

# Structural assessment of a RC Bridge over Sororó river along the Carajás railway

## Avaliação estrutural da ponte sobre o rio Sororó na ferrovia Carajás



J. C. L. MATOS<sup>a</sup>  
cristinomatos@globomail.com

V. H. L. BRANCO<sup>a</sup>  
brancovh@yahoo.com.br

A. N. MACÊDO<sup>a</sup>  
anmacedo@ufpa.br

D. R. C. OLIVEIRA<sup>a</sup>  
denio@ufpa.br

### Abstract

The Carajás railway is operated by Vale SA and is used to transport the Brazilian production of iron ore mine located in the state of Pará until Itaqui harbor in Maranhão state. With 892 km in length, the railway will be doubled due to the prospect of increased production, which requires verification of the structures of bridges to ensure safety under loading up to 23% larger. The railway bridge in reinforced concrete has five hyperstatic spans with 25 m long and was built over Sororó river in the southeast of Pará. To better evaluate its structural performance under current loadings, several structural elements were monitored with strain gages and the concrete was characterized by non-destructive and destructive testing on the structure. This information was used in a computer model to estimate the future structural behavior. The methodology was satisfactory as the estimated structural performance for future loadings, meeting the recommendations of the Brazilian technical standards.

**Keywords:** concrete structures, bridge, railroad.

### Resumo

A ferrovia Carajás é operada pela Vale SA e é utilizada para transportar a produção brasileira de minério de ferro da mina localizada no estado do Pará até o porto de Itaqui no estado do Maranhão. Com 892 km de comprimento, a ferrovia será duplicada devido à perspectiva de aumento da produção, o que requer a verificação das estruturas de suas pontes visando garantir a segurança sob carregamento até 23% maior que o atual. A ponte ferroviária em concreto armado apresenta cinco vãos hiperestáticos com 25 m de comprimento cada e foi construída sobre o rio Sororó, na região sudeste do Estado do Pará. Para melhor avaliar seu desempenho estrutural sob carregamentos atuais, diversos elementos estruturais foram monitorados com extensômetros elétricos de resistência e o concreto foi caracterizado através de ensaios não destrutivos e destrutivos na estrutura. Estas informações foram empregadas em um modelo computacional para auxiliar na estimativa do comportamento estrutural futuro. A metodologia mostrou-se satisfatória, assim como o desempenho estimado da estrutura para os futuros carregamentos, atendendo às recomendações das normas técnicas brasileiras.

**Palavras-chave:** estruturas de concreto, ponte ferroviária, estrada de ferro.

<sup>a</sup> Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil.

## 1. Introdução

A Estrada de Ferro Carajás (EFC) está localizada no norte do Brasil e é operada desde 1985 pela multinacional Vale SA, que é uma das maiores empresas de mineração do mundo e a maior produtora de minério de ferro. A maioria das pontes ao longo EFC são estruturas de concreto armado com longarinas espaçadas de 2,0 m a 3,0 m, a fim de possibilitar a construção do tabuleiro com uma espessura de 200 mm a 250 mm [1]. Estas pontes requerem programas de manutenção estratégica, uma vez que estão localizadas em um meio ambiente agressivo e sob frequente crescimento da demanda de tráfego, ambos podendo contribuir para a deterioração progressiva da sua estrutura [2]. Neste contexto, o diagnóstico das condições reais destas pontes é fundamental para o estabelecimento de programas racionais de manutenção, com foco na escolha do melhor método de reabilitação estrutural, uma vez que a interrupção do tráfego pode levar a grandes perdas econômicas [3].

Este artigo apresenta uma metodologia utilizada para avaliar a integridade estrutural de pontes de concreto armado ao longo da EFC. Esta metodologia envolve etapas de campo, com a realização de ensaios "in situ", além de uma fase analítica, desenvolvida através de modelagens computacionais com softwares baseados no método dos elementos finitos. Esta metodologia e os resultados destas atividades são descritos tendo como base as atividades desenvolvidas na ponte sobre o rio Sororó, geograficamente localizada nos pontos  $-5.440702^\circ$  (lat.) e  $-49.134550^\circ$  (long.), no estado do Pará. A integridade estrutural desta ponte foi avaliada através de ensaios de pacometria realizados para confirmar as armaduras existentes e seus cobrimentos, ensaios de esclerometria e extração de testemunhos, necessários para a determinação das propriedades mecâni-

cas atuais do concreto, e monitoramento de partes da estrutura com *strain gauges* para avaliar a resposta estrutural da ponte quando submetida a carregamentos móveis. Além disso, foi realizada uma análise linear-elástica para verificar a segurança do projeto original da ponte e para avaliar se o seu desempenho sob cargas futuras está dentro dos limites impostos pelas normas de projeto brasileiras ou se é necessária intervenção estrutural.

### 1.1 Características gerais da ponte e do trem-tipo

A ponte foi construída na década de 1990 com estrutura em concreto armado moldado no local. De traçado reto e inclinação vertical de 0,4%, a ponte apresenta comprimento total de 153 m, divididos em 05 vãos hiperestáticos com 25 m e dois encontros com 14 m de comprimento (Figura 1). A seção transversal do tabuleiro é do tipo "pi", composta por duas longarinas de altura constante e monoliticamente ligadas à laje. Esta laje apresenta largura de 5,8 m e espessura central de 250 mm, servindo de apoio para a estrada de ferro, lastro de pedra britada, corrimões metálicos e apresenta canais laterais para drenagem, sendo que os segmentos de laje em balanço apresentam abrigos a cada 10 m e são utilizados para apoiar postes metálicos. A Figura 2 apresenta fotografias e desenhos esquemáticos da superestrutura e subestrutura da ponte. A subestrutura é composta por quatro pilares retangulares com seção transversal medindo (1,0 m x 2,8 m) e 5,0 m de altura, apoiados sobre tubulões com fuste e base circulares com diâmetros de 1,4 m e 3,2 m, respectivamente. Cada encontro da ponte apresenta quatro paredes transversais e duas longitudinais sobre um bloco apoiado em oito tubulões. Uma junta de dilatação foi posicionada sobre o pilar P3.

Figura 1 - Ponte em concreto armado sobre o rio Sororó

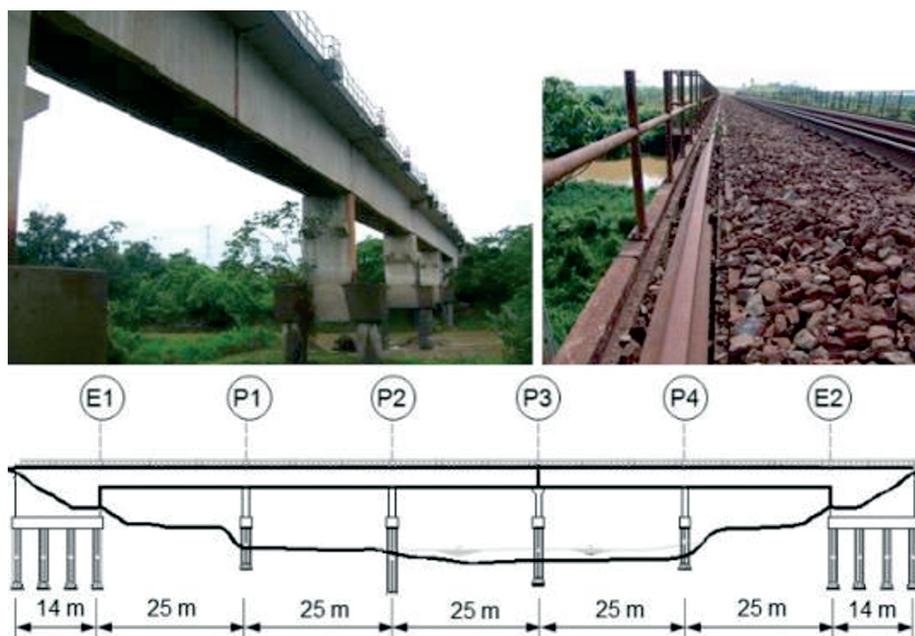
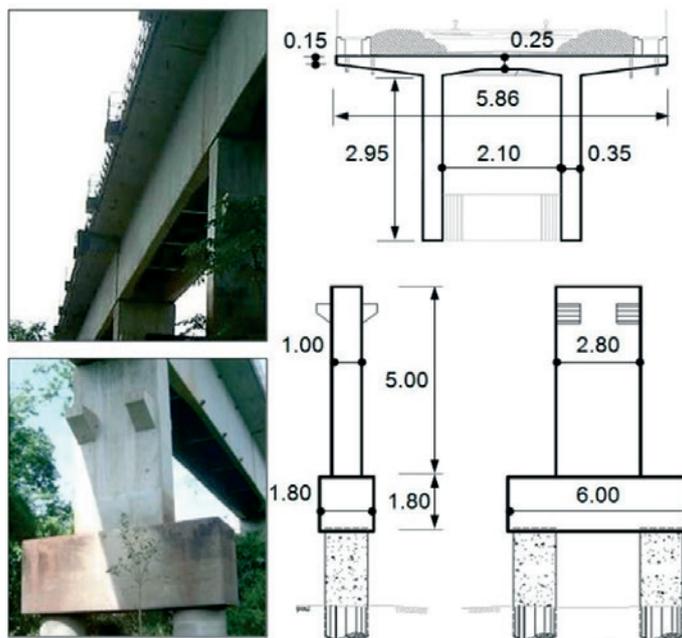


Figura 2 – Dimensões dos elementos estruturais (m)



Quanto ao trem-tipo, atualmente a locomotiva mais utilizada no transporte de minério de ferro na EFC é a DASH9, com peso de 1.800 kN. Já os vagões mais utilizados na EFC são do tipo GDT, que são vagões do tipo gôndola que permitem a operação de descarga sem o desengate da composição. O vagão GDT carregado pesa 325 kN / eixo e 53 kN / eixo quando descarregado. O trem real usado é formado por 2 locomotivas + 110 vagões + 1 locomotiva + 110 vagões.

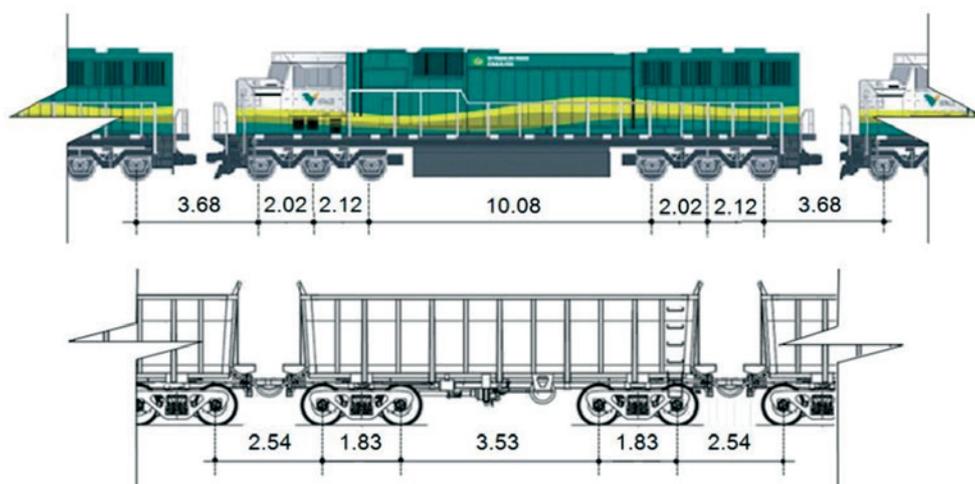
A Figura 3 mostra as dimensões destas locomotivas e vagões.

## 2. Materiais e métodos

### 2.1 Inspeção visual

Foram observadas fissuras nas faces externas das longarinas du-

Figura 3 – Locomotiva e distância entre eixos dos vagões (m)



rante a inspeção visual da ponte. No meio do vão estas fissuras eram predominantemente verticais, inclinando-se ligeiramente nas secções perto dos apoios, mas distantes da superfície inferior. Estas fissuras são mais visíveis nas faces exteriores das longarinas, com poucas sendo observadas nas faces internas. Independentemente da natureza do processo de fissuração (flexão, cisalhamento, retração, etc.), a indicação é para seu tratamento, uma vez que elas podem favorecer a despassivação das armaduras [4]. Na superfície das vigas transversais (transversinas) também foram observadas fissuras com sinais de eflorescência e percolação de água, sem no entanto, terem sido observados sinais evidentes de corrosão. No entanto, esses danos também precisam ser tratados a fim de garantir que a ponte atinja sua vida útil, como destacado na literatura técnica [5].

## 2.2 Ensaios não-destrutivos

Por ensaios não destrutivos entende-se uma variedade de técnicas usadas para definir propriedades de um material sem causar danos. Com o objetivo de determinar a resistência à compressão do concreto no momento atual, foram realizados ensaios de esclerometria com um Martelo de Schmidt, o qual avalia a dureza superficial do concreto (índice esclerométrico). Com isso, é possível determinar, através de correlações com curvas de calibração, a resistência à compressão do concreto na área ensaiada. Antes de executar a esclerometria, os elementos estruturais foram escaneados a fim de determinar a posição das armaduras, verificando-se que as armaduras seguem corretamente o especificado no projeto original. A esclerometria foi realizada no pilar P2, nos blocos de fundação, na laje do tabuleiro, nas longarinas e nos encontros da ponte. A resistência do concreto foi determinada seguindo as recomendações da norma brasileira [6] e serviu como dado de entrada para as análises estruturais realizadas.

## 2.3 Ensaios destrutivos

Ensaios destrutivos são aqueles realizados até a falha do espécime. Estes testes provocam danos a elementos da estrutura, de modo a permitir a extração de amostras para realizar ensaios em

**Tabela 1 – Resultados de ensaios de esclerometria**

| Elemento estrutural | Área | $f_c$ (MPa) |
|---------------------|------|-------------|
| Encontro 01         | 1    | 60,8        |
| Encontro 01         | 2    | 57,1        |
| Laje do tabuleiro   | 1    | 45,8        |
| Laje do tabuleiro   | 2    | 43,6        |
| Bloco B3            | 1    | 46,0        |
| Bloco B3            | 2    | 46,0        |
| Pilar P2            | 1    | 57,8        |
| Pilar P2            | 2    | 56,6        |

laboratório. Apenas dois tipos de testes destrutivos foram realizados durante a avaliação estrutural da ponte. Um desses ensaios foi realizado com o objetivo de verificar o grau de carbonatação do cobrimento de concreto das armaduras. O outro teste envolveu a extração de amostras de concreto (testemunhos) para realizar ensaios de compressão e de tração por compressão diametral. Os testes de carbonatação exigiram a remoção de partes selecionadas do cobrimento de concreto das longarinas e das lajes do tabuleiro. Depois disso, verificou-se a alcalinidade do concreto ao aplicar-se fenolftaleína na superfície. Os testes mostraram que o concreto apresenta nível de alcalinidade adequado, como mostra a Figura 4a.

Muitos fatores podem influenciar os resultados de ensaios de dureza da superfície do concreto (esclerometria), como a rugosidade da superfície, a umidade e condições de posicionamento do equipamento. Por estas razões, decidiu-se avaliar a resistência à compressão do concreto através de ensaios de compressão axial em testemunhos extraídos de elementos da estrutura, utilizando uma extratora diamantada [7], como mostrado na Figura 4b, para fins de comparação com e validação da esclerometria. Foram extraídos oito testemunhos: 2 do encontro E1; 2 da laje de tabuleiro, 2 do pilar P2; e 2 da fundação

**Figura 4 – Procedimento experimental**



Tabela 2 – Propriedades mecânicas do concreto

| Elemento estrutural | $f_c$ (MPa) | $f_c'$ (MPa) | $E_{c, NBR}$ (GPa) | $E_{c, EC2}$ (GPa) | $E_{c, Exp.}$ (GPa) |
|---------------------|-------------|--------------|--------------------|--------------------|---------------------|
| Encontro 01         | 58,9        | 47,5         | 36,5               | 38,8               | 35,7                |
| Laje do tabuleiro   | 44,7        | 42,6         | 31,8               | 35,4               | 33,8                |
| Bloco B3            | 46,0        | 33,4         | 32,3               | 35,8               | 38,3                |
| Pilar P2            | 57,2        | 54,6         | 36,0               | 38,5               | 39,9                |

B3. Foram extraídos testemunhos cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de comprimento, com os pontos de perfuração sendo selecionados cuidadosamente de modo a evitar as barras de aço. Durante os ensaios as deformações dos testemunhos foram medidas por dois extensômetros do tipo “clip gage” (Figura 4c) para a determinação do módulo de elasticidade do concreto, de acordo com as recomendações adotadas no Brasil [8].

#### 2.4 Resultados experimentais

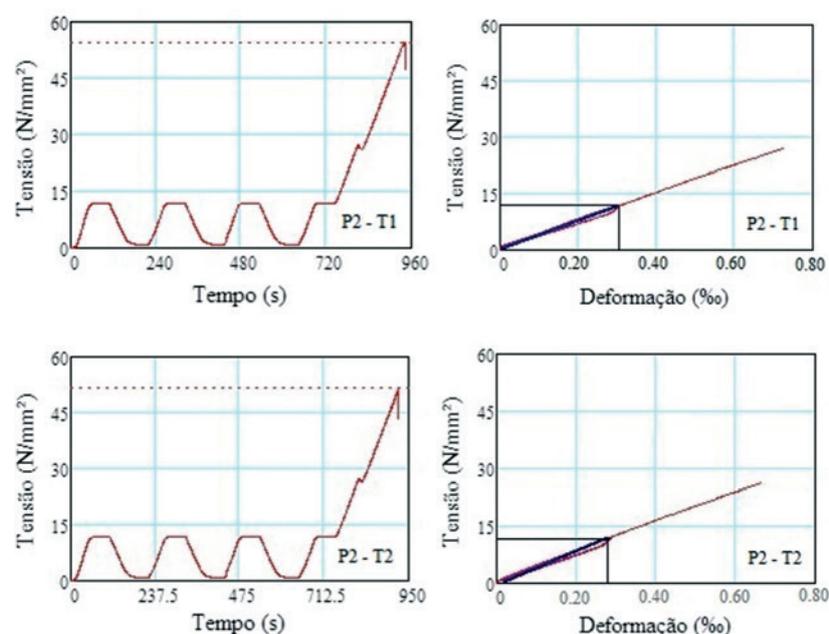
Os resultados obtidos para a resistência à compressão do concreto através de ensaios de esclerometria ( $f_c$ ) foram superiores aos valores obtidos através de ensaios destrutivos nos testemunhos de concreto extraídos da ponte ( $f_c'$ ), especialmente para o caso do bloco de fundação B3 (27%). No entanto, considera-se que a diferença percentual entre estes resultados está próxima do limite superior de uma faixa admitida como aceitável na literatura [9], na qual diferenças em torno de 25% para ensaios “in situ” são considerados dentro da normali-

dade. Em geral, a resistência à compressão do concreto atual é, em média, 2,7 vezes maior do que a resistência característica de projeto, especificada na época em apenas 18 MPa. A Tabela 2 mostra os resultados médios de resistência à compressão obtidos através de ensaios de esclerometria e testes de compressão axial realizados em laboratório, executados de acordo com as recomendações da NBR 5739 [10]. A Tabela 2 também apresenta comparações entre os resultados médios experimentais para o módulo de elasticidade do concreto com os resultados teóricos obtidos com as recomendações da NBR 6118 [11] e EC2 [12]. A Figura 5 mostra as curvas características obtidas durante os ensaios para determinação dos módulos de elasticidade dos testemunhos T1 e T2 retirados do pilar P2.

### 3. Modelo computacional

Uma análise linear elástica por elementos finitos da ponte foi realizada com o intuito de comparar os resultados computacionais e os obtidos com a instrumentação. A simulação computacional foi realizada com

Figura 5 – Curvas características dos ensaios de módulo de elasticidade para os testemunhos de concreto retirados do pilar P2



**Tabela 3 – Cargas por eixo do trem tipo**

| Situação | Locomotiva DASH 9      | Vagão GDT carregado    | Vagão GDT descarregado |
|----------|------------------------|------------------------|------------------------|
| Atual    | 300 kN/eixo (1.800 kN) | 325 kN/eixo (1.300 kN) | 52,5 kN/eixo (210 kN)  |
| Futura   | 300 kN/eixo (1.800 kN) | 400 kN/eixo (1.600 kN) | 52,5 kN/eixo (210 kN)  |

o software SAP2000® e três tipos diferentes de elementos foram utilizados para modelar a ponte, elemento de barra, de placa (4 nós) e sólido (8 nós).. Foram feitos três modelos computacionais, desde um inicial simplificado para definição de parte da instrumentação até um final mais refinado para análise de todos os elementos estruturais. No primeiro modelo, o deck e os pilares foram modelados com elemento de barra e os encontros e as fundações como nós fixos. No segundo modelo os encontros e as fundações foram modelados com elementos sólidos e os apoios como molas. Por fim, no terceiro modelo, o deck, composto pelas longarinas e tabuleiro, foi modelado com elemento de placa. Este último modelo mostrou-se mais realístico e por este motivo foi escolhido para representar a simulação da ponte.

### 3.1 Cargas permanentes

Em função do peso específico dos materiais e da geometria dos elementos estruturais, o programa computacional calcula o peso próprio da estrutura. No caso do lastro (42,2 kN/m), argamassa sobre a laje do tabuleiro (5,5 kN/m), canaletas (6,5 kN/m), guarda-corpo (0,3 kN/m), trilhos, dormentes e acessórios (7,9 kN/m), foi considerado um carregamento de 62,4 kN/m distribuído ao longo do eixo longitudinal central da ponte.

### 3.2 Cargas acidentais

#### 3.2.1 Ações verticais

A produção de minério de ferro irá aumentar, causando impacto direto no carregamento das ferrovias e das pontes de Carajás. Apesar do acréscimo de carga, será mantida a mesma locomotiva, vagões e as composições utilizadas atualmente. A Tabela 3 mostra a comparação entre as cargas atuais e futuras nas composições das locomotivas e vagões. No que diz respeito aos efeitos dinâmicos causados pelas cargas móveis, a norma brasileira para pontes, NBR 7187 [13], permite uma análise simplificada, onde um coeficiente de impacto  $\varphi$  é utilizado para amplificar a carga estática, de acordo com a Equação (1). Conforme mostra a equação, o valor de  $\varphi$  é definido basicamente em função do vão teórico ( $l=25$  m) entre os apoios na direção longitudinal e, apesar de excessivamente simples e de não representarem adequadamente a realidade, principalmente se as imperfeições da ferrovia e das rodas do trem não são consideradas na análise dinâmica [14], o coeficiente de impacto foi utilizado na análise computacional deste trabalho em uma análise pseudo-estática simplificada.

$$\varphi = 0,001 \cdot [1.600 - (60 \cdot \sqrt{l}) + (2,25 \cdot l)] = 1,356 \quad (1)$$

#### 3.2.2 Ações horizontais

A ação transversal do vento foi considerada através de um momento torçor ( $M$ ) por unidade de comprimento aplicado longitudinalmente à ponte, no centro de gravidade do tabuleiro, como mostra Figura 6. Para a determinação deste esforço, considerou-se a ação do vento (pressão de 0,98 kN/m<sup>2</sup> com a ponte carregada) da base da longarina até o topo do vagão, totalizando uma altura de 7,3 m., possibilitando a determinação da força  $Q$  por unidade de comprimento. Para considerar o efeito da força provocada pela frenagem ou aceleração do trem-tipo sobre a estrutura foi adotada apenas uma fração da carga móvel no sentido longitudinal, sem considerar o coeficiente de impacto, aplicada no topo dos trilhos. A NBR 7187 [13] recomenda o maior dos seguintes valores: 15% da carga móvel para a frenagem ou 25% do peso dos eixos motores para a aceleração. Na memória de cálculo original da ponte a força de frenagem foi considerada apenas no encontro, sendo dispensada no restante da superestrutura, e o mesmo foi feito no modelo computacional. Os valores adotados para esta ação foram de 7.349 kN, 9.044 kN e 75 kN para o trem-tipo operacional carregado, futuro carregado e descarregado, respectivamente. Ainda de acordo com a NBR 7187 [13], o choque lateral das rodas pode ser equiparado a uma força horizontal perpendicular ao trem tipo, com um valor característico igual a 20% da carga do eixo mais

**Figura 6 – Consideração da ação do vento**

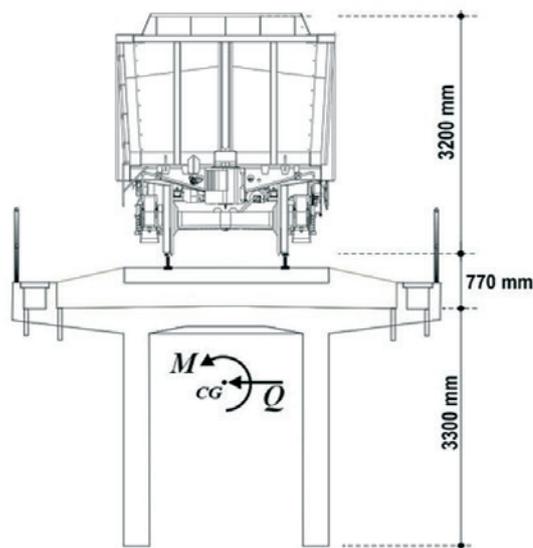
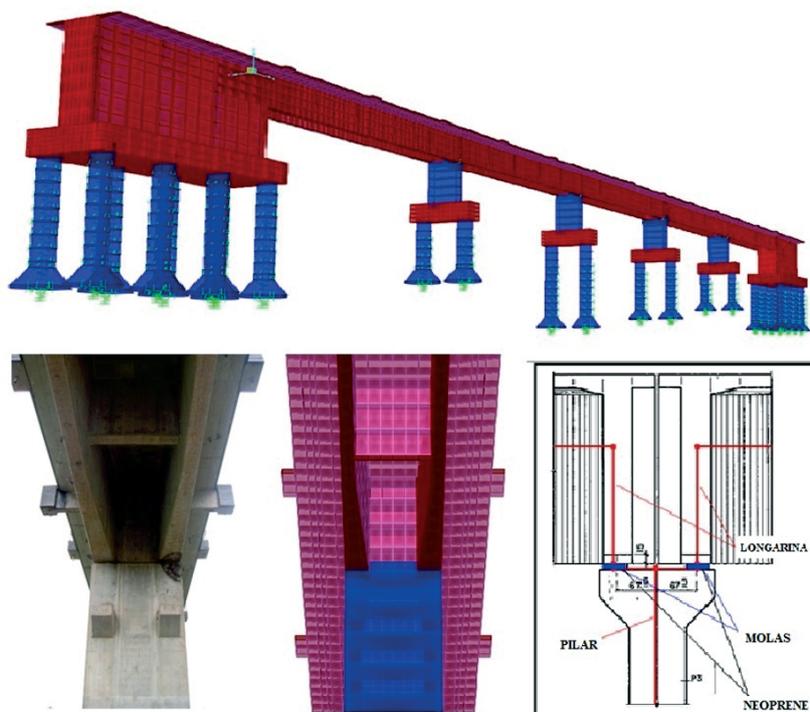


Figura 7 – Modelo em elementos finitos



carregado. Este procedimento também foi empregado na memória de cálculo do projeto. Os valores dessa força foram 65 kN, 80 kN e 60 kN para o trem-tipo operacional carregado, futuro carregado e descarregado, respectivamente. Já os efeitos da retração e da temperatura foram supostos considerando apenas o encurtamento do material. De acordo com a NBR 6118 [11], pode-se adotar o valor de  $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$  para o coeficiente de dilatação térmica do concreto. Para a retração de peças correntes de concreto armado, a norma supracitada recomenda que se adote uma deformação correspondente a variação de temperatura de  $15^{\circ}\text{C}$ . A norma também recomenda uma variação de temperatura de  $10^{\circ}\text{C}$  a  $15^{\circ}\text{C}$  para elementos com a menor dimensão inferior a 500 mm para representar o efeito somente da dilatação ou encurtamento térmico. Adotou-se, então,

uma variação de temperatura de  $25^{\circ}\text{C}$  para considerar os efeitos da retração e temperatura sobre a estrutura. Os esforços horizontais equivalentes, locados no topo de cada pilar, podem ser calculados pelo produto destes parâmetros, ou seja, o coeficiente de dilatação térmica, a variação de temperatura, o comprimento do elemento estrutural e a rigidez média do apoio (pilar). A entrada de dados do programa computacional exige apenas que seja fornecida a variação de temperatura, uma vez que as demais propriedades dos elementos estruturais são computadas automaticamente através da geometria e propriedades dos materiais que os compõem.

### 3.3 Condições de contorno

No modelo computacional os aparelhos de apoio flexíveis, de neoprene, foram modelados segundo as recomendações do projetista, assumindo que os pilares e os encontros são apoiados em blocos sobre tubulões. O seu comportamento estrutural foi simulado usando elementos de barras rígidas (com rigidez semi-infinita) e cinco elementos de mola que simularam os aparelhos de apoio no topo dos pilares P1, P2, P3 e P4, como mostra a Figura 7. A Tabela 4 apresenta a rigidez à translação e à rotação dos aparelhos de apoio, as quais foram calculadas segundo as recomendações apresentadas em [15]. O módulo de elasticidade transversal do neoprene foi 1 MPa e o seu coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) foi 0.5. De acordo com o projeto executivo, molas foram inseridas alternadamente a cada 1.0 m ao longo da profundidade dos tubulões, objetivando simular a interação *solo-estrutura*, ou seja, objetivando simular

Tabela 4 – Rigidez dos aparelhos de apoio

| Rigidez          | Valor (kN/m) |
|------------------|--------------|
| Axial (z)        | 26.160.000   |
| Cisalhante (x)   | 15.630       |
| Cisalhante (y)   | 15.630       |
| Rotacional (z-z) | 125          |
| Rotacional (x-x) | 71.530       |
| Rotacional (y-y) | 209.300      |

**Tabela 5 – Parâmetros do concreto utilizados em projeto**

| Parâmetro                  | Valor                  |
|----------------------------|------------------------|
| Resistência característica | 18,0 MPa               |
| Módulo de elasticidade     | 27,5 GPa               |
| Densidade                  | 24,5 kN/m <sup>3</sup> |

o comportamento da fundação. Para determinar os coeficientes de rigidez do solo os resultados dos testes de penetração (*Standard Penetration Test - SPT*) foram analisados e aplicados na simulação numérica. O módulo de reação do solo não é uma propriedade relacionada apenas com as propriedades do próprio solo, depende também das características da fundação e varia com a profundidade da mesma para cada camada “homogênea” e com a distribuição do carregamento. O módulo de reação do solo pode ser obtido através de procedimentos típicos, tais como: a) métodos experimentais, b) análise computacional sofisticada e c) modelos teóricos simplificados.

### 3.4 Propriedades do concreto

Na análise computacional a resistência do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ) foi admitido como 18 MPa, o qual foi o valor adotado no projeto original. O valor do módulo de elasticidade do concreto usado na análise numérica foi determinado pela Equação (2), que era uma recomendação da NBR 6118 [11] e usada no projeto original da estrutura em 1986. A Tabela 5 apresenta as propriedades do material adotadas na análise.

$$E_{ci} = 5.940 \cdot \sqrt{(f_{ck} + 3,5 \text{ MPa})} = 27,5 \text{ GPa} \quad (2)$$

## 4. Resultados preliminares

### 4.1 Análise das seções transversais

Para determinar a resistência à flexão e ao cisalhamento das peças, uma rotina computacional auxiliar foi desenvolvida. Nesta rotina, cada seção transversal é discretizada em lamelas, incluindo as barras das armaduras, para verificar o estado limite de serviço e último. Nestes cálculos, os modelos constitutivos do concreto e do aço foram os recomendados pela NBR 6118 [11]. A Figura 8 apresenta as envoltórias dos momentos fletores de cálculo para os diferentes casos de combinação e a resistência à flexão das longarinas. As envoltórias de cálculo dos momentos fletores foram obtidas admitindo os seguintes casos de carregamento: o Veículo 01 representa o caso atual de carregamento com o trem carregado, assumindo 325 kN/eixo; o Veículo 02 representa o caso atual de carregamento com o trem descarregado, assumindo 52.5 kN/eixo; o Veículo 03 representa o caso de carregamento futuro, assumindo 400 kN/eixo. Na Figura 8, o Veículo 04 (max) e (min) representam a resistência à flexão das longarinas como função das armaduras negativas e positivas. A resistência à flexão das longarinas variou ao longo do seu comprimento devido à variação das armaduras. A Figura 8 mostra que a resistência à flexão das longarinas é maior que o momento de cálculo causado pelos casos de carregamento atual e futuro. A Figura 9 apresenta a envoltória das forças cortantes de cálculo para os casos de Veículo 01 e 03. Esta figura também mostra a resistência ao esforço cortante das longarinas (Veículo 04) considerando que a sua largura varia ao longo do vão. Mais uma vez é possível verificar que a resistência ao cisalhamento é maior que a força cortante de cálculo para os diferentes casos de carregamento.

### 4.2 Fadiga

Para determinar a vida útil de fadiga das longarinas, inicialmente considerou-se a variação do momento fletor devido à passagem do trem com as características atuais e futuras de carregamento,

**Figura 8 – Momento fletor na longarina**

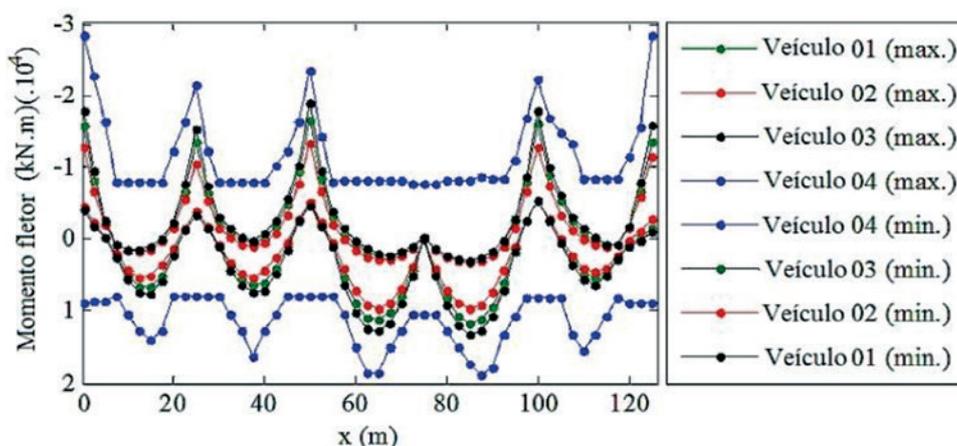
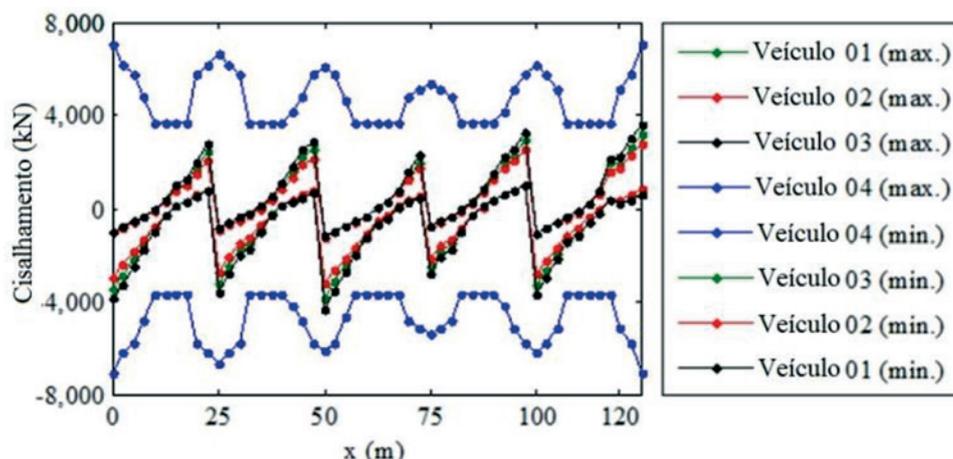


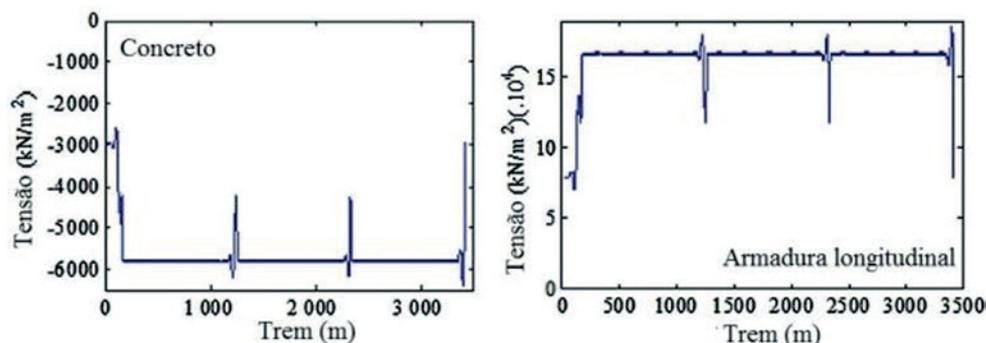
Figura 9 – Força cortante na longarina



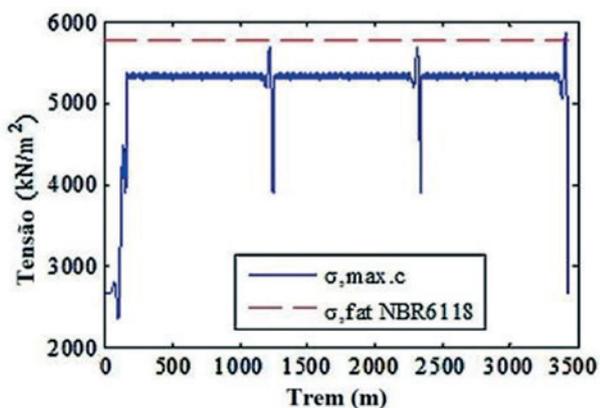
conforme mostra a Tabela 3. A partir da variação do momento fletor foi possível determinar as deformações a partir das tensões em qualquer ponto da seção transversal da longarina. Segundo a NBR 6118 [11] e EC2 [12] devem ser determinadas as tensões máxima e mínima em uma área que não exceda a distância de 300 mm dos extremos da seção transversal. A Figura 10 mostra a tensão de compressão teórica no concreto e a tensão de tração teórica nas armaduras longitudinais da seção próxima do apoio (região mais solicitada), devido à passagem do trem com as características atuais de carregamento. Para uma análise preliminar de fadiga, o critério apresentado pela NBR 6118 [11] foi utilizado. De acordo com esta norma, a verificação do concreto à fadiga é garantida se a tensão de compressão máxima no concreto (corrigida em função do gradiente das tensões de compressão) não exceder uma tensão limite de fadiga de 45% de  $f_{cd} = f_{ck} / 1.4$ . Esta verificação é mostrada na Figura 11, onde a tensão corrigida é apresentada em módulo (valor positivo indica compressão). A tensão limite de fadiga foi calculada em 5.8 MPa, sendo assim, de acordo com a NBR 6118 [11], apenas as tensões provenientes da carga perma-

nente já estariam próximas deste limite na seção transversal mais carregada. É necessário notar que este critério é conservador, uma vez que não considera a variação das tensões e, segundo Leander *et al.* [16], os intervalos de tensão quando calculados com métodos simplificados, cargas e fatores de distribuição resultam em vida útil de fadiga reduzida. Conforme mencionado, deve ser ressaltado que a verificação do estado limite de fadiga proposto pela NBR 6118 [11] é baseado no estado limite de fadiga do EC2 [12] (item 6.7), o qual apresenta três métodos de verificação com diferentes níveis de refinamento e precisão. Infelizmente, para a verificação de fadiga do concreto, a NBR 6118 [11] apresenta somente uma metodologia simples que conduz a resultados conservadores. Diferentemente, o EC2 [12] recomenda a metodologia simplificada apenas como uma análise preliminar se os outros dois métodos mais refinados não são usados. Por esta razão, o critério de fadiga da NBR 6118 [11] não foi atendido e utilizou-se o critério mais refinado do EC2 [12], cujos resultados são apresentados na sequência. No método mais refinado, o EC2 [12] sugere usar o algoritmo *Rain Flow* para contar

Figura 10 – Tensões teóricas na longarina próximo ao apoio



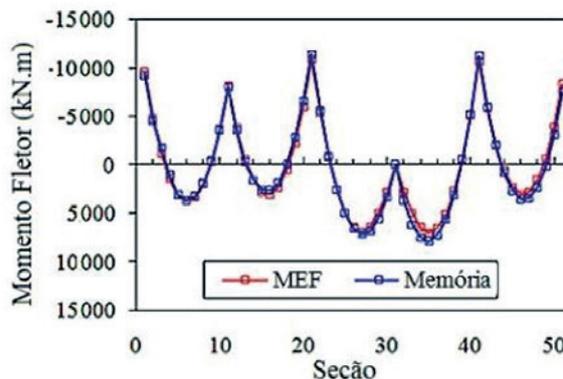
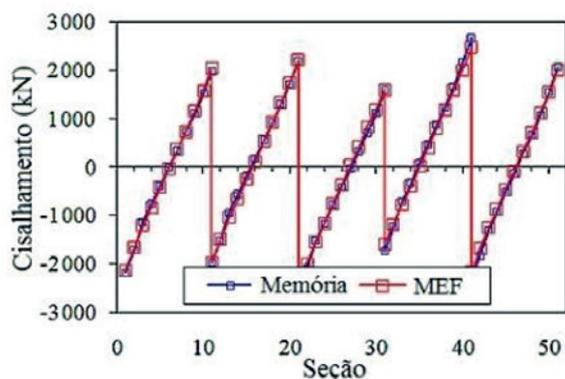
**Figura 11 - Tensão limite de fadiga segundo a norma brasileira**



## 5. Resultados

Para confirmar a convergência do modelo final usando o método dos elementos finitos, os resultados computacionais foram comparados com os resultados da memória de cálculo originais obtidos em 1986. Foi observado que para as longarinas os resultados para a força cortante e momento fletor (Figura 12) devido à carga permanente foram próximos da memória de cálculo. Nesta figura a ponte está dividida em 51 seções ao longo do eixo longitudinal. Quando os efeitos causados pela passagem do trem tipo são considerados, pode ser observado no pilar P2 um valor maior de força axial, com forte convergência entre os resultados da memória de cálculo (Veículo 02) e o modelo computacional (Veículo 01 carregado) para a envoltória máxima, como mostra a Figura 13. As cargas acidentais dos trens consideradas nesta análise referem-se à condição de carregamento atual e futura para os casos carregados (Veículo 03) e descarregados (Veículo 04). Além disto, estes resultados também foram comparados com a carga acidental considerada

**Figura 12 - Força cortante e momento fletor devido ao carregamento permanente**



os ciclos de tensão. Neste algoritmo é possível estabelecer um contador de ciclos de tensões no concreto e no aço da armadura, e assim, a análise de fadiga pode ser realizada utilizando-se uma função de resistência à fadiga e uma curva S-N para encontrar o ciclo de tensão resistente destes materiais (*concreto-aço da armadura*). Para estabelecer resultados mais preciso, deve-se considerar a relação *tensão-deformação*. A vida útil de fadiga é o inverso do dano máximo e é expresso em par de trens (blocos de carga) e em anos, considerando a passagem de 18 trens por dia. A vida útil das características atuais de carregamento é ligeiramente maior que o carregamento futuro, entretanto, é importante salientar que estas vidas úteis foram estimadas usando a resistência característica do concreto especificada em projeto, 18 MPa, para as características atuais e futuras de carregamento dos trens. Além das seções mais solicitadas, outras seções também foram analisadas à fadiga e os resultados relacionados à vida útil indicaram que não há risco estrutural de ruína por fadiga do material, com exceção de uma análise mais rigorosa.

**Figura 13 - Esforços no pilar P2 devido ao carregamento móvel**

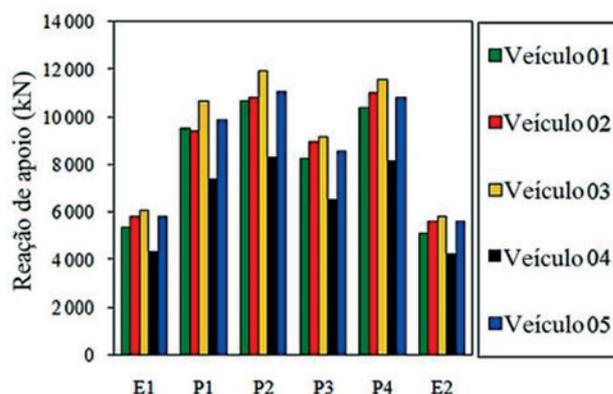
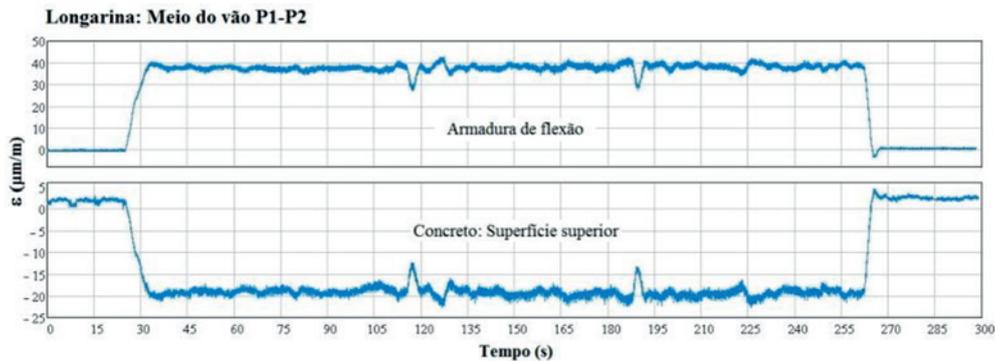


Figura 14 – Histórico de deformações no meio do vão da longarina (P1-P2)



no projeto original da ponte, na qual o trem tipo carregado foi o Cooper E80 (Veículo 05).

Semelhante ao trabalho de Ermopoulos e Spyarakos [17], para verificar a precisão dos resultados obtidos com a análise tridimensional em elementos finitos, os resultados computacionais foram comparados com os resultados experimentais obtidos nas mesmas seções monitoradas com extensômetros. Vários pontos foram instrumentados, mas somente dois pontos da longarina são apresentados, ambos no vão central entre os pilares P1 e P2 e sob a condição de carga operacional do trem (Figura 14). As deformações experimentais foram menores que as encontradas com a análise elástica, provavelmente devido ao comportamento não linear, levando à redistribuição das tensões experimentais ou imprecisões quando se calcula o carregamento teórico e o fator de impacto para alimentar o modelo.

## 6. Conclusões

Considerando as envoltórias de projeto para as cargas permanentes e acidentais, verificou-se que quando se comparam os resultados das características operacionais atuais e futuras dos trens carregados, há acréscimos nas deformações. Entretanto, estas cargas são menores que a resistência de projeto em todas as seções transversais das longarinas. No que diz respeito à vida útil de fadiga, os resultados estimados consideram a resistência à compressão do concreto de projeto (18 MPa) e confirmam a segurança estrutural para ambas as situações operacionais de trem. Entretanto, análises adicionais devem ser realizadas para avaliar-se a resistência ao cisalhamento, às tensões combinadas de *flexo-cisalhamento* e os efeitos da fissuração e da fluência. Os resultados experimentais médios obtidos nos ensaios de compressão axial e módulo de elasticidade do concreto foram maiores que aqueles usados no projeto estrutural. Finalmente, a metodologia aplicada para analisar o comportamento global da estrutura foi satisfatória na ausência de uma análise numérica não linear que considere os danos existentes.

## 7. Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio financeiro da VALE, CAPES, CNPq e IPEAM em todos os estágios deste projeto.

## 8. Referências bibliográficas

- [01] Araujo, M. C.; Cai, S. C. S.; Teixeira, P. W. G. N.; Neiva, V. M. Transversal loadings distribution in precast concrete bridges – evaluation of the transversal beams influence using the NBR 6118:2003 prescriptions, LaDOTD and solid finite element models. *1st National Encounter of Research Design and Production in Concrete*, Sao Carlos, UFSCar., Sao Carlos, CD-Rom, 2005. (in Portuguese)
- [02] Orcesi, A. D.; Frangopol, D. M.; Kim, S. Optimization of a bridge maintenance strategies based on multiple limit states and monitoring. *Engineering Structures*, 32(3), 627-640, 2009.
- [03] Furuta, H. Bridge reliability experiences in Japan. *Engineering Structures*, 20(11), 972-978, 1998.
- [04] Canovas, M.F. Pathology and therapy of reinforced concrete. *Pini*, São Paulo, 1988. (in Portuguese)
- [05] Cascudo, O. The control of corrosion of reinforcement in concrete: electrochemical and inspection techniques. *Pini*, São Paulo, 1997. (in Portuguese)
- [06] Brazilian Association of technical Standards. NBR 7584 – Hardened concrete: evaluation of surface hardness by rebound hammer reflection – test method. *Brazilian Association of technical Standards*, Rio de Janeiro, 2012. (in Portuguese)
- [07] American Society for Testing and Materials. ASTM C42 – Test method for obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete. *American Society for Testing and Materials*, United States, 1991.
- [08] Brazilian Association of technical Standards. NBR 8522 – Concrete: Determination of the elasticity modulus by compression. *Brazilian Association of technical Standards*, Rio de Janeiro, 2008. (in Portuguese)
- [09] Malhotra, V. M. In situ/Nondestructive testing of concrete. *American Concrete Institute*, Detroit, 1984.
- [10] Brazilian Association of technical Standards. NBR 5739 – Concrete: Compression test of cylindrical specimens – method of test. *Brazilian Association of technical Standards*, Rio de Janeiro, 2007. (in Portuguese)
- [11] Brazilian Association of technical Standards. NBR 6118 – Design of concrete structures. *Brazilian Association of*

- technical Standards*, Rio de Janeiro, 2014. (in Portuguese)
- [12] European Committee for Standardization. Eurocode 2 – Design of Concrete Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. *European Committee for Standardization*, Brussels, Belgium, 2004.
- [13] Brazilian Association of technical Standards. NBR 7187 – Reinforced and prestressed concrete bridges – procedure. *Brazilian Association of technical Standards*, Rio de Janeiro, 2003. (in Portuguese)
- [14] Cai, S. C. S.; Deng, L. Identification of parameters of vehicles moving on bridges. *Engineering Structures*, 31(10), 2474-2485, 2009.
- [15] Pfeil, W. Reinforced Concrete Bridges, *Technical and Scientific Books*, Rio de Janeiro, 1985.
- [16] Leander, J.; Andersson, A.; Karoumi, R. Monitoring and enhanced fatigue evaluation of a steel railway bridge. *Engineering Structures*, 32(3), 854-863, 2009.
- [17] Ermopoulos, J; Spyrakos, C. C. Validated analysis and strengthening of a 19th century railway bridge. *Engineering Structures*, 28, 783-792, 2006.