

ASSESSMENT OF THE DYNAMIC STRUCTURAL RESPONSE OF HIGHWAY BRIDGES BASED ON A PROGRESSIVE PAVEMENT DETERIORATION MODEL

Ana Célia Soares da Silva

Rodrigo Guedes Simões

anaceliasoares.eng@gmail.com

rodrigo_gsimoies@hotmail.com

Civil Engineering Postgraduate Programme, PGECIV/FEN/UERJ

São Francisco Xavier St., N° 524, Maracanã, 20550-900, Rio de Janeiro/RJ, Brazil

José Guilherme Santos da Silva

jgss@uerj.br

Structural Engineering Department, State University of Rio de Janeiro, UERJ

São Francisco Xavier St., N° 524, Maracanã, 20550-900, Rio de Janeiro/RJ, Brazil

Abstract. Highway bridges are usually subjected to random dynamic actions of variable magnitude due to vehicles convoys crossing on the bridge pavement deck along their service life. These dynamic actions can generate the nucleation of fractures or even their propagation on the bridge deck structure. The deteriorated road surface condition of the asphalt pavement represents a key issue to the significant increase of the displacements and stresses values on the highway bridge decks. Therefore, this investigation aims to develop an analysis methodology, in order to evaluate the displacements and stresses values of a steel-concrete composite highway bridge, including the dynamic actions due to vehicles convoy and the effect of the progressive deterioration of the pavement surface, considering the road surface damages. This way, the investigated steel-concrete highway bridge is constituted by four longitudinal composite girders and a concrete deck, spanning 40m. In this investigation, the developed computational model adopted the usual mesh refinement techniques present in finite element method simulations implemented in the ANSYS computational program. The main conclusions of this study focused on alerting structural engineers to the possible distortions, associated to the steel-concrete composite bridge dynamic structural response when subjected to vehicles dynamic actions.

Keywords: Highway bridges, Dynamic structural analysis, Finite element modeling

1 Introdução

O comportamento estrutural dinâmico de obras de arte rodoviárias submetidas a cargas dinâmicas é, atualmente, um tema densamente explorado no âmbito acadêmico. De modo a obter valores de esforços e deslocamentos inerentes à resposta estrutural dinâmica mais realistas é necessário o desenvolvimento de modelos matemáticos mais refinados. Modelos esses que levem em consideração o efeito da interação dinâmica existente entre a ponte, os veículos que sobre ela trafegam e o pavimento da obra de arte [1-2].

As irregularidades do pavimento podem ser provenientes do processo construtivo ou posterior a este. No primeiro caso resultam de imperfeições ocorridas durante a construção da estrutura, no segundo, resultam da atuação do tráfego, pois com o passar do tempo, a contínua solicitação imposta pelo tráfego altera as condições de sua superfície. Sendo assim, o modelo de deterioração progressiva do pavimento é mais representativo do real pois além de considerar o incremento do tráfego ao longo do tempo, considera também a modificação da qualidade do pavimento com o passar dos anos [3].

A avaliação do desempenho de obras de arte ao longo da sua vida útil é relevante não apenas para a validação dos modelos e metodologias de dimensionamento mas também para a prevenção de situações de risco acrescido devido a efeitos de deterioração dos materiais. Cabe ressaltar, também, que a observação dos tabuleiros das pontes rodoviárias no Brasil revela, com frequência, situações de desgaste prematuro dos pavimentos e dos elementos estruturais [4].

Neste cenário, constata-se que, em condições de tráfego normal, algumas pontes podem atingir um nível de vibração que compromete significativamente a vida útil da obra de arte. Em alguns casos, níveis baixos de rugosidade da estrada podem levar a fatores de amplificação mais altos do que os pressupostos pelos modelos de carga projetados, chegando a 90% dos efeitos estáticos das cargas móveis [1]. No entanto, a prática corrente de considerar o carregamento do tráfego de veículos como uma ação estática contribui para minorar os efeitos das ações dinâmicas sobre o sistema estrutural da ponte.

Assim sendo, objetivando contribuir para o estudo do problema em questão, investiga-se o comportamento estrutural de uma ponte mista (aço-concreto) com 24 m de vão, constituída por duas vigas de aço longitudinais e por uma laje de concreto. O modelo numérico desenvolvido para a análise dinâmica foi concebido mediante emprego de técnicas usuais de discretização, com base no emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF), por meio da utilização do programa ANSYS [5]. O tráfego dos veículos é considerado mediante a simulação de comboios deslocando-se com velocidade constante.

As conclusões do presente estudo dizem respeito à avaliação de pontes de aço e mistas (aço-concreto), quando submetidas a ações dinâmicas oriundas do tráfego de veículos sobre o pavimento irregular a longo do tempo. Os resultados indicaram que a condição de rugosidade da estrada influencia diretamente a resposta estrutural dinâmica da ponte e, com o tempo, a condição da estrada mais deteriorada induz maiores valores de deslocamento translacional vertical.

2 Modelagem matemática dos veículos

2.1 Veículos de carga reais

A nomenclatura do Quadro de Fabricantes de Veículos (QFV) [6] é adotada para as classes de veículos. A partir de dados de tráfego em rodovias federais publicados pelo DNIT, Rossigali [7] efetuou um estudo estatístico objetivando gerar uma base de dados composta por veículos com maior frequência de ocorrência. De acordo com Rossigali [7], foram levantadas as frequências de classes de veículos no posto de fiscalização P51 do DNIT, localizado em uma rodovia no estado do Espírito Santo. Foi observado que as distribuições e os valores representativos do posto P51 são bastante semelhantes ao padrão geral da malha viária nacional.

A base de dados do DNIT não fornece dados relativos a distâncias. Um levantamento de informações técnicas fornecidas tanto por fabricantes de veículos quanto por implementos rodoviários foi realizado para que fosse possível estimar as dimensões dos veículos. A Fig. 1 apresenta as dimensões médias dos veículos mais frequentes encontrados nas rodovias brasileiras. Nesta distribuição são consideradas apenas as seis classes de veículos de carga, excluindo-se as classes de veículos leves e utilitários.

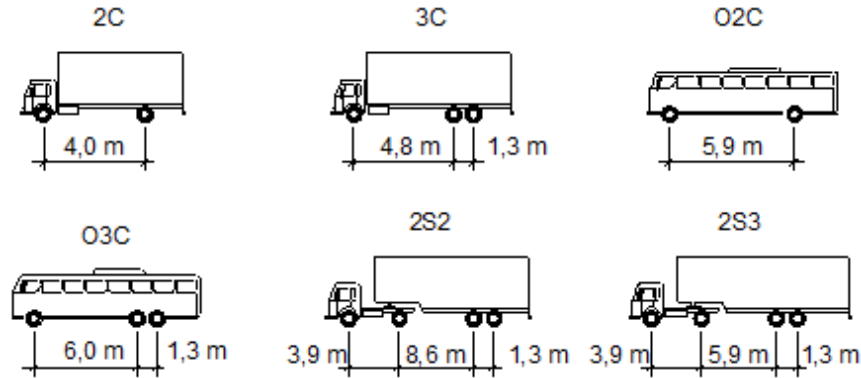


Figura 1. Dimensões médias de veículos frequentes [4]

2.2 Modelo matemático dos veículos

No âmbito desta investigação, o modelo matemático utilizado nas análises dinâmicas baseia-se no modelo de veículo discreto desenvolvido por Almeida [8], sendo constituído por sistemas de molas e amortecedores que visam representar a rigidez e o amortecimento dos pneus e o sistema de suspensão do veículo. Este modelo matemático possui 4 graus de liberdade, sendo 3 de translação e 1 de rotação, de acordo com a Fig. 2. O modelo com 4 graus de liberdade empregado nesta pesquisa busca representar um veículo de carga monolítico da classe 2C, conforme o proposto por Alencar [2], bastante frequente nas rodovias brasileiras.

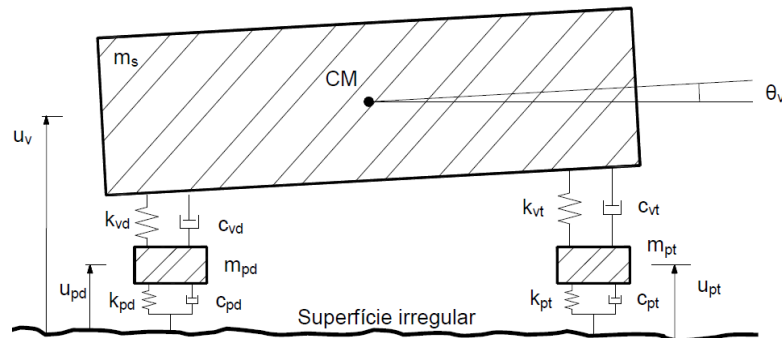


Figura 2. Modelo de veículo simplificado com 4 graus de liberdade [8]

2.3 Características dinâmicas do modelo de veículo de carga da classe 2C

As características dinâmicas do veículo utilizado neste trabalho estão representadas na Tabela 1 [2]. Com relação aos amortecimentos do modelo, esses são determinados em função da fração de amortecimento indicada na Tabela 1, com recurso às equações dinâmicas deduzidas por Almeida [8] para o veículo bidimensional de dois eixos da Fig. 1. As frequências naturais do veículo utilizado nesta pesquisa, Figs. 1 e 2, são calculadas segundo as equações de equilíbrio dinâmico desenvolvidas em Almeida [8] e Silva [9]. Estas frequências estão de acordo com os valores das frequências de veículos de classes correlatas, cujos valores, medidos experimentalmente, são apresentados por Rossigali [7].

3 Modelagem das irregularidades do pavimento

O modelo de irregularidade longitudinal do pavimento pode ser considerado como um conjunto dos desvios da superfície que afetam a qualidade de rolamento e a ação dinâmica das cargas sobre a rodovia. Deste modo, a irregularidade é uma grandeza física mensurável que permite a avaliação do custo operacional dos veículos, conforto, segurança, velocidade de percurso e economia das viagens.

Tabela 1. Características dinâmicas do modelo simplificado do veículo da classe 2C [2]

Características dinâmicas	Valor	Unidade
Massa total (m)	20,3	t
Massa suspensa (m _s)	18599	kg
Fração de amortecimento	10,0	%
Frequência natural associada à rotação de m _s	1,17	Hz
Frequência natural associada à translação de m _s	2,08	Hz
Frequência natural associada à m _{pt}	10,00	Hz
Frequência natural associada à m _{pd}	14,73	Hz
Eixo dianteiro tipo SRS (direcional simples)		
Rigidez da suspensão dianteira (k _{vd})	864	kN/m
Rigidez do pneu dianteiro (k _{pd})	1620	kN/m
Massa não suspensa dianteira (m _{pd})	635	kg
Eixo traseiro tipo SRD (simples de rodas duplas)		
Rigidez da suspensão traseira (k _{vt})	2340	kN/m
Rigidez do pneu traseiro (k _{pt})	6720	kN/m
Massa não-suspensa traseira (m _{pt})	1066	kg

As irregularidades do pavimento podem ser provenientes do processo construtivo ou posterior a este conforme mencionado anteriormente, porém, além disso, o aparecimento das irregularidades também pode ser fruto de fatores ambientais como, por exemplo, a combinação da água das chuvas e as elevadas variações de temperatura que, em conjunto com as solicitações impostas pelo tráfego, podem provocar deformações plásticas no revestimento asfáltico, e, conseqüentemente, diminuir a capacidade de suporte do pavimento. No decorrer dos anos, excelentes trabalhos sobre características de irregularidades de pavimento foram apresentados pela comunidade científica, como Silva [9], Almeida [8], Leitão [10] e Leitão [11].

A distribuição do perfil irregular do pavimento é considerada segundo modelo randômico com base na densidade espectral do pavimento. No que tange à modelagem das irregularidades não determinísticas, o ponto de partida desta abordagem é a representação da função das irregularidades, $v_b(x)$, com base em seu espectro complexo de Fourier. Deve-se então discretizar a função $v_b(x)$ para gerar um conjunto de amostras de irregularidades aproximando a distribuição das mesmas por uma série finita de harmônicos, conforme a Eq. (1).

$$v_b(x) = \sum_{i=1}^N v_{bi} \cos [\omega_i x - \varphi_i] \quad (1)$$

Onde v_{bi} é a amplitude real da parte harmônica, ω_i a frequência do harmônico i , φ_i o ângulo de fase do harmônico i determinado e N o número de harmônicos. A amplitude da parte harmônica das irregularidades, v_{bi} , e a densidade espectral das irregularidades, $\Phi_{v_b v_b}(\omega_i)$, são definidas, respectivamente, pelas Eqs. (2) e (3), a seguir.

$$v_{bi} = \sqrt{2\Delta\omega\Phi_{v_b v_b}(\omega_i)} \quad (2)$$

$$\Phi_{v_{vb}}(\omega) = \Phi(\omega_0) \left[\frac{\omega}{\omega_0} \right]^{-w} \quad (3)$$

Onde $\Phi_{v_{vb}}(\omega)$ é a densidade espectral das irregularidades, $\Delta\omega$ denota o intervalo de discretização e w representa a ondulabilidade da pista, tomada com um valor igual a 2 [9]. Um aspecto interessante referente à modelagem das irregularidades de um pavimento é que para se determinar a densidade espectral das mesmas, $\Phi_{v_{vb}}(\omega)$, faz-se necessária a determinação de um coeficiente de amplitude, $\Phi(\omega_0)$. Este coeficiente de amplitude representa o volume das irregularidades em relação a uma superfície perfeitamente plana, sendo seus valores expressos em cm^3/m para uma frequência básica das irregularidades equivalente a uma por metro e ondulabilidade da pista igual a dois. O coeficiente $\Phi(\omega_0)$ é determinado em função da qualidade do pavimento, conforme ilustra a Tabela 2.

Tabela 2. Classificação das irregularidades do pavimento, coeficiente de amplitude em cm^3 , $\Phi(\omega_0)$ [9]

Qualidade do pavimento	Limite inferior	Valor médio	Limite superior
Excelente	0,5	1	< 2
Boa	2	4	< 8
Média	8	16	< 32
Ruim	32	64	< 128
Muito ruim	128	256	< 512

As irregularidades da pista são definidas segundo modelo não determinístico com base na densidade espectral do pavimento. Adota-se para as irregularidades aleatórias uma distribuição normal e um processo randômico fracamente estacionário de segunda ordem [9].

3.1 Modelo de deterioração progressiva do pavimento

A fim de considerar os danos da superfície da estrada devido a cargas ou corrosões, um modelo de deterioração progressiva da rugosidade da via é necessário. Paterson e Attoh-Okine [12] desenvolveram um modelo desse tipo considerando o Índice de Rugosidade (IRI), com os valores a qualquer momento após o serviço de superfície da estrada sendo calculada usando Eq. (4).

$$\text{IRI}_t = 1,04e^{\eta t} \text{IRI}_0 + 263 (1 + \text{SNC})^{-5} (\text{CESAL})_t \quad (4)$$

Onde IRI_t é o valor de IRI no tempo t , IRI_0 o valor inicial da rugosidade diretamente após a conclusão da construção e antes de abrir o tráfego, tomado como 0,90 m/km [13], t o tempo em anos, η é o coeficiente ambiental que varia de 0,01 a 0,7 que depende das condições de umidade e da ocorrência de gelo/degelo. Usualmente é adotado 0,10 para pontes expostas a condições ambientais generalizadas. O parâmetro estrutural (SNC) é calculado a partir de dados sobre a força e espessura de cada camada no pavimento, aqui adotado igual a 4, e $(\text{CESAL})_t$ é o valor estimado do número de tráfego em termos de AASHTO 80 kN [14], carga de eixo único equivalente no tempo t em milhões calculado pela Eq. (5).

$$(\text{CESAL})_t = f_d n_{tr}(t) F_{Ei} 10^{-6} \quad (5)$$

Onde f_d é o percentual de utilização do tráfego na faixa, $n_{tr}(t)$ é a estimativa de tráfego acumulado para o ano t calculado pela Eq. (6) proposta por Kwon e Frangopol [15], F_{Ei} é o fator de equivalência de carga, também chamado de ESAL. Para o cálculo deste fator, precisa-se de informações do tipo de pavimento (flexível ou rígido), do valor de P_t que varia de acordo com o tipo de rodovia analisada, o número estrutural do pavimento e o carregamento axial do eixo do veículo base. Em posse de todas as informações o mesmo pode ser calculado segundo Apêndice D do AASHTO [14].

$$n_{tr}(t) = N_{obs} \left[\frac{(1 + \alpha)^t - 1}{\ln(1 + \alpha)} \right] \quad (6)$$

Onde N_{obs} é o número de veículos por ano de acordo com a categoria de tráfego. De acordo com o Eurocode 1 [16], foi adotada categoria de tráfego 2, fluxo mediano, N_{obs} igual a 50000 por ano. O coeficiente α caracteriza o aumento do tráfego anual em %. Assim sendo, três cenários de crescimento de tráfego foram adotados neste estudo: 0%, 3% e 5%.

Assim sendo, usando a Eq. (7) proposta por Wei Zhang e C. S. Cai [17] que correlaciona o coeficiente de rugosidade RRC ao índice de rugosidade IRI_t , calcula-se o coeficiente de amplitude usado na Eq. (3), não mais tabelado como apresentado na Tabela 2, mas variando no tempo, $\Phi(\omega_0)_t$.

$$RRC_t = \Phi(\omega_0)_t = 6,1972 \times 10^{-9} \times \exp[IRI_t / 0,42808] + 2 \times 10^{-6} \quad (7)$$

O coeficiente de rugosidade, RRC, classifica as condições irregularidades da pista como sendo do tipo excelente, boa, média, ruim e muito ruim. A Organização Internacional de Normalização (ISO) utiliza o coeficiente RRC para definir a classificação da rugosidade do pavimento, ISO 8608:1995 [18], e os intervalos relativos a este coeficiente estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Valores de RRC de acordo com a classificação da rugosidade [18]

Classificação da rugosidade	Intervalo de RRCs
Excelente	2×10^{-6} a 8×10^{-6}
Boa	8×10^{-6} a 32×10^{-6}
Média	32×10^{-6} a 128×10^{-6}
Ruim	128×10^{-6} a 512×10^{-6}
Muito ruim	512×10^{-6} a 2048×10^{-6}

Conforme mencionado anteriormente, adota-se para as irregularidades aleatórias uma distribuição normal e um processo randômico fracamente estacionário de segunda ordem. Objetivando ilustrar a forma e a amplitude das irregularidades, apresenta-se na Fig. 3 o perfil de irregularidade gerado com base no modelo matemático para pistas com $\alpha = 0$, para $t = 0$, ou seja, sem deterioração do pavimento. A Fig. 4. apresenta os perfis de irregularidade gerados com base no modelo matemático para pistas com $\alpha = 0$ após 5, 10 e 15 anos de deterioração.

No eixo das abscissas estão representadas, em metros, as coordenadas horizontais ao longo do comprimento da ponte e no das ordenadas, em milímetros, as amplitudes das irregularidades. Assim sendo, as forças dinâmicas oriundas do pavimento irregular são geradas com base na interação dos veículos com os perfis de irregularidades não determinísticos, ilustrados genericamente de acordo com as Figs. 3 e 4.

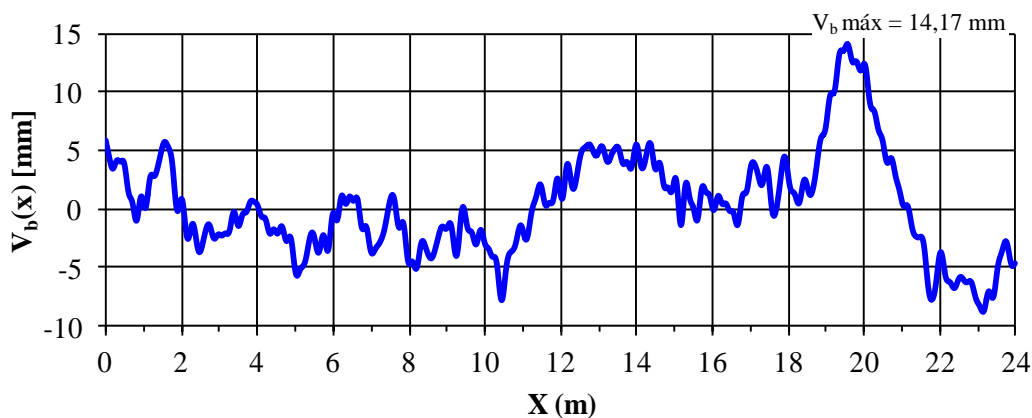
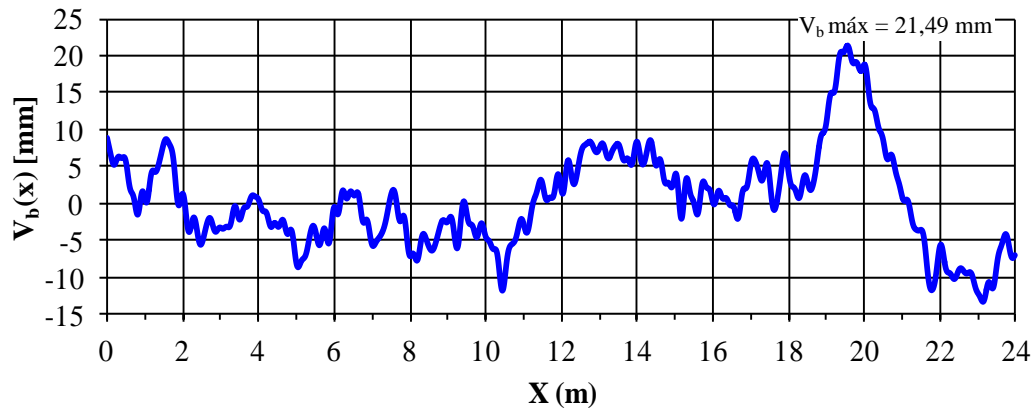
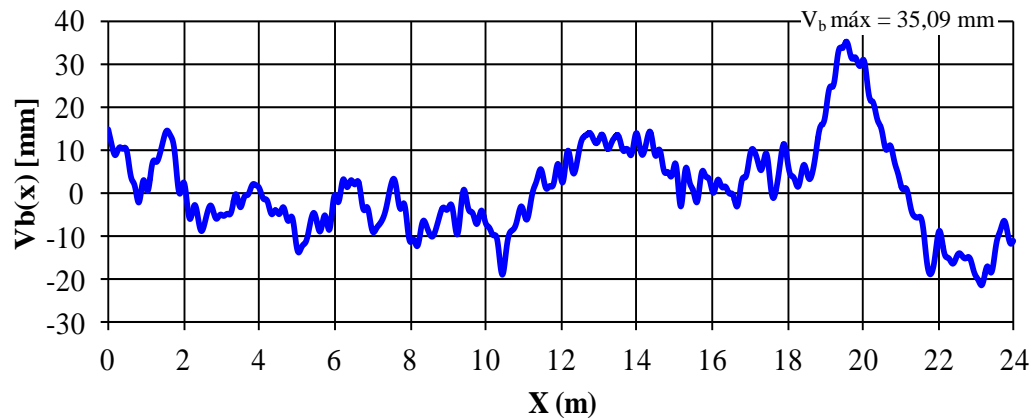
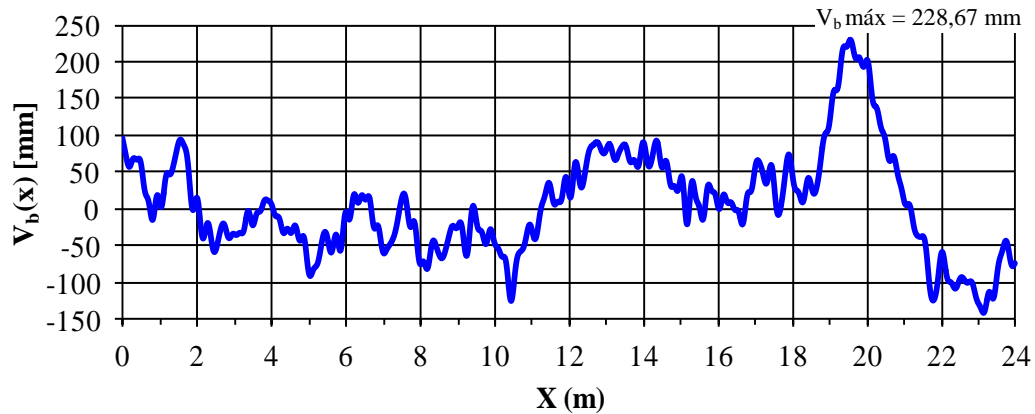


Figura 3. Amostra de irregularidade para $\alpha = 0\%$ sem deterioração do pavimento ($t = 0$)

a) $\alpha = 0\%$, $t = 5$ anosb) $\alpha = 0\%$, $t = 10$ anosc) $\alpha = 0\%$, $t = 15$ anosFigura 4. Amostras de irregularidade para $\alpha = 0\%$ com deterioração de 5, 10 e 15 anos.

Analisando-se os gráficos apresentados nas Figs. 3 e 4 é possível notar que as amplitudes das irregularidades aumentam muito ao longo do tempo atingindo um valor aproximadamente 16 vezes maior após 15 anos da construção em relação à condição inicial. Esse incremento no valor das amplitudes demonstra a importância em se avaliar a deterioração do pavimento de forma progressiva ao longo do tempo. A Fig. 5 apresenta um fluxograma para o modelo de deterioração progressiva do pavimento, utilizado no presente trabalho, indicando as equações empregadas e a ordem de aplicação das mesmas.

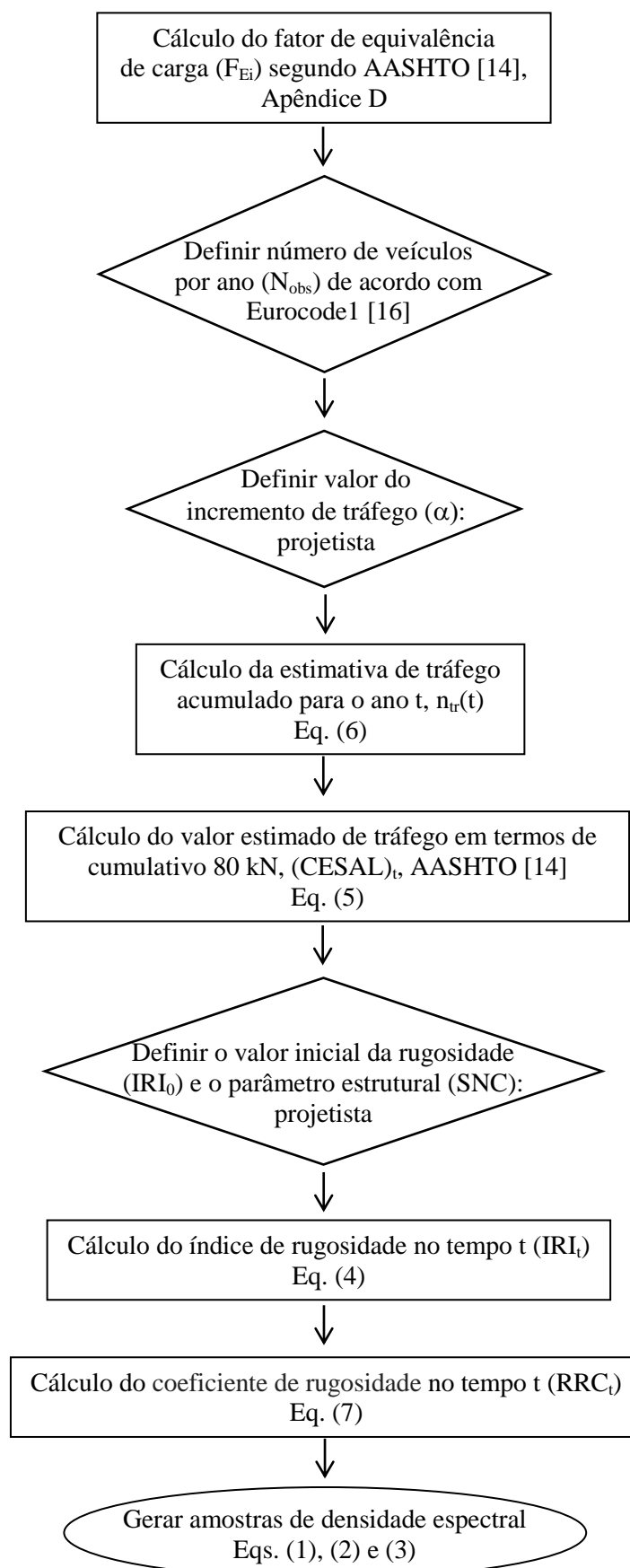


Figura 5. Fluxograma do modelo de deterioração progressiva do pavimento

4 Modelo estrutural investigado

O modelo estrutural elaborado representa de modo simplificado uma ponte rodoviária mista (aço-concreto). A geometria constitui-se de um tabuleiro com laje em concreto com 24 m de extensão, 8,75 m de largura e 25 cm de espessura (Fig. 6); duas vigas de perfil metálico com 1,40 m de altura e com valores diferenciados entre suas mesas superiores e inferiores; e contraventamentos em aço utilizando perfil L de abas iguais com 9,52 mm de espessura e comprimento variado. As Tabelas 4, 5 e 6 apresentam respectivamente, as propriedades geométricas das vigas utilizadas, as características dos perfis metálicos das vigas e as características das cantoneiras utilizadas no contraventamento.

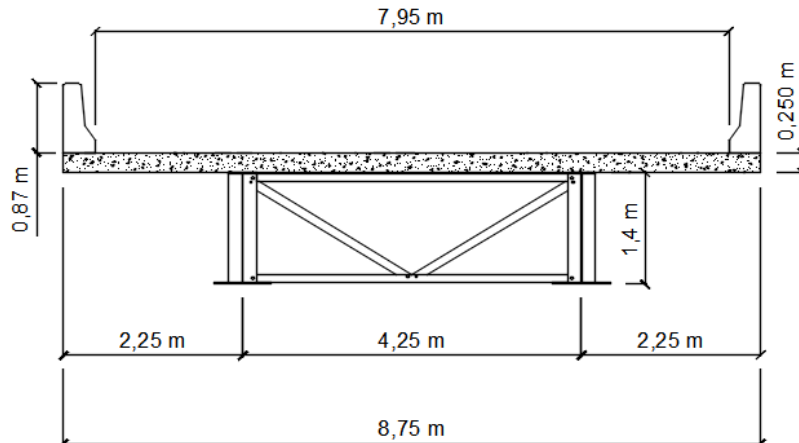


Figura 6. Seção transversal da ponte

Com relação às propriedades físicas dos materiais, o concreto possui resistência característica à compressão (f_{ck}) de 30 MPa, módulo de elasticidade secante (E_{cs}) de 30 GPa, coeficiente de Poisson (ν) de 0,20 e massa específica (ρ) de 2500 kg/m³. O aço empregado na estrutura possui resistência característica (f_k) de 345 MPa, resistência última (f_u) de 450 MPa, módulo de elasticidade (E_s) de 200 GPa, coeficiente de Poisson (ν) de 0,30 e massa específica (ρ) de 7850 kg/m³.

Tabela 4. Propriedades geométricas da ponte

Propriedades Geométricas (m)	
Comprimento	24
Largura	8,75
Espessura da laje	0,25
Largura do balanço lateral	2,25
Espaçamento entre eixos de viga	4,25
Espaçamento entre contraventamentos	8,0

Tabela 5. Propriedades geométricas dos perfis metálicos

Propriedades Geométricas (mm)	
Altura (d)	1400
Largura da mesa superior (b_s)	350
Espessura da mesa superior (t_s)	19
Largura da mesa inferior (b_i)	720
Espessura da mesa inferior (t_i)	25
Espessura da alma (t_w)	10

Tabela 6. Propriedades geométricas das cantoneiras usadas no contraventamento

Propriedades Geométricas (mm)	
Aba (a)	101,60
Espessura (t)	9,52

5 Modelo em elementos finitos da ponte

O modelo computacional tridimensional foi gerado utilizando-se técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos (MEF), por meio do emprego do programa ANSYS [5]. A estrutura da ponte mista foi elaborada através da utilização de elementos de sólidos, de casca e de viga em um modelo com um total de 10372 nós e aproximadamente 37824 graus de liberdade. O comprimento dos elementos finitos que compõem a malha do modelo numérico-computacional é de aproximadamente 0,25 m, gerando um total de 6276 elementos.

A metodologia de análise considera que as seções permanecem planas no estado deformado. O comportamento da ponte é considerado como sendo de um sistema estrutural misto (aço-concreto), com interação completa. Considera-se, ainda, que os materiais empregados na ponte investigada trabalhem em regime linear-elástico e que as barras de contraventamento foram conectadas diretamente aos nós que constituem as vigas metálicas.

O elemento tridimensional de casca do tipo SHELL63 foi utilizado para simular as vigas de aço da ponte rodoviária analisada e assim dar início ao desenvolvimento do modelo computacional. Esse tipo de elemento possui quatro nós e seis graus de liberdade por nó (translações nas três direções e momentos em torno dos três eixos). No que se refere à modelagem da laje de concreto, foram utilizados elementos finitos sólidos do tipo SOLID45. Esse tipo de elemento possui oito nós e três graus de liberdade por nó (translações nas três direções).

Com relação à modelagem das barras de contraventamento, foram utilizados elementos finitos tridimensionais de viga do tipo BEAM44. Esse tipo de elemento possui dois nós e seis graus de liberdade por nó (translações nas três direções e momentos em torno dos três eixos). As Figs. 7 e 8 ilustram o modelo em elementos finitos desenvolvido para a ponte rodoviária com 24 m de vão, concebido com auxílio do software ANSYS [5].

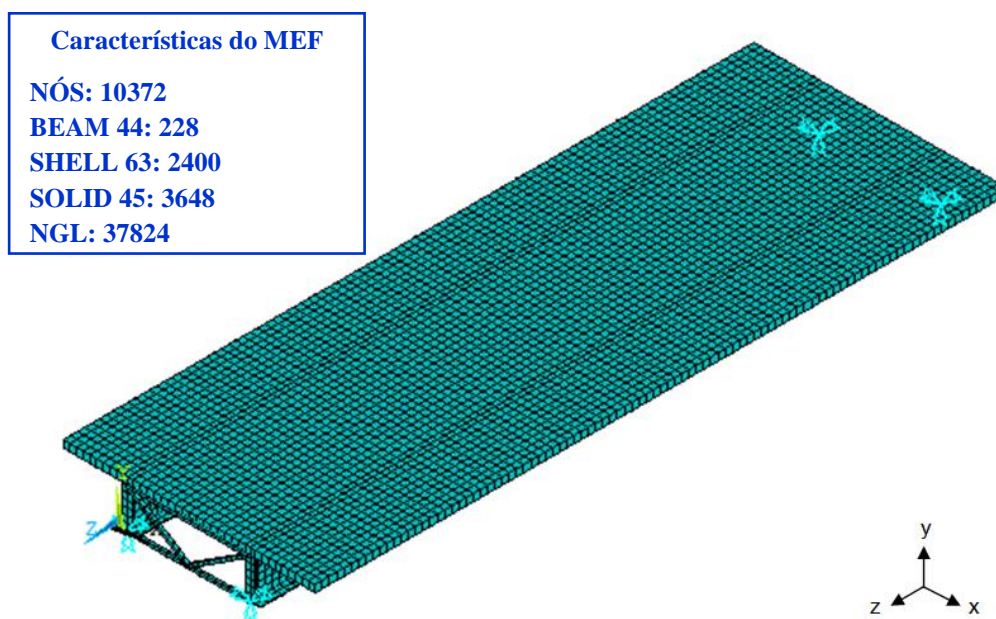


Figura 7. Perspectiva isométrica do modelo analisado [5]

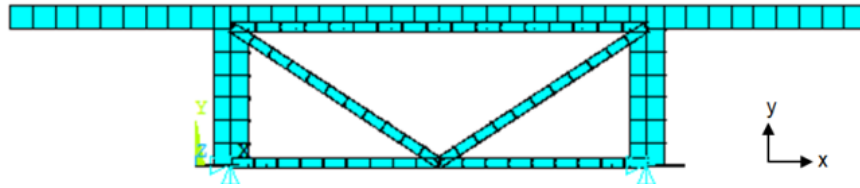


Figura 8. Vista frontal do modelo analisado [5]

5.1 Modelagem do amortecimento estrutural

O amortecimento estrutural da ponte analisada é formulado com base na matriz de amortecimento de Rayleigh, que considera duas principais parcelas, uma relativa à taxa de contribuição da matriz de massa e outra à taxa de contribuição da matriz de rigidez. Alguns autores consultados tais como Silva [9]; Leitão [11]; Pravia [19]; e, ainda, o guia de projeto AISC 11 [20] orientam quanto à decisão dos valores para a taxa de amortecimento modal (ξ_i) de acordo com determinadas condições da estrutura.

De acordo com as referências mencionadas, estruturas de aço apresentam coeficientes de amortecimento entre 1 e 4%. Quando medidos experimentalmente em pontes metálicas, os coeficientes de amortecimento apresentam-se geralmente inferiores a 0,5%. No entanto, como se trata de uma concepção de projeto, decidiu-se adotar um coeficiente de amortecimento no valor de 3% ($\xi_i = 3\%$) para todos os modos. Deste modo, a Tabela 7 apresenta os parâmetros α e β utilizados nas análises dinâmicas, para a modelagem do amortecimento da estrutura da ponte mista desenvolvida nesse estudo.

Tabela 7. Parâmetros α e β utilizados nas análises dinâmicas

f_{01} (Hz)	f_{02} (Hz)	ω_{01} (rad/s)	ω_{02} (rad/s)	α	B
6,11	6,69	38,39	42,03	1,203928677	0,000746039

5.2 Estratégia de aplicação do carregamento dinâmico

As análises realizadas no presente trabalho consideram um comboio de três veículos reais da classe 2C, e incluem o efeito da mobilidade da carga interagindo com as irregularidades da pista. As respostas foram obtidas variando-se o perfil de irregularidade dos pavimentos ao longo do tempo para uma velocidade de travessia de 60 km/h. Além disso, os comboios de veículos são semi-infinitos, isto é, no instante inicial não há tráfego sobre a ponte, e, após a entrada do primeiro veículo, os comboios repetem-se ininterruptamente, comboio após comboio, até um determinado número de travessias (definido como t/t_1), escolhido arbitrariamente e adotado igual a 10 na presente investigação.

O espaçamento entre o eixo direcional simples e o eixo simples de rodas duplas de dois veículos consecutivos foi adotado igual a 4 metros (Figura 9). Assim, os espaçamentos entre os veículos foram limitados pelo comprimento da ponte e por um espaçamento mínimo entre veículos consecutivos, coerente com a velocidade máxima analisada. Os comboios foram posicionados nas duas faixas, estando os comboios das duas faixas com sentidos opostos de tráfego.

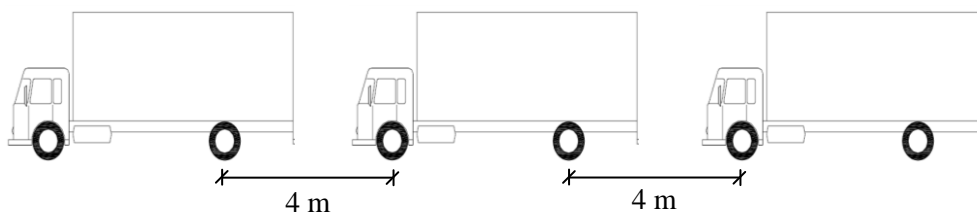


Figura 9. Espaçamento do comboio de veículos

6 Análise Dinâmica

6.1 Análise modal da ponte mista aço-concreto

Inicialmente são obtidas as frequências naturais e os modos de vibração da ponte rodoviária mista (aço-concreto). De acordo com os resultados apresentados na Tabela 8, pode-se verificar que o valor da frequência fundamental (f_{01}) da ponte, de acordo com a presente metodologia de análise, praticamente coincide com os valores calculados com base no emprego de outra estratégia de análise [18] e fica bastante próximo do valor calculado pelo programa desenvolvido por Silva [9].

Tabela 8. Frequências naturais obtidas por diferentes métodos de análise

Frequências Naturais da Ponte f_{0i} (Hz) ANSYS [5]						GDYNABT [9]	AISC [20]
f_{01}	f_{02}	f_{03}	f_{04}	f_{05}	f_{06}	f_{01} (Hz)	f_{01} (Hz)
6,11	6,69	6,72	11,55	12,50	13,13	6,63	6,24

Na Tabela 8 pode-se perceber que a pequena diferença entre os valores da frequência fundamental, para diferentes metodologias, fornece um bom indicativo de coerência no que diz respeito ao modelo numérico-computacional. Na Fig. 10 são apresentados os seis primeiros modos de vibração referentes às seis primeiras frequências da ponte em estudo.

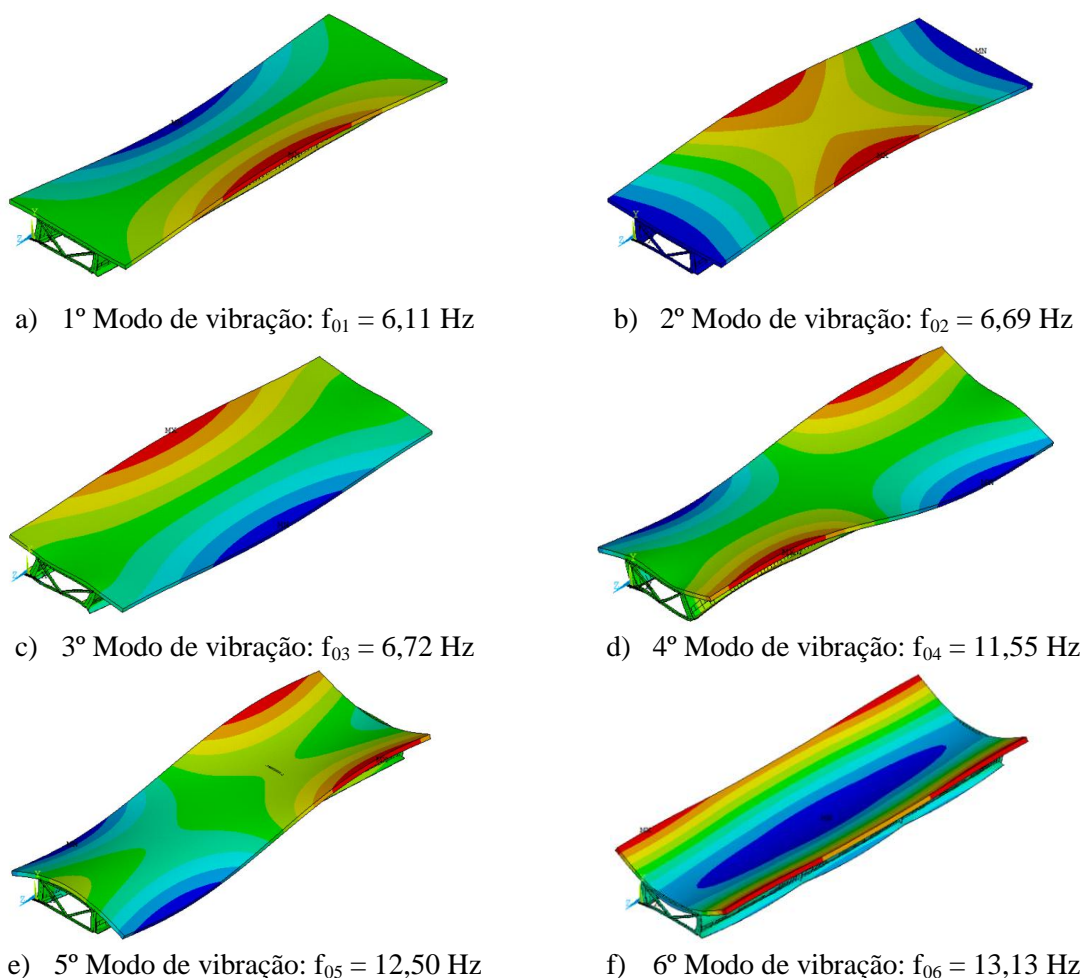


Figura 10. Modos de vibração da ponte mista (aço-concreto) investigada [5]

6.2 Análise do comportamento dinâmico geral do sistema

As análises realizadas neste item consideram um comboio de três veículos reais da classe 2C, e incluem o efeito da mobilidade da carga interagindo com as irregularidades da pista. As respostas foram obtidas variando-se o perfil de irregularidade dos pavimentos para uma velocidade de travessia de 60 km/h. Além disso, os comboios de veículos são semi-infinitos, isto é, no instante inicial não há tráfego sobre a ponte, e, após a entrada do primeiro veículo, os comboios repetem-se ininterruptamente, comboio após comboio, até um determinado número de travessias (definido como t/t_1), escolhido arbitrariamente e adotado igual a 10 na presente investigação.

Inicialmente é selecionado o nó referente ao meio do vão da ponte mista (aço-concreto), onde ocorrem os valores máximos de deslocamentos translacionais verticais, considerando o comboio composto por três veículos do tipo 2C trafegando sobre as duas faixas da ponte com sentidos opostos de tráfego. A Fig. 11 apresenta os gráficos de resposta dos deslocamentos translacionais verticais no domínio do tempo e da frequência para um perfil de irregularidade de pavimento. Observando os gráficos apresentados na Fig. 11, é possível constatar que a resposta da estrutura, no domínio do tempo, passa a apresentar um comportamento permanente após um tempo de pelo menos três vezes o tempo referente à passagem sobre a ponte de um veículo com a velocidade considerada ($t/t_1 = 3$).

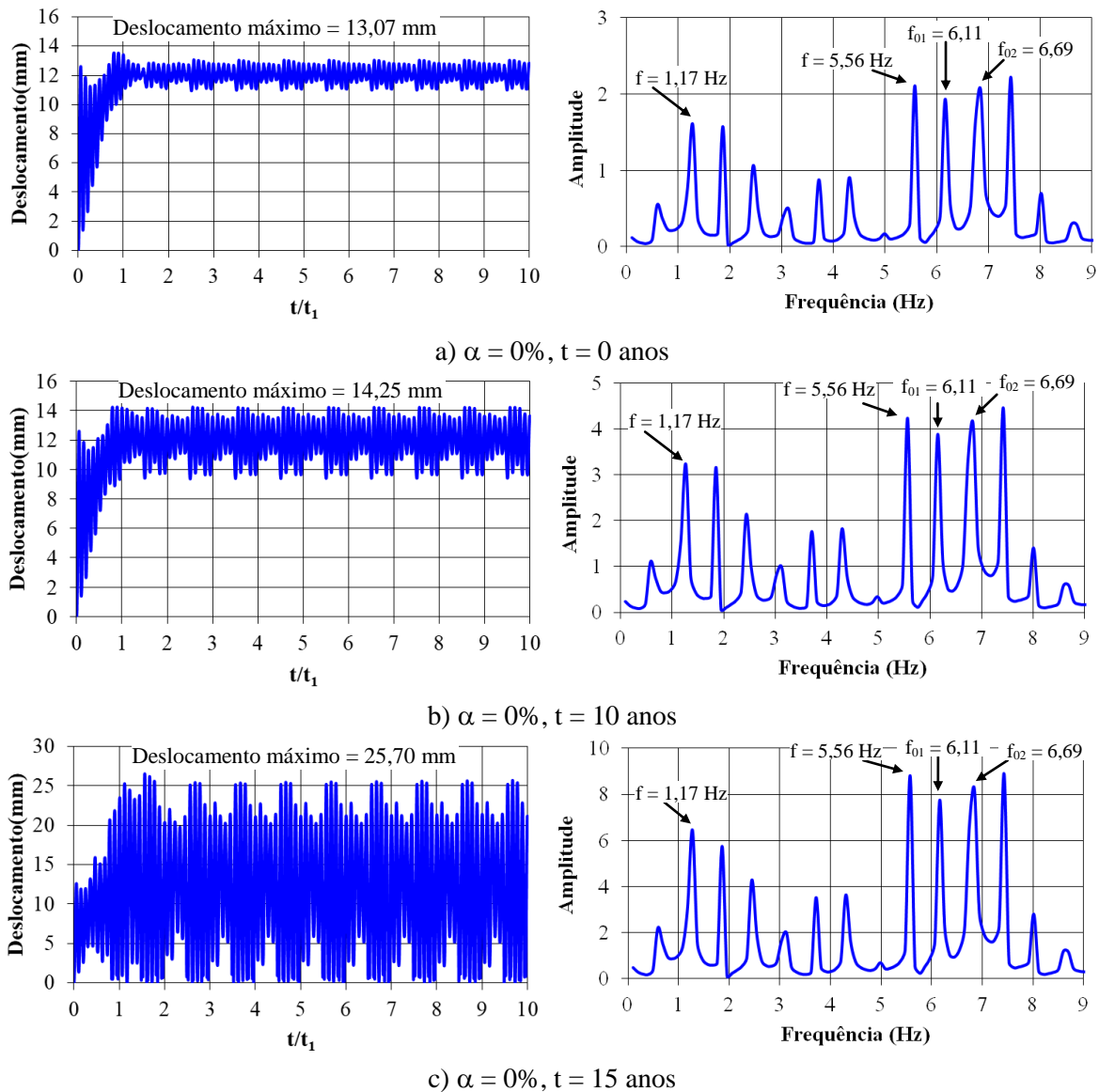


Figura 11. Deslocamento no nó central da ponte no domínio do tempo e da frequência ($v = 60$ km/h)

No que concerne aos deslocamentos, é possível observar que os gráficos apresentados na Fig. 11, no domínio do tempo, apresentam um comportamento, do ponto de vista qualitativo, similar aos apresentados por Alencar [2], Silva [9] e Leitão [11]. E além disso, é perceptível o aumento significativo dos valores de deslocamentos verticais translacionais máximos da fase permanente ($t/t_1 > 3$) com o passar do tempo. Ao longo da deterioração progressiva do pavimento, o deslocamento máximo passa de 13,07 mm, na situação inicial ($t = 0$), ou seja, sem deterioração, para 25,70 mm após 15 anos de deterioração ($t = 15$ anos).

No que tange aos gráficos no domínio da frequência (Fig. 11), é possível ver a existência de picos com magnitudes da mesma ordem de grandeza. O primeiro pico está relacionado à frequência de rotação da massa suspensa do veículo representativo da carga móvel ($f = 1,17$ Hz). O segundo pico identificado ($f = 5,56$ Hz) está relacionado à frequência de travessia do comboio sobre a ponte com velocidade constante de 60 km/h. Os outros dois picos identificados, que apresentam amplitudes mais significativas, estão relacionados à frequência do primeiro e segundo modos de vibração da estrutura ($f_{01} = 6,11$ Hz e $f_{02} = 6,69$ Hz).

6.3 Análise do comportamento da deterioração progressiva do pavimento

Baseado no cálculo do Índice de Rugosidade (IRI), Eq. (4), e no cálculo do coeficiente de rugosidade (RRC), Eq. (7), a Tabela 9 apresenta os valores de IRI e RRC calculados para um período de 15 anos considerando três cenários de incremento de tráfego ($\alpha = 0\%$, $\alpha = 3\%$, $\alpha = 5\%$). A classificação da rugosidade é feita de acordo com a ISO 8608:1995 [18] (Tabela 3), e os resultados apresentaram classificação excelente para os primeiros 10 anos, pois o valor de RRC é inferior a 8×10^{-6} (Tabela 9).

Após 11 e 12 anos de deterioração a rugosidade passa a ser classificada como boa para os três cenários em estudo. É classificada como média a rugosidade após 13 anos para todos os valores de incremento de tráfego considerados e para $\alpha = 0\%$ e $\alpha = 3\%$ após 14 anos. A partir dos 14 anos passa a ser considerada ruim para incremento de tráfego de 5% e após 15 anos a classificação da rugosidade é ruim para todos os cenários analisados. A Fig. 12 apresenta o gráfico em escala logarítmica da deterioração do coeficiente de rugosidade para um período de 15 anos.

Tabela 9. Valores de IRI e RRC ao longo do tempo para um período de 15 anos

t (anos)	IRI _t			RRC _t		
	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$
1	1,0584	1,0588	1,0590	2,07344E-06	2,07351E-06	2,07355E-06
2	1,1911	1,1926	1,1936	2,10015E-06	2,10048E-06	2,10071E-06
3	1,3353	1,3386	1,3409	2,14025E-06	2,14133E-06	2,14208E-06
4	1,4922	1,4981	1,5022	2,20232E-06	2,20512E-06	2,20709E-06
5	1,6630	1,6723	1,6789	2,30152E-06	2,30815E-06	2,31291E-06
6	1,8492	1,8628	1,8725	2,46589E-06	2,48085E-06	2,49189E-06
7	2,0526	2,0712	2,0848	2,74913E-06	2,78242E-06	2,80764E-06
8	2,2748	2,2993	2,3175	3,25885E-06	3,33317E-06	3,39116E-06
9	2,5178	2,5492	2,5729	4,22096E-06	4,38999E-06	4,52603E-06
10	2,7839	2,8230	2,8531	6,13507E-06	6,53126E-06	6,86089E-06
11	3,0754	3,1233	3,1607	1,01707E-05	1,11378E-05	1,19714E-05
12	3,3951	3,4527	3,4984	1,92419E-05	2,17246E-05	2,39472E-05
13	3,7459	3,8142	3,8693	4,11261E-05	4,78939E-05	5,42018E-05
14	4,1311	4,2111	4,2768	9,82099E-05	1,17992E-04	1,37238E-04
15	4,5542	4,6471	4,7246	2,60531E-04	3,23164E-04	3,86948E-04

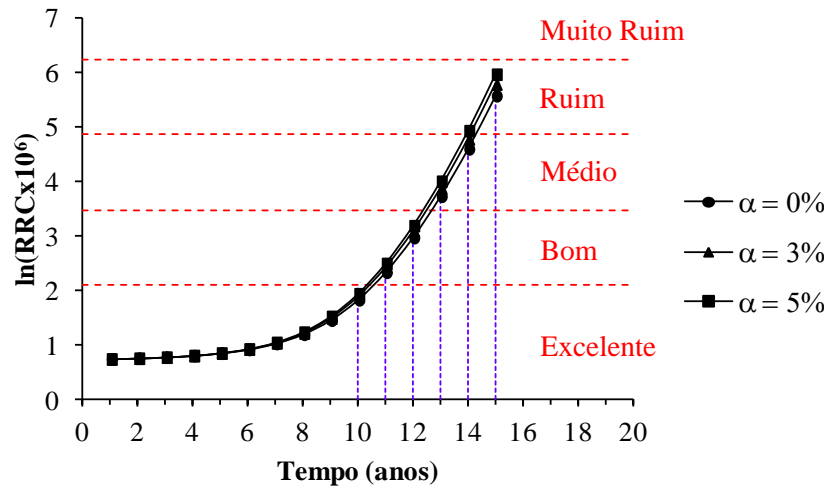


Figura 12. Deterioração do coeficiente de rugosidade para um período de 15 anos

A Tabela 10 apresenta os valores de deslocamento translacionais verticais no nó central da ponte para os três cenários de incremento de tráfego ($\alpha = 0\%$, $\alpha = 3\%$, $\alpha = 5\%$) ao longo de 15 anos e a Fig. 13 ilustra graficamente esses resultados. É possível perceber um aumento significativo do deslocamento ao longo do processo de deterioração. Com o passar do tempo, à medida que o processo de deterioração do pavimento se acentua, maiores são os deslocamentos translacionais verticais encontrados. Para todos os incrementos de tráfego analisados após a deterioração de 15 anos os valores de deslocamentos chegam a ser mais que o dobro do encontrado sem deterioração ($t = 0$) indicando assim a importância de se considerar o caráter progressivo da deterioração no estudo do comportamento estrutural dinâmico de obras de arte rodoviárias submetidas a cargas dinâmicas.

Tabela 10. Deslocamento translacional vertical no nó central com base em modelo de deterioração progressiva do pavimento

t (anos)	Deslocamento (mm)		
	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$
0	12,7411	12,7411	12,7411
1	13,1142	13,1142	13,1142
2	13,1337	13,1221	13,1222
3	13,1337	13,134	13,1342
4	13,1515	13,1523	13,1529
5	13,1796	13,1814	13,1827
6	13,2247	13,2287	13,2317
7	13,2991	13,3076	13,314
8	13,4239	13,4412	13,4546
9	13,6352	13,6698	13,6971
10	13,9934	14,0601	14,1142
11	14,5973	14,7229	14,8269
12	15,6126	15,8452	16,0425
13	17,3307	17,7611	18,1356
14	20,2959	21,1034	21,8261
15	25,5790	27,1356	28,5953

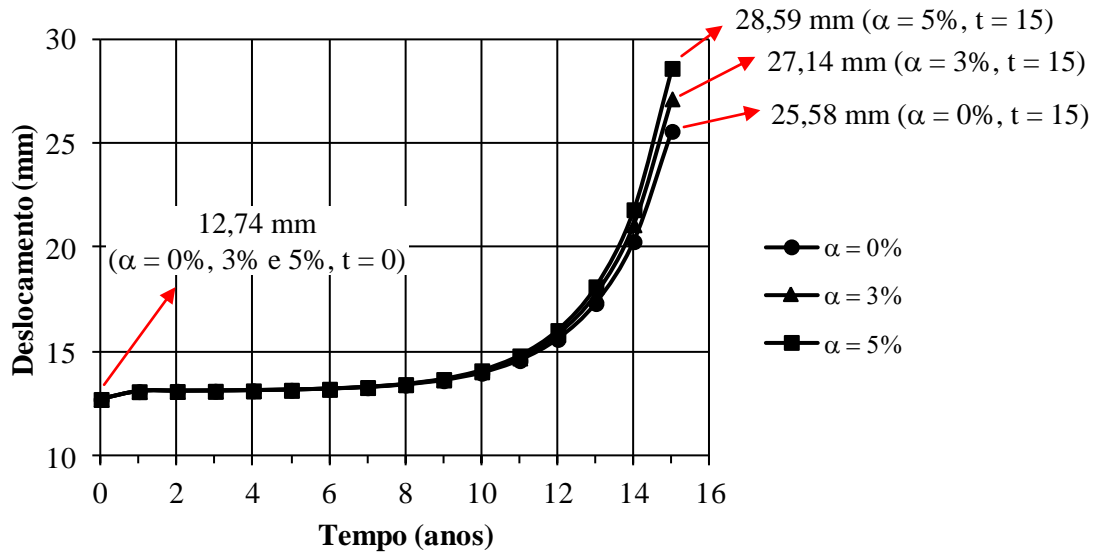


Figura 13. Deslocamento translacional vertical no nó central com base em modelo de deterioração progressiva do pavimento

7 Conclusões

O presente estudo investigou o comportamento estrutural dinâmico não determinístico de uma ponte mista submetida ao tráfego de comboios de veículos sobre diversos perfis de irregularidades de pista com base em modelo de deterioração progressiva do pavimento. O sistema estrutural investigado corresponde a uma ponte mista (aço-concreto), simplesmente apoiada, com vão de 24,0 m. A metodologia de análise desenvolvida considera a influência do efeito da interação veículo-pavimento-estrutura sobre a resposta estrutural dinâmica da estrutura. O modelo numérico representativo do sistema foi desenvolvido e analisado com base na utilização do programa em elementos finitos ANSYS [5].

No que tange à análise de vibração livre, a análise modal apresentou as principais frequências naturais (autovalores) e os respectivos modos de vibração (autovetores) da ponte rodoviária mista (aço-concreto). Foram listados os modos de vibração referentes às seis primeiras frequências naturais da estrutura e na maior parte dos casos houve a preponderância dos efeitos de flexão e torção. Houve boa convergência de resultados para a frequência fundamental da estrutura (f_{01}) utilizando três diferentes métodos de cálculo, ANSYS [5], Silva [9] e AISC [20].

No que diz respeito à análise da resposta dinâmica da ponte investigada, foi verificado um aumento significativo dos valores dos deslocamentos translacionais verticais, ao longo do processo de deterioração do pavimento. Considerando-se os cenários de incremento de tráfego analisados, os valores dos deslocamentos, após 15 anos de utilização da ponte, chegam a ultrapassar o dobro do valor inicial encontrado com base no uso do pavimento novo. O deslocamento translacional vertical da seção central da ponte é igual a 12,74 mm [modelo sem deterioração ($t = 0$)], para os três cenários estudados. Todavia, passados 15 anos este valor alcança, respectivamente, 28,59 mm ($\alpha = 0\%$), 27,14 mm ($\alpha = 3\%$) e 25,58 mm ($\alpha = 5\%$).

Finalmente, os autores deste trabalho reforçam a importância da consideração do modelo matemático que incorpora o caráter progressivo da deterioração da pista sobre a avaliação da resposta estrutural dinâmica de obras de arte rodoviárias. Com o passar do tempo, à medida que o processo de deterioração do pavimento se acentua, maiores são os deslocamentos translacionais verticais encontrados. Diante dos resultados alcançados nesta investigação, o trabalho de pesquisa prosseguirá com o desenvolvimento de um estudo paramétrico extenso, no qual serão analisadas outras configurações de veículos, velocidades distintas de travessia dos comboios, qualidades de pavimento diferentes e outras classes de detalhes estruturais da obra de arte.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao suporte financeiro fornecido pelas Agências de Fomento à Pesquisa do país, CAPES, CNPq e FAPERJ, que possibilitaram a realização deste estudo.

Referências

- [1] J. G. S. SILVA. Dynamical Performance of Highway Bridge Decks with Irregular Pavement Surface. *Computer & Structures*, vol. 82, n. 11–12, pp. 871-881, 2004.
- [2] G. S. ALENCAR. Análise dinâmica e verificação à fadiga de obras de arte rodoviárias mistas (aço-concreto) submetidas ao tráfego de veículos sobre pavimento irregular. Dissertação de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2015.
- [3] A. C. S. SILVA. Análise dinâmica de pontes rodoviárias mistas (aço-concreto) com base no emprego de um modelo matemático representativo da deterioração progressiva do pavimento. Dissertação de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2019.
- [4] C. B. L. OLIVEIRA; M. GRECO; T. N. BITTENCOURT. Análise do inventário das pontes federais do Brasil. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, v. 12, n. 1, p. 1 – 13, 2019.
- [5] ANSYS. Swanson Analysis Systems Inc. Theory Reference (R-12.1), 2009.
- [6] DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Quadro de fabricantes de veículos, 2012.
- [7] C. E. ROSSIGALI. Estudos probabilísticos para modelos de cargas móveis em pontes rodoviárias no Brasil. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2006.
- [8] R. S. ALMEIDA. Análise de vibrações em pontes rodoviárias induzidas pelo tráfego de veículos sobre pavimentos irregulares. Dissertação de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2006.
- [9] J. G. S. SILVA. Análise dinâmica não-determinística de tabuleiros de pontes rodoviárias com irregularidades superficiais. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1996.
- [10] F. N. LEITÃO. Verificação à fadiga de pontes rodoviárias mistas (aço-concreto). Dissertação de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2009.
- [11] F. N. LEITÃO. Modelagem do comportamento dinâmico e verificação à fadiga de pontes rodoviárias em aço e mistas (aço-concreto). Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2014.
- [12] W. D. PATERSON and B. ATTOH-OKINE. Simplified models of paved road deterioration based on HDM-III. *Annual Meeting Transportation Research Board*, vol. 1344, pp. 99–105, 1992.
- [13] G. S. ALENCAR; A. M. P. de JESUS; R. A. B. CALÇADA; J. G. S. SILVA. Fatigue life evaluation of a composite steel-concrete roadway bridge through the hot-spot stress method considering progressive pavement deterioration. *Engineering Structures*, vol. 166, pp.46–61, 2018.
- [14] AASHTO. AASHTO Guide for Design of Pavement Structures, 1993.
- [15] K. KWON and D. M. FRANGOPOL. Bridge fatigue reliability assessment using probability density functions of equivalent stress range based on field monitoring data. *International Journal of Fatigue*, vol. 32, n. 8, pp. 1221–1232, 2010.
- [16] EN 1991–2. Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges, 2003.
- [17] W. ZHANG and C. S. CAI. Fatigue reliability assessment for existing bridges considering vehicle speed and road surface conditions. *Journal of Bridge Engineering*, vol. 18, n. 6, pp. 538–552, 2013.
- [18] ISO 8608. International Standard Organization: Mechanical vibration-road surface profiles-reporting of measured data, 1995.
- [19] Z. M. C. PRAVIA. Estabilidade de estruturas de pontes metálicas com fraturas. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2003.
- [20] T. M. MURRAY; D. E. ALLEN; E. E. UNGAR. Floor vibration due to human activity. *Steel Design Guide Series*, 2003.