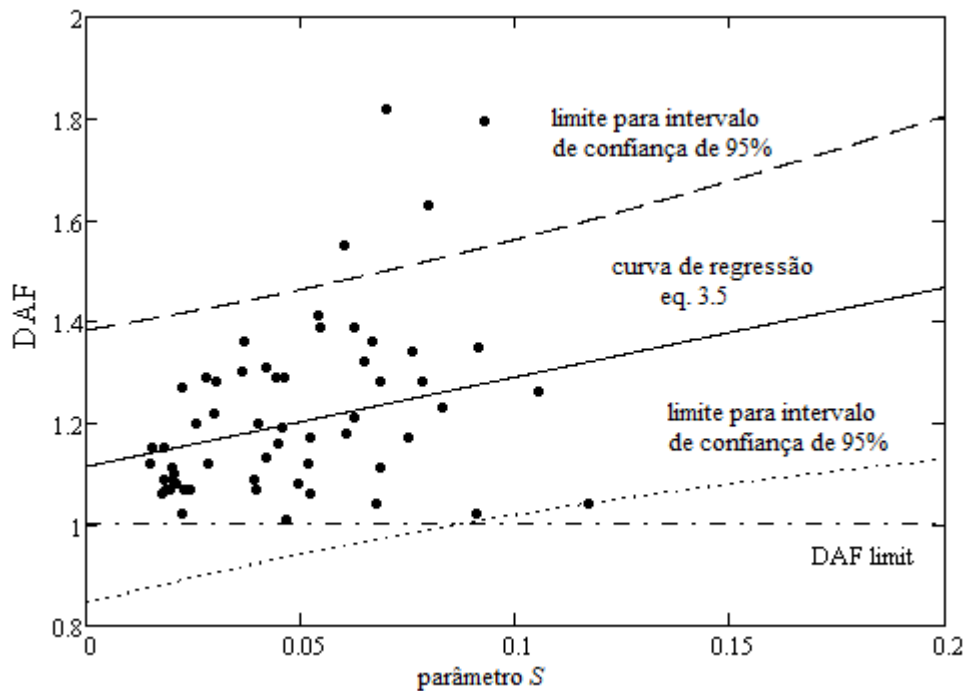


Figura 6.3 - Faixa de variação entre a DAF e S considerada nas simulações, intervalo de confiança de 95%, RODRIGUES et al (2010)

A determinação dos momentos fletores nas longarinas deu-se por meio do método de Courbon-Engesser, com cálculo das linhas de influência. Na Figura 6.4, apresenta-se a linha de influência de uma força F em uma ponte contínua e os efeitos extremos (picos máximos e mínimos) causados pela mesma, CRESPO-MINGUILLÓN (1996). Como pela hipótese de Palmgren-Miner, somente devem ser levados em conta o número de ciclos e a respectiva intensidade dos incrementos dos efeitos (tensões), foram contabilizados somente os picos máximos e mínimos de tensões nas armaduras.

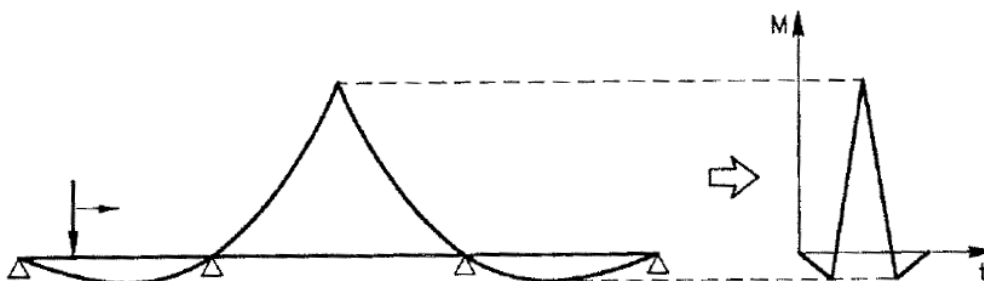


Figura 6.4 - Linha de influência de uma ponte contínua e os efeitos extremos causados por uma carga concentrada



Para calcular as tensões na armadura, foi considerado que as longarinas estavam no estágio II, e a formulação utilizada para calcular a rigidez da seção transversal foi a do EHE (2008). Dessa forma, as tensões na armadura foram calculadas com a hipótese de que a região de cobrimento da armadura de flexão encontrava-se fissurada, desconsiderando, portanto a tração do concreto nessa região e considerando uma redistribuição das tensões na zona de compressão. Nos cálculos realizados, o módulo de elasticidade do concreto foi também considerado como aleatório de acordo com a função densidade de probabilidade apresentada na Tabela 3.1.

Para a análise da fadiga das armaduras, foram adotadas as curvas SN de Wohler associadas a hipótese de Palmgren-Miner. As funções de distribuição dessas curvas SN para aço que compõem as armaduras foram obtidos no CEB 188 (1988), Tabela 5.1, permitindo dessa forma o caráter estatístico da análise. Em se tratando de tensões com amplitudes variáveis, a estimativa dos danos decorrentes de fadiga foi realizada tomando-se como base o método desenvolvido por CASAS & MINGUILLON (1998), expressa nos itens 5.6 e 5.7.

A função de estado limite utilizada para o estudo estatístico da fadiga nas armaduras de concreto armado pode ser expressa por:

$$f = DM - \frac{\sum \Delta \sigma_1^{11}}{2.68 * 10^{32}} - \frac{\sum \Delta \sigma_2^9}{6.38 * 10^{27}} - \frac{\sum \Delta \sigma_3^6}{4.334 * 10^{20}} \quad (6.5)$$

Onde DM é o Dano de Miner;

$\sum \Delta \sigma$ é a somatória dos incrementos de tensões nas 3 regiões da curva

SN, $\Delta \sigma_i > 245$ MPa, $205 < \Delta \sigma_i < 245$ MPa e $\Delta \sigma_i < 205$ MPa.

O programa de simulação desenvolvido permitiu o cálculo do acúmulo das tensões $\sum \Delta \sigma_1^{11}$, $\sum \Delta \sigma_2^9$ e $\sum \Delta \sigma_3^6$, (equação 6.5) de interesse para cálculo do dano de Miner, a partir de uma geração aleatória das variáveis: tipo de veículo que está passando pela ponte (que define a distância entre eixos), peso bruto dos veículos, distribuição de carga por eixo, velocidade de passagem do veículo, módulo de elasticidade do concreto e diferenças geométricas dos elementos



estruturais. Nesse caso, cada uma das variáveis é gerada a partir das funções densidade de probabilidade obtidas experimentalmente para cada uma das variáveis. Numa primeira versão do programa, as variáveis aleatórias foram geradas pelo Método de Monte Carlo. Ao longo das simulações das pontes, optou-se por alterar o método de simulação de Monte Carlo para o Latin HiperCube Sampling (LHS), que converge mais rapidamente com um menor número de simulações. O LHS exige uma etapa prévia de geração de vetores para sua implantação, FLORIAN (1992).

6.4 Análise paramétrica

O estudo paramétrico foi realizado em arranjos estruturais comumente empregados na malha rodoviária brasileira desde 1950, pontes construídas em concreto armado, sobre duas vigas. As características geométricas dessas pontes foram adotadas tomando-se como base os manuais de inspeção do DNIT (2004), inclusive relacionando-as aos respectivos anos de construção.

Dessa forma, foi realizado um estudo das pontes construídas no Brasil e as premissas adotadas no projeto dessas estruturas. Ao todo pôde-se identificar 5 períodos: até 1950, 1950-1960, 1960-1975, 1975-1985 e após 1985. Verifica-se que nesses períodos foram utilizados diferentes padrões de cargas móveis, que podem ser classificados em 4 tipos principais, figura 6.5. A abordagem dos fenômenos dinâmicos sempre foi considerada por meio de uma carga pseudo-estática majorada por coeficientes de impacto. Os valores de coeficiente de impacto também sofreram alterações desde 1946, Figura 6.5.

No gráfico da Figura 6.7 apresenta-se a distribuição das pontes brasileiras de acordo com o sistema estrutural, onde pode-se observar que 60% das pontes existentes no Brasil são pontes sobre vigas de concreto armado. Devido a sua importância no contexto econômico, adotou-se esse tipo de estrutura no presente estudo.

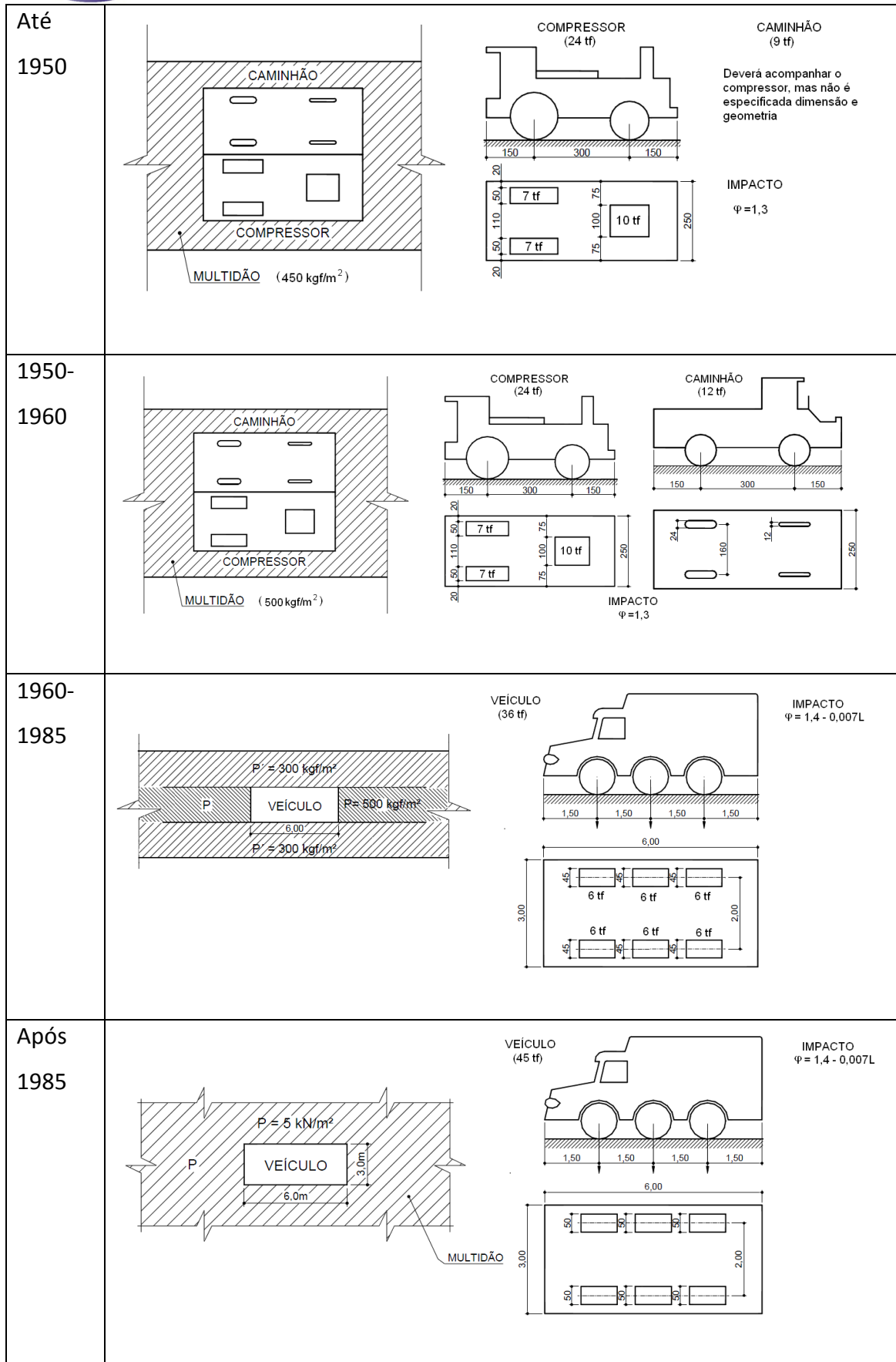


Figura 6.5 - Padrões de cargas móveis e respectivos coeficientes impactos adotados nas pontes brasileiras

Em função da necessidade de adaptar-se aos veículos que passaram a trafegar, as seções transversais típicas também sofreram modificações. As principais seções típicas adotadas desde 1946 estão apresentadas na Figura 6.6 a seguir.

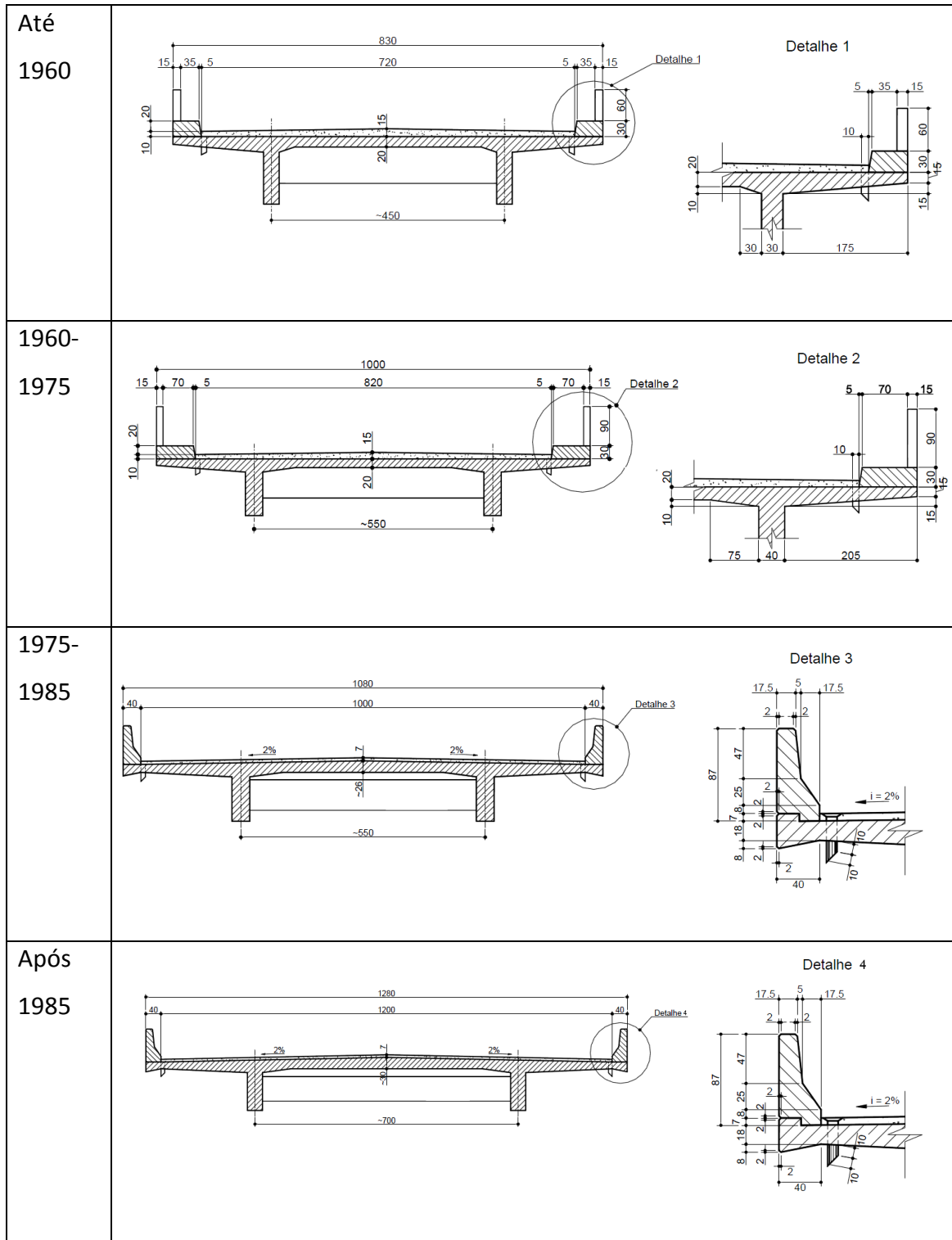


Figura 6.6 – Seções transversais típicas empregadas em pontes brasileiras

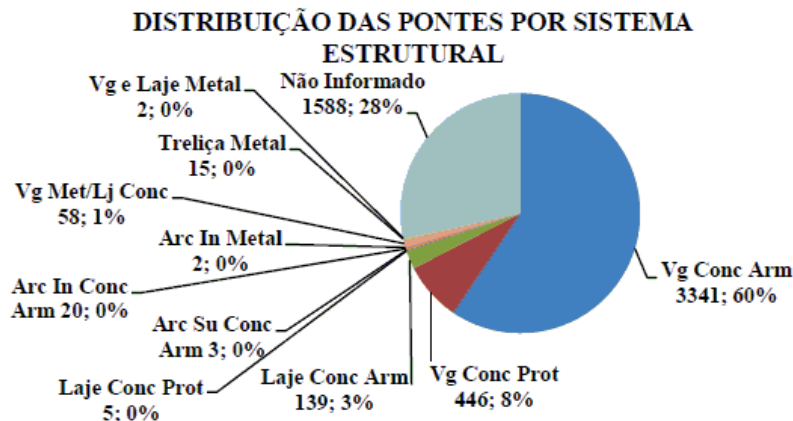


Figura 6.7 – Distribuição do número de pontes por sistema estrutural

Sabendo-se também que na maioria dessas obras, os encontros foram substituídos por superestruturas com extremos em balanço e aterros em queda livre, Figura 3.1, para o estudo paramétrico, foram adotadas pontes sobre duas vigas em concreto armado, com três vãos, com balanços nas extremidades, e seções transversais apresentadas na Figura 6.7. A proporção entre vãos foi adotada como 0,25:1:0,25, tomado-se como base valores apresentados por AREIAS NETO (1977). Para a dimensão do vão principal adotou-se os valores de 7, 10 e 13 metros, dentro da faixa das quais dispõe-se de valores medidos para DAF. Para a largura das seções transversais adotou-se valores de 8,3 metros; 10 metros e 12,8 metros, com espessura de lajes respectivamente iguais a 20 cm para as 2 primeiras e 25 cm para a última, que abrigam 2 faixas de rolamento de 3,5 metros, largura média observada na malha viária brasileira. Dessa forma, para a análise paramétrica, dividiu-se as pontes brasileiras em 3 grupos, apresentados na Figura 6.8 e Tabela 6.2.

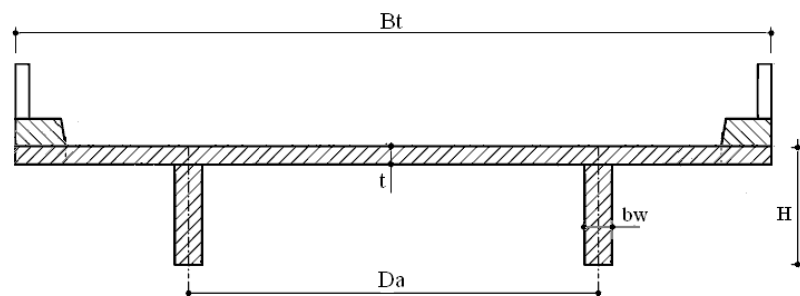


Figura 6.8 – Seção transversal típica adotada para análise paramétrica



Tabela 6.2 – Características geométricas adotadas no estudo paramétrico, DNIT (2004)

Grupo	Data da construção	Bt (m)	Da (m)	bw (m)	t (m)
1	Até 1960	8,3	4,5	0,3	0,2
2	1960-1985	10	5,5	0,4	0,25
3	Depois 1985	12,8	7	0,4	0,3

Vale ressaltar que a maior parte das pontes investigadas no presente estudo está em acordo com algum desses grupos de obras de arte, inclusive suas dimensões coincidem com aquelas apresentadas pelo DNIT (2004).

Todas as variáveis da seção transversal foram admitidas a partir das dimensões do Manual do IPR, exceto a altura das vigas, que não é fornecida no documento. Para essa variável, regras de projeto aplicadas na época da construção das pontes foram consideradas. AREIAS NETO (1977) recomenda, por exemplo, que a altura da viga seja de $L/12$ a $L/10$, sendo L o vão principal da ponte. No presente trabalho, adotou-se $L/10$.

Na análise paramétrica as taxas de armadura existentes foram consideradas também variáveis, tomando-se os valores de 1%, 1,5% e 2%, baseados no levantamento de MENDES (2009).

6.5 Resultados da Análise paramétrica

Para cada grupo de ponte (Grupos 1, 2 e 3 da Tabela 6.2) – comprimento do vão principal (7, 10 e 13 metros) – taxa de armadura (1%, 1,5% e 2%), foram realizadas as simulações de tráfego com passagem de 5.000 veículos/dia. O resultado das simulações do tráfego nas pontes forneceu informação sobre a função de densidade de probabilidade das tensões nos trechos da curva de fadiga das curvas SN, Tabela 5.1. As simulações foram realizadas em etapas de 1 semana, totalizando pelo menos 50 semanas de simulação para cada ponte. Dessa forma, os resultados foram então extrapolados para os 100 anos de vida útil, requerido em muitos códigos atuais. O cálculo do índice de confiabilidade à fadiga (relacionado à probabilidade das solicitações serem

superiores às resistências), item 6.2, foi realizado por meio do método *First Order Reliability Method* (FORM), utilizando-se o programa FREET.

Na Figura 6.9 apresenta-se os resultados da análise paramétrica em um diagrama com a variação do índice de confiabilidade à fadiga em função do comprimento do vão principal da ponte e a variação da taxa de armadura, para os 3 grupos de pontes considerados nesse trabalho e um volume médio diário de 5.000 veículos/dia.

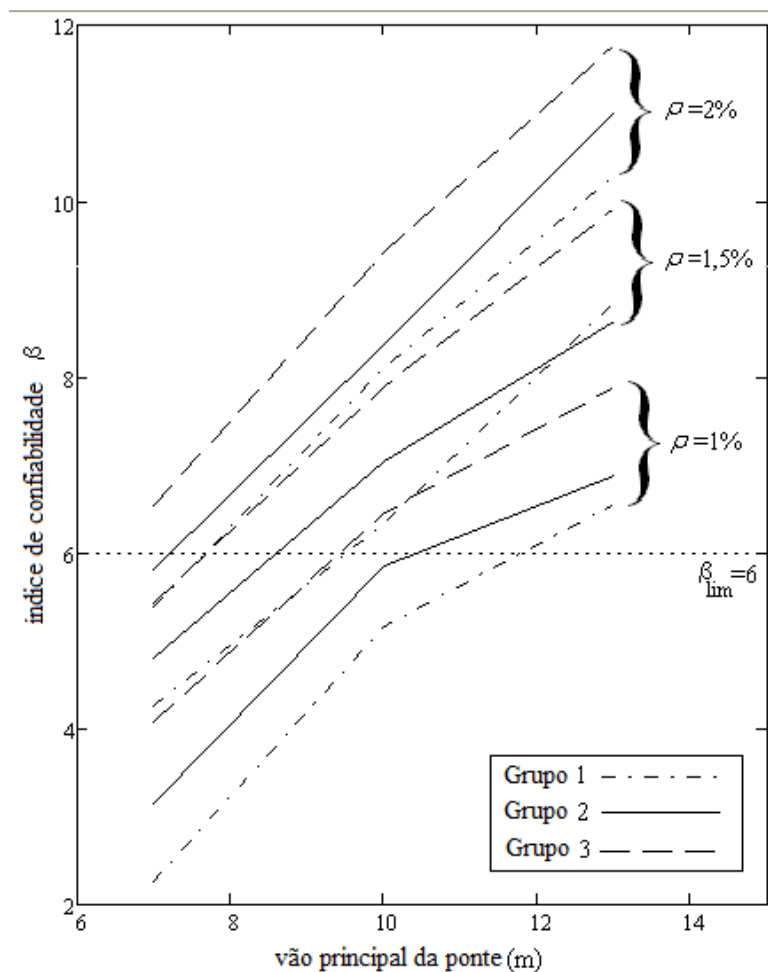


Figura 6.9 – Relação entre vão principal da ponte e β_{fatigue} calculado para os diferentes grupos de pontes e taxas de armadura, RODRIGUES et al (2010)

Para análise do gráfico da Figura 6.9, deve-se inicialmente um valor mínimo β_{lim} desejado para o índice de confiabilidade. Para isso deve-se levar em conta aspectos importantes, como por exemplo, o baixo grau de redundância das pontes estudadas, ou seja, considerar que o colapso estrutural pode ocorrer



após a ruptura da primeira armadura de uma das pontes. Nessa situação, de acordo com CRESPO-MINGUILLÓN (1996), adota-se um valor de β_{lim} igual a 6.

Dos resultados mostrados na Figura 6.9, observa-se que à medida que cresce o vão principal da ponte, o índice de confiabilidade aumenta. Esse fato pode ser explicado em parte pelos elevados valores de DAF que ocorrem em vãos menores, fato esse evidenciado na equação 2.3. Outro fator que contribui nesse caso é a largura de mesa colaborante da viga T, que aumenta diretamente proporcional ao vão principal. Logo para vãos maiores conta-se com uma maior mesa colaborante.

Em geral, pontes dos grupos 1 e 2 apresentaram menores índices de confiabilidade do que do grupo 3. Para entender esse fato, deve-se ressaltar que todas as simulações foram realizadas com o veículo centralizado na faixa de rolamento. Dessa forma, com o aumento da distância entre o eixo das vigas D_a , os efeitos induzidos pelo veículo são melhor distribuído entre as vigas. Nesse sentido as pontes do grupo 3 apresentam melhor configuração com o maior espaçamento entre vigas.

Em relação às taxas de armadura, verifica-se que para vãos de 7 metros, taxas de armadura ρ superiores a 2% são necessárias para atingir β maiores do que 6, além do que os índices de confiabilidade chegaram a valores muito baixos, tais como $\beta=2,27$ para $\rho=1\%$. Para vãos de 10 metros, o menor índice calculado foi de 3,91 para $\rho=1\%$, e taxa de armadura mínima acima de 1,5% é necessária para atingir β maiores do que 6. Para vãos de 13 metros, obteve-se β maiores do que 6 para todas as simulações.

Esses resultados sugerem que há um limite de taxa de armadura que deveria ser adotado no intuito de garantir um índice mínimo de confiabilidade de 6. Em se tratando de pontes existentes, esse problema pode ser maior em virtude da ocorrência de corrosão na armadura, que pode ter reduzido a área de aço.

6.6 Estimativa da taxa de armadura para pontes investigadas

Para calcular a probabilidade de falha das pontes investigadas no presente trabalho, as áreas das armaduras existentes nessas estruturas foram estimadas utilizando-se o método dos estados limites, com os devidos ajustes para considerar os critérios de projeto adotados em cada época apresentada na Figura 6.6. Como todas as pontes das quais dispõe-se de dados, possuem mais de 30 anos de idade, as taxas foram calculadas considerando as pontes investigadas como classes 24 e 36.

Nesses cálculos foi também considerado que, até 1987, as pontes brasileiras foram calculadas utilizando o método das tensões admissíveis com coeficientes globais de 1,65 para flexão e 2,0 para compressão, GASPAR et al (2006). A condição de segurança era expressa por:

$$R \geq v * (1,2F_q + F_g) \quad (6.6)$$

v: coeficiente global de segurança

Desde 1987, a norma brasileira utiliza o método dos coeficientes parciais, no qual a condição de segurança é expressa por:

$$\frac{R}{\gamma_m} \geq \gamma_f * (1,2F_q + F_g) \quad (6.7)$$

γ_m : coeficiente do material (1,4 para o concreto e 1,15 para o aço)

γ_f : coeficiente do carregamento (1,43)

Portanto, no intuito de ajustar os modelos de segurança empregados em diferentes etapas, o método dos estados limites foi utilizado com os coeficientes parciais apresentados em 6.7.

Baseando-se nos valores obtidos nos ensaios de compressão com amostras de concreto extraídas das pontes investigadas, Tabela 3.1, uma resistência característica do concreto $f_{ck}=15$ MPa foi considerada como representativa para o concreto existente nas pontes.



Devido à alternância dos valores de esforços em uma seção, causada pelas diferentes situações de carregamento, a norma EB3 apud AREIAS NETO (1977) recomendava que o dimensionamento seja feito para as seções que apresentarem maiores momentos fadigados positivos e negativos. Defini-se momento fadigado por: $M_f = M_1.K$, onde M_1 é o maior momento (valor absoluto) na seção e K era dado por:

$$K = \frac{M_1 - M_2}{M_1} * \frac{\sigma_e}{\sigma_1} \quad \text{ou} \quad K = \frac{M_1 + 0.5M_2}{M_1} * \frac{\sigma_e}{\sigma_1} \quad (6.8)$$

Onde M_1 e M_2 são respectivamente os valores absolutos dos momentos máximo e mínimo na seção transversal;

σ_e é o valor característico da tensão de escoamento do aço;

$\sigma_1 = 3600/\Psi$, onde $\Psi = 1$ quando houver predominância de cargas pesadas (estradas) e $\Psi = 0,75$ quando não houver predominância de cargas pesadas (cidades).

Aplica-se a equação 6.8 à esquerda quando os momentos máximo e mínimo possuem o mesmo sinal e à direita quando são de sinal contrário.

Dessa forma, valores de K foram calculados para as seções do meio do vão central das pontes investigadas, considerando as envoltórias de carregamentos para calcular os momentos fletores máximo e mínimo na seção. Uma vez calculada uma área de aço para a seção, ela será multiplicada pelo coeficiente de fadiga K , obtendo-se assim a área definitiva de aço a ser usada. As taxas de armadura calculadas considerando o fator de fadiga K para cada ponte investigada encontram-se apresentadas na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Taxas de armaduras estimadas para pontes investigadas

Ponte	Classe	φ	M_k^*	M_d^*	K	ρ^*
			(kN.m)	(kN.m)		(%)
Iriri	36	1,32	1.883,93	3.031,29	1,60	1,4255
	24	1,30	1.414,96	2.226,54	1,65	1,0162
Escuro	36	1,31	2.188,00	3.522,63	1,59	1,9204
	24	1,30	1.698,09	2.681,94	1,62	1,4355
Roncador	36	1,32	1.816,21	2.921,73	1,63	2,2132
	24	1,30	1.393,08	2.195,64	1,67	1,5796
Saracuna	36	1,26	3.493,75	5.635,00	1,82	1,6042
	24	1,30	2.878,25	4.578,80	1,83	1,2703
Surui	36	1,26	3.973,05	6.329,58	1,81	1,3425
	24	1,30	3.342,34	5.247,28	1,81	1,0852
Inhomirim	36	1,25	3.858,01	6.224,76	1,74	2,0080
	24	1,30	3.203,02	5.100,79	1,76	1,6218
Figueira	36	1,25	936,13	1.552,67	1,81	1,0302
	24	1,30	624,73	1.018,31	1,90	0,6611
Km 280	36	1,32	1.726,90	2.817,78	1,75	0,9391
	24	1,30	1.243,81	1.988,80	1,80	0,6587
Km 279	36	1,32	1.754,38	2.857,07	1,75	0,7706
	24	1,30	1.271,29	2.028,09	1,80	0,5412
Km 269	36	1,32	1.810,41	2.940,41	1,75	1,0979
	24	1,30	1.326,19	2.109,49	1,80	0,7828
Km 259	36	1,27	3.255,69	5.207,01	1,80	0,9834
	24	1,30	2.544,85	4.038,69	1,82	0,7648
Km 257	36	1,30	4.331,47	6.923,3	1,79	1,0032
	24	1,30	3.573,52	5.622,66	1,80	0,8036

* M_k e M_d são respectivamente os valores característicos e de projeto do momento fletor máximo atuante na seção do meio do vão central da ponte, ρ^* é a taxa de armadura modificada pelo coeficiente K

6.7 Resultados da Análise de confiabilidade para pontes existentes

Em cada uma das pontes investigadas, foram realizadas as simulações de tráfego por meio do programa desenvolvido em MATHCAD, com passagem de 5.000 veículos/dia durante pelo menos 50 semanas, a exemplo do que foi feito na análise paramétrica. Foram consideradas as taxas de armadura calculadas para as pontes como sendo da classe 24 e 36, Tabela 6.3. O resultado das simulações do tráfego nas pontes forneceu informação sobre a função de densidade de probabilidade das tensões nos trechos da curva de fadiga das



curvas SN, Tabela 5.1. As simulações foram realizadas em etapas de 1 semana, totalizando pelo menos 50 semanas de simulação para cada ponte. Dessa forma, os resultados foram então extrapolados para os 100 anos de vida útil, requerido em muitos códigos atuais. O cálculo do índice de confiabilidade à fadiga (relacionado à probabilidade das solicitações serem superiores às resistências), item 6.2, foi realizado por meio do método *First Order Reliability Method* (FORM), utilizando-se o programa FREET.

Para as pontes investigadas foram calculados os índices de confiabilidade considerando as pontes como da classe 24 e 36. Os resultados encontram-se apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 - β_{fat} calculado para taxas de armadura calculadas considerando as pontes como classes 24 e 36

Ponte	Classe	ρ^*	β_{fat}	Ponte	Classe	ρ^*	β_{fat}
		(%)				(%)	
Iriri	36	1,43	6,91	Figueira	36	1,04	6,67
	24	1,02	5,77		24	0,66	6,52
Escuro	36	1,94	13,08	km280	36	0,94	4,64
	24	1,44	10,54		24	0,66	3,18
Roncador	36	2,23	14,59	km279	36	0,77	4,94
	24	1,58	11,45		24	0,54	3,56
Saracuruna	36	1,61	19,54	km269	36	1,10	5,52
	24	1,27	16,48		24	0,78	4,55
Surui	36	1,34	15,77	km259	36	0,98	4,52
	24	1,09	13,83		24	0,77	3,60

7.1 Danos decorrentes de vibrações

Os efeitos decorrentes de vibrações induzidas pela passagem de veículos em pontes podem ocasionar danos permanentes nessas estruturas, MEAD (2000). Tais danos raramente são estruturalmente perigosos, mas podem ser graves o suficiente para obstruir a operação da ponte ou até reduzir sua capacidade portante diante do tráfego normal. Para as pontes, danos leves correspondem a microfissuras localizadas no concreto e danos pesados podem significar deslocamentos significativos no tabuleiro com aparecimento de fissuras em seus elementos estruturais.

7.2 Critérios baseados na intensidade das vibrações

As forças que geram o dano correspondem a forças de inércia que agem na estrutura da ponte quando a mesma apresenta movimentos induzidos pelo tráfego aleatório, como por exemplo, a flexão do tabuleiro. Essa força é proporcional a aceleração imposta ao tabuleiro, e são majoradas diferentemente em função dos modos de vibração da ponte e das cargas induzidas pelos veículos, pois trata-se de uma estrutura flexível e que pode entrar em ressonância.

Como o dano potencial causado pelas vibrações é inversamente proporcional a frequências, é razoável assumir que o dano causado por $\langle a^2(f) \rangle$ seja proporcional a $\langle a^2(f)/f = I(f) \rangle$. É razoável utilizar a aceleração média quadrada quando a vibração não é harmônica, e quando o movimento for harmônico com amplitude de aceleração a_0 , a expressão $a_0^2/f (=2\langle a^2 \rangle/f)$ é usada e é chamada intensidade de vibração. A unidade dessa variável no SI é mm^2/s^3 e sua forma adimensional (decibel) é $S=10\log_{10}(I/I_s)$. I_s é um valor padrão, arbitrariamente escolhido como $10 \text{ mm}^2/\text{s}^3$. A unidade de S definida dessa forma é chamada *vibrars*.

A NBR-15307 (2005) reconhece o índice de vibração como um parâmetro empírico empregado para analisar o nível de danos estruturais. Esse índice é



expresso em *vibrars* e pode ser calculado em função das vibrações ocorridas em estruturas por meio da seguinte expressão:

$$S = 10\log(160\pi^4 \delta^2 f^3) \quad (7.1)$$

δ é a amplitude da vibração em centímetros;
 f é a frequência em Hertz.

O primeiro critério baseado no controle de vibrações foi proposto por KOCH(1953) para edifícios. Dispondo de uma base de dados de edificações em vibração contínua, esse pesquisador correlacionou o grau do dano observado nos edifícios com as intensidades das vibrações (acelerações) medidas próximas às regiões danificadas. Os resultados estão apresentados na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 Critério para limitar dano em edifícios baseado na intensidade das vibrações, KOCH apud MEAD (2000)

Banda	Intensidade, S (<i>vibrars</i>)	Efeito
I	<20	Sem dano
II	20-30	Não espera-se dano
III	30-40	Pequeno dano
IV	40-50	Fissura de paredes carregadas
V	>50	Próximo ao colapso

Quando a tabela anterior for usada para prever o grau de danificação de um determinado edifício, os valores requeridos de *vibrars* devem ser tomados como o maior dos valores medidos em um sistema tri-ortogonal de acelerações em pontos específicos dos pisos do edifício.

Dispondo de uma base de dados mais abrangente, STEFFENS (1974) propôs outra classificação da suscetibilidade dos edifícios ao dano, na qual os riscos de dano são reduzidos para $S < 37,5$, o que corresponde a uma intensidade de vibração de $50 \text{ mm}^2/\text{s}^3$.



Para melhor visualizar os critérios baseados em intensidade de vibrações (*vibrars*), as relações entre os valores de S e os correspondentes harmônicos de velocidade, deslocamentos e acelerações na banda de frequências entre 1 e 100 Hz, estão apresentados na Figura 7.1. Três linhas com valores constantes de S são apresentadas e correspondem aos valores $S=17,5$; 40 e 72,5 da Tabela 7.2. No mesmo gráfico apresenta-se linhas de mesma aceleração e deslocamentos.

Tabela 7.2 Critério para limitar dano em edifícios baseado na intensidade das vibrações, STEFFENS apud MEAD (2000)

Banda	Intensidade, S (<i>vibrars</i>)	Efeito
I	<17,5	Sem dano
II	17,5-40	Possibilidade de microfissuras
III	40-72,5	Provável dano em elementos de suporte do edifício
IV	>72,5	Dano em elementos de suporte do edifício e destruição

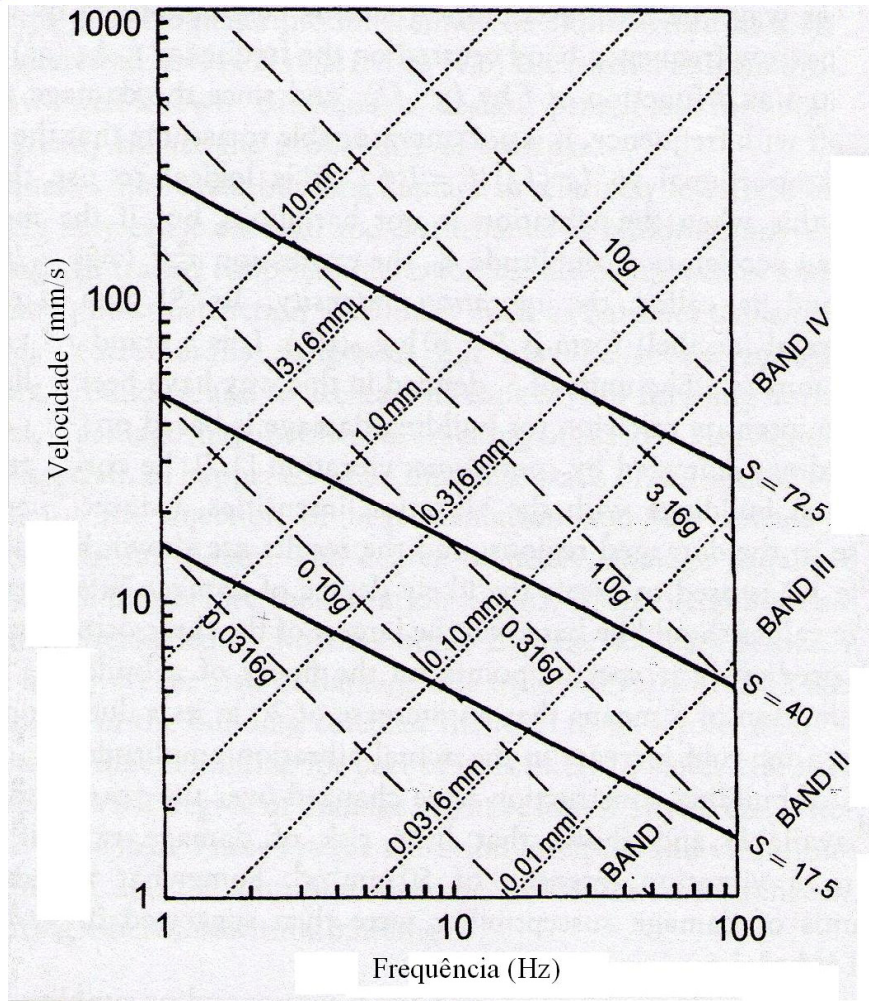


Figura 7.1 - Limites de velocidade de vibração e níveis de *vibrars* para graus diferentes de dano em edifícios, STEFFENS apud MEAD (2000)

No intuito de obter modelos simplificados para quantificar os níveis aceitáveis de vibração para que não haja dano, estudos recentes sugerem que esses limites sejam melhor expressos em função de valores R.M.S. de velocidades do que intensidade de vibrações (*vibrars*), ISO/TC 108/SC/Wg3-9 – Evaluation and measurement of vibrations in buildings. Esse documento sugere que limites de velocidade em R.M.S. como medidas da “severidade das vibrações”, Tabela 7.3. Nesse caso, a medida representativa da velocidade também será a maior obtida em um sistema tri-ortogonal de medidas em pontos específicos do edifício.



Tabela 7.3 - Critério para limitar dano em edifícios baseado na amplitude das velocidades, ISO/TC 108/SC/Wg3-9 apud MEAD (2000)

Banda	Velocidade R.M.S. (mm/s)	Efeito
I	<2,5	Sem dano
II	2,5-5,0	Dano improvável
III	5,0-10,0	Dano não provável
IV	>10,0	Dano possível – verificar as tensões

Um critério simplificado foi proposto por RADES et al apud MEAD (2000). Para esse pesquisador, não ocorre dano para velocidade R.M.S. abaixo de 3,5 mm/s, danos leves podem ocorrer entre 3,5 e 7,0 mm/s, e danos pesados são esperados para velocidades maiores que 7,0 mm/s.

MEAD (2000) ressalta que adotar critérios simplificados para avaliar o dano tomando-se como base as vibrações observadas em edifícios é uma tarefa difícil, haja vista a enorme diversidade de edifícios existentes, métodos de construção adotados, qualidade da mão-de-obra e a confiança nas medidas realizadas.

Recentemente a o critério de KOCH (1953) foi integralmente transcrito na norma NBR-15307 (2005) – Ensaios não destrutivos – Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas – Procedimento, extrapolando o critério proposto inicialmente para edifícios para outras estruturas tais como pontes. Entretanto a idéia de se controlar o dano de um corpo material a partir da quantidade de movimento de um corpo deve ser considerada com reservas quando aplicadas em estruturas reais. Além do sistema material empregados em sistemas estruturais correntes, deve-se levar em conta que estruturas apresentam-se distribuídas em geometrias diferenciadas e que não devem ser negligenciadas quando deseja-se julgar a sua segurança, como é o caso da instabilidade estrutural. Por isso, faz-se necessário pelo menos uma verificação da aplicabilidade desse critério para o caso das pontes brasileiras, o que será feita a seguir.

7.3 Estimativa do dano baseado nas características dinâmicas das pontes

Índices de dano podem ser entendidos como uma tentativa de quantificar numericamente o dano existente em determinada estrutura. Para as pontes sobre vigas investigadas no presente trabalho, que após sua inauguração, sofreram ação contínua do tráfego aleatório, espera-se que a rigidez à flexão diminua com o passar do tempo. Nesse sentido, pode-se definir um índice para quantificar a perda de rigidez que ocorre durante um determinado tempo de vida da estrutura, como fez ABEELE et al (2000):

$$DI = 1 - \frac{\int_{20}^{100} EI dx}{\int_{20}^{100} EI_{in} dx} \quad (7.2)$$

Onde DI é o índice de dano;

EI é a rigidez à flexão atual;

EI_{in} é a rigidez à flexão quando a ponte foi inaugurada.

KIM et al (2005) propôs um índice de dano para avaliar danos em estruturas submetidas a terremotos, baseado em características dinâmicas das estruturas:

$$DI = 1 - \left(\frac{T_{inicial}}{T_{final}} \right)^2 \quad (7.3)$$

Onde DI é o índice de dano da estrutura;

$T_{inicial}$ é o período fundamental da estrutura na inauguração;

T_{final} é o período fundamental da estrutural após determinado tempo.

Comparando as equações 7.2 e 7.3, conclui-se que a equação 7.3 é mais adequada para o estudo das pontes investigadas, haja vista que as frequências naturais das pontes foram determinadas em ensaios dinâmicos. Nesse aspecto SALAWU (1997) ressalta que a abordagem da estrutura por meio de suas frequências naturais de vibração é potencialmente útil para monitoração contínua de estruturas onde pretende-se avaliar suas integridades. Uma vantagem dessa abordagem é a possibilidade de avaliar-se a estrutura



globalmente a partir dos valores das frequências naturais identificadas, que por si só traduzem por meio dos modos à flexão a rigidez à flexão ao longo da superestrutura da ponte.

No presente trabalho adotou-se, portanto a eq. 7.3, levando em conta danos e perda de rigidez em função dos modos naturais de vibração identificados nos ensaios dinâmicos e por modelos teóricos modificados durante reanálise das pontes. Deve-se ressaltar que somente modos flexionais, ou seja, danos que afetem a rigidez à flexão foram considerados nessa avaliação. Além disso, observa-se também que não se dispõe de dados sobre o comportamento estrutural inicial da estrutura das pontes investigadas quando as mesmas foram inauguradas e, portanto não se pode estimar a parcela $T_{inicial}$ da equação 7.3. Por esse motivo, um modelo de referência foi adotado para representar essa situação inicial.

O modelo de referência foi construído a partir do modelo calibrado da estrutura da ponte, mas considerando o módulo de elasticidade do concreto como a média dos valores medidos nas amostras extraídas das pontes. Como o valor do módulo foi determinado isoladamente para os elementos estruturais das pontes, foi possível obter uma média para cada elemento e considerá-la no modelo. As modificações relacionadas a interação solo-estrutura nos vãos da extremidade das pontes investigadas permaneceram representadas no modelo de referência. Com essas considerações, pretende-se isolar somente os efeitos decorrentes de dano ocorrido nos elementos estruturais. Logo a eq. 7.3 passa a ser expressa por:

$$DI = 1 - \left(\frac{f_{cur}}{f_{ref}} \right)^2 \quad (7.4)$$

Onde DI é o índice de dano da estrutura;

f_{cur} é a atual primeira frequência natural de flexão determinada nos ensaios dinâmicos;



f_{ref} é a primeira frequência natural de flexão calculada no modelo FEM calibrado, com módulo de elasticidade do concreto igual à média dos valores medidos nas amostras de concreto extraídas das pontes investigadas.

Na Tabela 7.4 apresenta-se o índice de dano calculado de acordo com a equação 7.4 para cada uma das pontes investigadas.

Tabela 7.4 - Índice de dano calculado para pontes investigadas

Ponte	Km	Rodovia	Módulo de elasticidade do concreto (GPa)		Frequência natural de flexão (Hz)		Índice de dano DI
			Viga	Laje	Atual	Referência	
Iriri	121	BR-040	14,59	23,52	12,5	4,47	-6,82
Escuro	114	BR-040	19,3	19,3	10,69	4,65	-4,29
Roncador	139	BR-040	15,74	23,22	9,52	10,34	0,15
Saracuruna	140	BR-040	21,01	21,01	6,7	4,91	-0,86
Suruí	126	BR-040	19,5	23,1	7,41	3,84	-2,73
Inhomirim	132	BR-040	14,82	16,9	6,25	2,02	-8,54
Figueira	138	BR-040	11,84	18,85	12,5	14,09	0,21
Estrada Férrea RMV	257	BR-393	18,4	18,4	4,88	4,83	-0,02
Ipiabas	259	BR-393	19,3	19,3	5,37	5,33	-0,02
Boa Esperança	269	BR-393	28	28	7,91	8,8	0,19
Flores	279	BR-393	20,1	20,1	8,79	9,59	0,16
Inferno	280	BR-393	26,9	26,9	8,39	9,41	0,21

Na Tabela 7.4, o valor de índice de dano igual a 1 representa uma perda total da capacidade resistente da ponte e um valor de 0 significa não haver dano na estrutura. KIM et al (2005) sugere que a partir de um índice de dano 0,7 pode-se considerar início da ruptura. Na Tabela 7.5 apresenta-se limites do índice de dano apresentados por outros pesquisadores.

Tabela 7.5 - Correlação entre o índice de dano e o estado da estrutura, KIM et al (2005)

Estado de dano	Valor mínimo do índice de dano		
	Park et al	Stone et al	Williams et al
	(1987)	(1993)	(1997)
Dano que pode ser reparado	0,10	0,11	0,12
Dano que não pode ser reparado	0,40	0,40	0,39
Colapso	1	0,77	1,28



Comparando dados apresentados nas Tabelas 7.4 e 7.5, observa-se que todo o dano ocorrido (pontes com $DI > 0$ na Tabela 7.4) nas pontes investigadas pode ser reparado. Verifica-se também que para algumas das pontes investigadas, foram calculados valores negativos para o dano, $DI < 0$, o que significa que a estrutura mostrou-se mais rígida nos ensaios dinâmicos do que estimada por meio do modelo de elementos finitos de referência.

Além da Tabela 7.5, KIM et al (2005) sugere que o início da fissuração pode ser esperado para índice de dano entre 0,10 e 0,20, o que está em acordo com a inspeção visual dessas estruturas, Tabela 3.2.

7.4 Intensidade de vibrações medidas para pontes existentes

Para avaliar a unidade *vibrar* atualmente especificada pela NBR-15307 (2005) como representativa do dano existente nas pontes brasileiras, as vibrações medidas nos tabuleiros das pontes investigadas foram transformadas em *vibrars*.

Utilizando-se as definições apresentadas no item 7.2, os espectros das acelerações medidas no meio do vão principal das pontes investigadas foram calculados e comparados com as curvas da Figura 7.1, chegando-se dessa forma a intensidade da vibração expressa em *vibrars*, Figura 7.2. Esse procedimento foi realizado tanto para as vibrações do tabuleiro medidas sob tráfego aleatório de veículos, como para a passagem do veículo de prova, com carga de referência de 450 kN. Na Tabela 7.6 apresenta-se um resumo das intensidades de vibrações medidas durante a monitoração das pontes investigadas simultaneamente com as máximas amplitudes pico-a-pico de aceleração medidas.

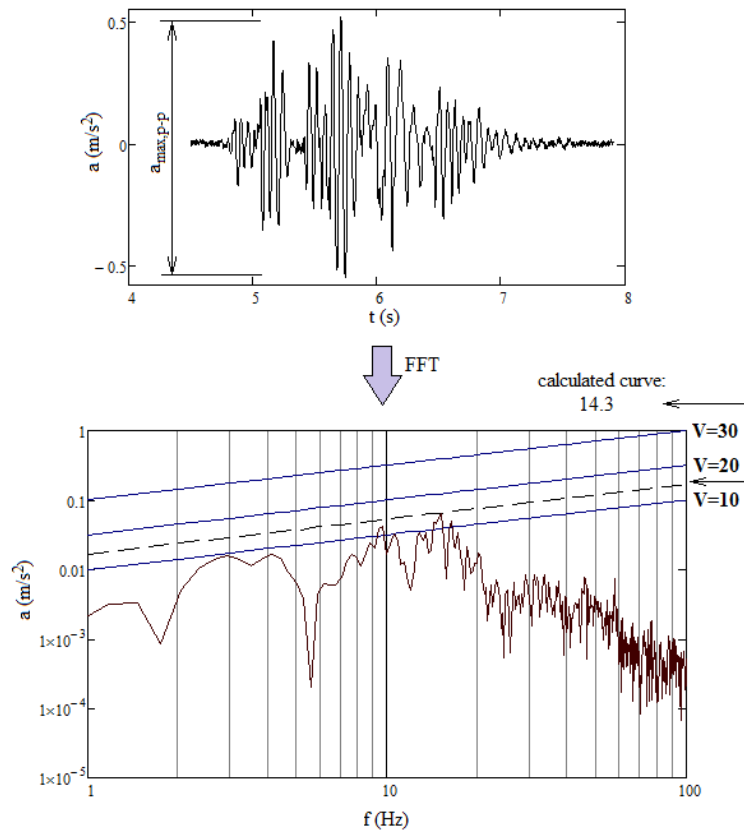


Figura 7.2 – Transformação de séries temporais de acelerações medidas durante monitoração em espectros e cálculo da intensidade das vibrações (em *vibrars*) para a Ponte sobre o Rio Escuro

Tabela 7.6 - Intensidade da vibração medida no meio do vão no meio do vão das pontes

Ponte	Tráfego		Veículo 450 kN		
	$a_{\max,p-p}^*$	Intensidade, S	$a_{\max,p-p}^*$	Intensidade, S	Velocidade do veículo
	(mg)	(vibrars)	(mg)	(vibrars)	
Iri	277,8	21,1	184	18,2	80
Escuro	67,1	2,3	108,8	14,3	80
Roncador	159,9	15,8	45,1	7,3	80
Saracuruna	109,3	19,3	58,3	13,8	80
Suruí	40,8	4,3	52,7	6,5	50
Inhomirim	85,3	17,8	54,9	13,3	80
Figueira	96,7	7,8	43,5	5,8	20
Ferrovia RMV	120,2	21,5	161,2	19,5	80
Ipiabas	225,6	11,6	94,4	18,4	40
Boa Esperança	86	12	171,7	7,3	80
Flores	147,6	13,2	88,9	12,5	40
Inferno	305,8	22,2	200,5	12,3	70

* pico-a-pico

7.5 Correlação entre intensidade de vibração e dano das pontes existentes

No intuito de verificar a relação entre dano existente nas pontes investigadas e as vibrações medidas no tabuleiro dessas estruturas, foram correlacionados os valores das Tabelas 7.4 e 7.6 e obtidos os gráficos apresentados a seguir.

Os índices de dano foram inicialmente correlacionados com a intensidade das vibrações (expressa em *vibrars* como sugerido atualmente pela NBR-15307 (2005)) devida a ação do tráfego aleatório e a ação do veículo de 450 kN, Figura 7.3.

Na Figura 7.4, os índices de dano foram correlacionados com as vibrações expressas em termos da máxima amplitude pico-a-pico de acelerações.

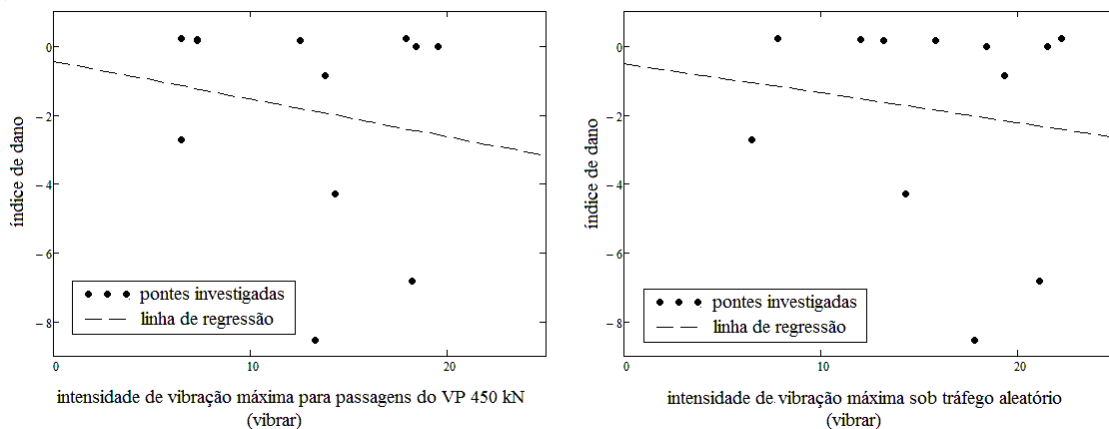


Figura 7.3 – Relação entre intensidade das vibrações medidas no tabuleiro (em *vibrars*) e índice de dano para pontes investigadas

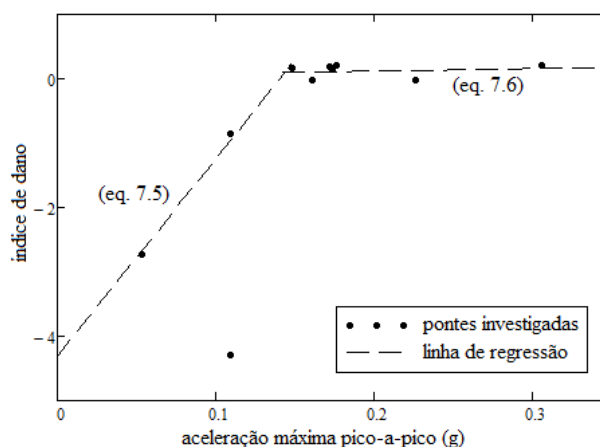


Figura 7.4 – Relação entre amplitudes máximas pico-a-pico de acelerações (expressas em g) e índice de dano para pontes investigadas



Os coeficientes de correlação calculados para as variáveis apresentadas nas Figuras 7.3 e 7.4 foram de -17% para as intensidades de vibrações medidas para as passagens do VP de 450 kN, -15% para as intensidades de vibrações medidas sob tráfego aleatório e 22% para as acelerações máximas pico-a-pico (máximo entre as vibrações induzidas pelo VP 450 kN e o tráfego aleatório). Desses resultados, observa-se que as acelerações máximas pico-a-pico estão melhor relacionadas ao dano do que as intensidades de vibrações, expressas em *vibrars*. Mais que isso, verifica-se na Figura 7.3 uma tendência de diminuir o dano com o aumento da intensidade de vibração, o que não está em acordo com o fenômeno estudado.

Na Figura 7.4, observa-se em todas as pontes que apresentaram dano ($DI > 0$), foram medidas acelerações máximas pico-a-pico maiores do que 0,15 g, o que sugere esse valor como um limite a partir do qual ocorre o dano. Pontes onde foram medidas acelerações menores do que 0,15 g não tiveram índice de dano positivo, ou seja, apresentaram estruturas mais rígidas do que estimadas no modelo numérico. Também verifica-se que a partir do valor de 0,15g, a razão de crescimento entre índice de dano e aceleração é modificada. Por isso, foram obtidas as retas de regressão para valores acima e abaixo do limite de 0,15 g:

$$DI = 30.613ac_{\max, p-p} - 4.308 \quad ac_{\max, p-p} < 0.15g \quad (7.5)$$

$$DI = 0.381ac_{\max, p-p} + 0.044 \quad 0.30g > ac_{\max, p-p} > 0.15g \quad (7.6)$$

7.6 Correlação entre intensidade de vibração e confiabilidade das pontes existentes

No intuito de verificar a relação entre índice de confiabilidade à fadiga nas pontes investigadas e as vibrações medidas no tabuleiro dessas estruturas, foram correlacionados os valores das Tabelas 6.4 e 7.6 e obtidos os gráficos apresentados a seguir.

Os índices de confiabilidade à fadiga foram inicialmente correlacionados com a intensidade das vibrações (expressa em *vibrars* como sugerido atualmente pela

NBR-15307 (2005)) devida a ação do tráfego aleatório e a ação do veículo de 450 kN, Figura 7.5.

Na Figura 7.6, os índices de confiabilidade à fadiga foram correlacionados com as vibrações expressas em termos da máxima amplitude pico-a-pico de acelerações.

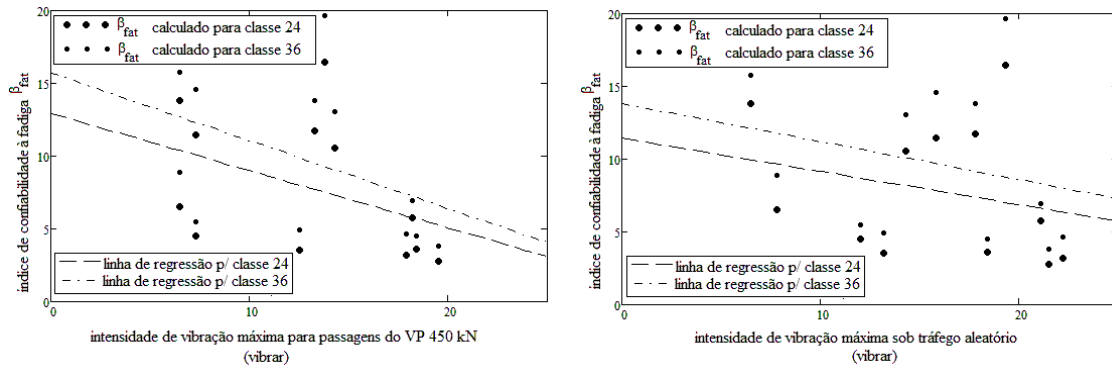


Figura 7.5 – Relação entre intensidade das vibrações medidas no tabuleiro (em *vibrars*) e índice de confiabilidade à fadiga para pontes investigadas

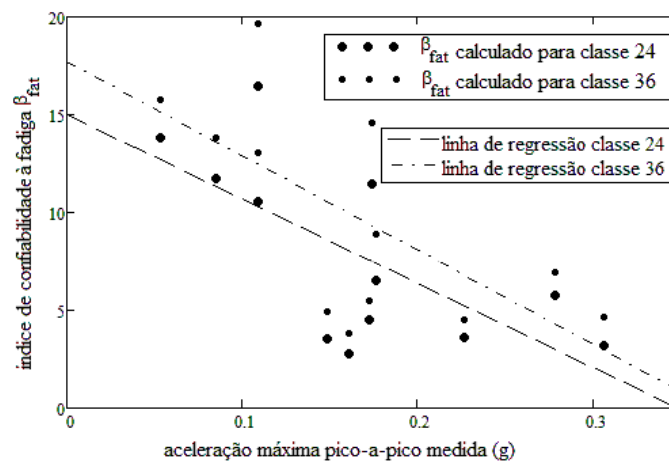


Figura 7.6 – Relação entre vibrações medidas (expressas em amplitudes máximas pico-a-pico de acelerações) e índice de dano para pontes investigadas

Os coeficientes de correlação calculados para as variáveis apresentadas nas Figuras 7.5 e 7.6 foram de 42% para as intensidades de vibrações medidas para as passagens do VP de 450 kN, 25% para as intensidades de vibrações medidas sob tráfego aleatório e 67% para as acelerações máximas pico-a-pico (máximo entre as vibrações induzidas pelo VP 450 kN e o tráfego aleatório). Desses resultados, observa-se que as acelerações máximas pico-a-pico estão



melhor relacionadas à fadiga nas armaduras do que as intensidades de vibrações, expressas em *vibrars*. Além disso, observa-se também que índices de confiabilidade menores que 6 (definido como limite para as pontes sobre duas vigas) foram calculados para as pontes com acelerações máximas pico-a-pico acima de 0,17 g. Dessa forma, esse valor pode ser adotado como limite a ser empregado para verificar a durabilidade em projetos de pontes.

Os principais resultados da presente pesquisa estão relacionados a seguir:

- a) verificou-se que as frequências naturais de pontes com idades em torno de 40 anos, determinadas por meio de ensaios dinâmicos de identificação, são próximas às das pontes com mesma idade investigadas em estruturas da Europa, corroborando portanto o método de identificação estrutural adotado no presente trabalho;
- b) os coeficientes de amplificação dinâmica obtidos a partir de dados medidos em pontes de rodovias nacionais foram significativamente superiores aqueles especificados pela NBR-7187 (2003) para projetos;
- c) os coeficientes de amplificação dinâmicas medidos tiveram melhor correlação com três variáveis, vão da ponte, velocidade de passagem do veículo e frequência natural, ao invés de somente com o vão da ponte, como sugerido atualmente pela NBR-7187 (2003) para projetos;
- d) foram obtidas funções de distribuições para as amostras de concreto extraídas das estruturas das pontes antigas do Brasil, que para a superestrutura foram aproximados por uma distribuição lognormal para o módulo de elasticidade ($\mu=22,03$ GPa, $\sigma=7,9$ GPa) e normal para resistência à compressão ($\mu=31,2$ GPa, $\sigma=10,4$ GPa);
- e) comparando-se características medidas em ensaios de compressão para as amostras de concreto das pontes existentes, verificou-se que a posição e direção de extração das amostras nos elementos estruturais podem interferir de forma significativa nos resultados, que leva a recomendar um estudo específico com a finalidade de avaliar as diferenças observadas;
- e) os principais veículos que constituem a frota foram considerados a partir do trabalho de LUCHI (2006), que apresenta funções de distribuição para o peso bruto total e volume médio diário, além da porcentagem de distribuição do peso nos eixos e distância entre eixos, todos esses valores medidos na Rodovia Washington Luis em São Paulo;
- f) a análise paramétrica foi realizada considerando-se as funções de distribuição de 15 variáveis envolvidas no problema, o peso bruto total dos 8 principais veículos da frota, o módulo de elasticidade do concreto, a



diferença geométrica levantada nas obras e a velocidade de passagem dos veículos;

- g) durante a análise paramétrica, foram calculados índices de confiabilidade à fadiga de 2,27 para pontes com vãos de 7 metros e taxa de armadura de 1%, valores esses bem abaixo do valor considerado como limite (6,0);
- h) durante a análise paramétrica, verificou-se que as pontes sobre duas vigas com vãos de 7 metros e 13 metros devem possuir taxas de armadura acima respectivamente de 2% e 1,5% para garantir o tempo de vida de 100 anos com a devida margem de segurança;
- i) para as pontes existentes, o mínimo valor de índice de confiabilidade à fadiga calculado foi de 3,18, valor abaixo do valor considerado como limite (6,0);
- j) utilizando critério para avaliação de dano baseado na variação das frequências naturais de vibração, verificou-se que o dano ocorrido nas pontes investigadas pode ser reparado;
- k) foram calculadas as intensidades de vibrações (em *vibrars*) a partir das acelerações medidas nos tabuleiros das pontes investigadas, pois essa variável atualmente é recomendada pela NBR-15307 (2005) para avaliação do dano existente;
- l) nas correlações realizadas, dano-vibração e fadiga-vibração, observou-se que a máxima aceleração pico-a-pico medida é mais representativa tanto para avaliar o dano existente, como para limitar a fadiga nas armaduras, e que a grandeza intensidade de vibração (medida em *vibrars*) não deve ser utilizada na avaliação desses fenômenos, como atualmente recomenda a NBR-15307 (2005);
- m) na correlação dano-vibração, verifica-se que a partir da aceleração pico-a-pico de 0,15 g, todas as pontes apresentaram dano, o que sugere esse valor como limite quando deseja-se avaliar dano em estruturas existentes;
- n) na correlação fadiga-vibração, verifica-se que a partir da aceleração pico-a-pico de 0,17 g, foram obtidos índices de confiabilidade menores do que 6, o que sugere esse valor como limite a ser empregado para verificar a durabilidade em projetos de pontes.



As atividades de pesquisa realizadas permitiram concluir que os coeficientes dinâmicos obtidos no presente trabalho foram superiores aos valores especificados pela NBR-7187 (2003) para projetos de pontes, além de dependerem também de outras variáveis, que não somente o vão da ponte. Esse fato, associado ao aumento da frota observado nos últimos anos no Brasil, pode reduzir de forma significativa a durabilidade das pontes no Brasil. Em relação ao concreto existente nas pontes antigas, caracterizado por meio de amostras extraídas dos elementos estruturais, recomenda-se um estudo mais abrangente que contemple a extração de testemunhos de concreto em outras direções (que não somente as adotadas no presente trabalho, sempre normal à superfície principal do elemento) para investigar a influência da direção de extração na resistência a compressão do concreto, além de extração de amostras ao longo da altura dos elementos para investigar a influência dessa variável nas propriedades do concreto.

No prosseguimento da pesquisa foram empregados tráfegos reais observados em rodovias brasileiras, simultaneamente com dados levantados nas pontes investigadas (características do concreto das pontes existentes e características geométricas dos elementos estruturais), todos esses levados em conta em simulações para verificação da confiabilidade estrutural à fadiga das pontes sobre duas vigas, com vãos entre 7 e 13 metros.

Na análise paramétrica realizada em pontes construídas no Brasil conforme DNIT (2004), foram calculados índices de confiabilidade à fadiga de 2,27 para pontes com vãos de 7 metros e taxa de armadura de 1%, valores esses bem abaixo do valor considerado como limite (6,0). E na análise das pontes existentes em rodovias nacionais, que tiveram suas estruturas investigadas, obteve-se índice de 3,18, considerando taxa de armadura correspondente àquela calculada com a classe 24, adequada à época de construção da ponte. Portanto, os índices de confiabilidade à fadiga calculados no presente estudo são, em alguns casos, inferiores aos valores recomendados por códigos atuais, levando-se a concluir que a probabilidade de ocorrência de fadiga nas armaduras dessas obras é superior ao índice recomendado pelos códigos atuais quando se considera um período de vida útil de 100 anos para essas



obras. Observa-se também que as pontes com vãos pequenos, entre 7 e 10 metros, são as mais suscetíveis a apresentar fadiga em suas armaduras.

Utilizando-se critério de KIM et al (2005), o dano observado na estrutura das pontes investigadas foi também estimado a partir de suas frequências naturais, utilizando-se para isso um modelo de referência da estrutura da ponte calibrado com as características do concreto extraído das pontes e condições de contorno observadas em ensaios dinâmicos e estáticos das estruturas. Verificou-se que em nenhuma das pontes investigadas foram observados danos irreparáveis.

As vibrações induzidas nas pontes investigadas foram então correlacionadas, primeiro com o dano estimado nas estruturas existentes, e segundo com o índice de confiabilidade à fadiga calculado para as pontes existentes. Nesse caso as vibrações medidas nas pontes durante os ensaios dinâmicos foram expressas em amplitude máxima pico-a-pico de acelerações e em unidades *vibrars*, atualmente especificadas pela NBR-15307 (2005). Os resultados indicaram que as amplitudes pico-a-pico de acelerações apresentam melhor correlação e, portanto, são melhores indicativos tanto do dano existente como do índice de confiabilidade das estruturas existentes. Além disso, a grandeza intensidade de vibração (medida em *vibrars*) não apresentou correlação satisfatória com os fenômenos estudados e, portanto, não devem ser utilizadas na avaliação desses fenômenos, como atualmente recomenda a NBR-15307 (2005). Dessas correlações, também pode-se sugerir um limite de aceleração pico-a-pico no tabuleiro de pontes de 0,15 g, a ser para avaliar a existência de danos significativos nessas estruturas, e de 0,17 g a ser empregado para verificar a durabilidade em projetos de pontes.

São Paulo, 24 de setembro de 2010

Dr. Pedro Afonso de Oliveira Almeida
Diretor do LSE

- ABEELE, K.V.D.; VISSCHER, J.D. (2000): Damage assessment in reinforced concrete using spectral and temporal nonlinear vibration techniques. *Cement and Concrete Research*, vol. 30. Great Britain: El-sevier Science, pp. 1453-1464.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1996): Standard specifications for highway bridges. 16th Ed., Washington D.C.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1989): Standard specifications for highway bridges. 14th Ed., Washington D.C.
- AREIAS NETO, A.C (1977): Projeto e Cálculo de Pontes de Concreto Armado: Notas de Aula, Instituto Militar de Engenharia, Ministério do Exército. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003): Projeto de estruturas de concreto – Procedimento – NBR 6118 – Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003): Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento – NBR 7187 – Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2005): Ensaios não destrutivos – Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas - Procedimento – NBR 15307 – Rio de Janeiro.
- BENJAMIN, J.R. (1977): Probability, Statistics and decisions for civil engineers - Editora McGraw-Hill.
- CAPRANI, C.C., GRAVE, S.A., OBRIEN, E.J.; O'CONNOR, A.J.(2002): Critical loading events for the assessment of medium-span bridges, Proc. 6th Int. Conf. on Computational Structures Technology, Eds. B.H.V. Topping & Z. Bittnar, Civil-Comp Press, Stirling, Scotland, Paper No. 147, 343-344.
- CASAS, J.R.; MINGUILLÓN, C.C. (1997): A comprehensive traffic load model for bridge safety checking – *Structural Safety* vol. 19, no. 4, pp. 339-359, An International Journal on Integrated Risk Assessment for Constructed Facilities – United States.
- CASAS, J.R. & CRESPO-MINGUILLÓN, C. (1998): Probabilistic response of prestressed concrete bridges to fatigue. *Engineering Structures*, vol. 20, No.11. Elsevier Science, pp. 940-947. Grã-Bretanha.
- CEN European Committee for Standardization: Eurocode 1 (2003): Actions on Structures-Part 2: Traffic Loads on Bridges. CEN, Brussels.



- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1992): Bulletin d'information no. 183.
Durable Concrete Structures. Lausanne.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1988): Bulletin d'information no. 188.
Fatigue of Concrete Structures. State of the Art Report. Lausanne.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1991): Vibration Problems in
Structures - Boletim de informação nº 209 - Suíça.
- CRESPO-MINGUILLÓN, C. (1996): A Reliability based methodology to define the limit
state of decompression in prestressed concrete bridges. Ph.D. Thesis.
Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1996): Manual de
Projeto de obras-de-arte especiais. Publicação 698. Rio de Janeiro.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT
(2004): Manual de inspeção de pontes rodoviárias. Coordenação do Instituto de
Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT
(2009): Rodovias: Postos de Contagem. Disponível em
<http://www.dnit.gov.br/rodovias/operacoes-rodoviaras/postos-de-contagem>.
Acessado em 1 de Dezembro de 2009.
- EHE Comisión Permanente del Hormigón. (2008): Instrucción de Hormigón Estructural.
5ª. edición. Ministério de Fomento. Centro de Publicaciones. Madrid.
- EUROCODE 1 – Part 2. (2003): Actions on Structures. Traffic loads on Bridges.
Bruxelas.
- FLORIAN, A. (1992): An efficient sampling scheme: Updated Latin Hypercube
Sampling. Probabilistic Engi-neering Mechanics, vol. 7, Great Britain: Elsevier
Science, pp. 123-130.
- FUSCO, Péricles B. (1977): Fundamentos Estatísticos da Segurança das Estruturas -
Editora McGraw-Hill do Brasil / Editora da Universidade de São Paulo - São
Paulo.
- HÉNAFF, G.; MOREL, F. (2005): Fatigue des structures – Endurance, critères de
dimensionnement, propagation des fissures, rupture – Technosup – Ellipses –
Paris.
- HUANG, D.; WANG, T.L.; SHAHAWY, M. (1993): Impact Studies of Multigirder
Concrete Bridges – American Society for Civil Engineers - Journal of Structural
Engineering vol. 119, n. 8, pages 2387-2402 – Estados Unidos.



- HWAN, B. (1986): Fatigue analysis of Plain concrete in Flexure – American Society for Civil Engineers - Journal of Structural Engineering vol. 112, n. 2, pags 273-289 – Estados Unidos.
- KIM, T.-H.; LEE, K.-M.; CHUNG, Y.-S.; SHIN, H.M. (2005): Seismic damage assessment of reinforced con-crete bridge columns. Engineering Structures, vol. 27, No.11. Great Britain: Elsevier Science, pp. 576-592.
- KIM, C.W; KAWATANI, M.; KWON, Y.R. (2007): Impact coefficient of reinforced concrete slab on a steel girder bridge. Engineering Structures, vol. 29. Elsevier Science, pp. 576-590. Grã-Bretanha.
- KWASNIEWSKYI, L.; WEKEZER, J.; ROUFA, G.; LI, H.; DUCHER, P.E.; MALACHOWSKI (2006): Experimental Evaluation of Dynamic Effects for a Selected Highway Bridge - American Society for Civil Engineers - Journal of Performance of Constructed Facilities vol. 20, n. 3, pags 253-260 – Estados Unidos.
- LUCHI, L.A.R. (2006): Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Paulo.
- MAIA, N. M.; SILVA, J. M. (1997): Theoretical and Experimental Modal Analysis – Research Studies Press Ltd. – Hertfordshire, Inglaterra.
- MEAD, D.J. (2000): Passive Vibration Control - John Wiley & Sons Ltd – London.
- MELCHERS, R.E.(2002): Structural Reliability Analysis and Prediction - John Wiley & Sons Ltd – London.
- MENDES, P.T.C. (2009): Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras - Tese de Doutorado em Engenharia Civil - Universidade de São Paulo. Orientador: Paulo de Mattos Pimenta. São Paulo.
- PAULTRE, Patrick; CHAALLAL, Omar; PROULX, Jean (1992): Bridge dynamics and dynamic amplification factors – a review of analytical and experimental findings – Canadian Journal of Civil Engineering 19, pags 260-278 – Canada.
- PENNER, Elisabeth (2001): Avaliação de desempenho de sistemas estruturais de pontes de concreto armado. Tese de Doutorado em Engenharia Civil - Universidade de São Paulo. Orientador: Pedro Afonso de Oliveira Almeida. São Paulo.
- PIMENTEL, M.; BRÜHWILER, E.; FIGUEIRAS, J. (2008): Fatigue life of short-span reinforced concrete railway bridges. Structural Concrete: Journal of the FIB, vol. 9, No.4. Thomas Telford, pp. 215-222.



- RODRIGUES, J.F.S.; CASAS, J.R.; ALMEIDA, P.A.O. (2010): Study of remaining fatigue life of Brazilian concrete bridges . Proceedings of the Fifth International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. IABMAS 2010. Philadelphia. pp. 492.
- SALAWU, O.S. (1997): Detection of structural damage through changes in frequency a review. Engineering Structures, vol. 19, No.9. Great Britain: Elsevier Science, pp. 718-723.
- SECRETARIA DE TRANSPORTES DO ESTADO DE SÃO PAULO (2007): Os Transportes no Estado de São Paulo – Balanço Anual de Transportes – São Paulo.
- STEFFENS, R.J.(1974): Structural vibration and damage – Building Research Establishment – London.
- YAU, J.D; YANG, Y.B.; KUO, S.R. (1999): Impact response of high speed rail bridges and riding comfort of rail cars. Engineering Structures, vol. 21. Elsevier Science, pp. 836-844. Grã-Bretanha.