

# **Análise da Força Longitudinal devida à Frenagem considerada pela NBR7187 (2003) através de Estudo de Caso**

## **Analysis of the Braking Longitudinal Force considered by NBR7187 (2003) through a Case Study**

### ***Resumo***

Neste trabalho foi analisado o comportamento mecânico de uma ponte rodoferroviária com o cálculo através do Método dos Elementos Finitos e com o monitoramento com extensometria das deformações obtidas durante sua operação. Para representar as situações que ocorrem em sua operação, foram feitos testes com frenagem de trem. São apresentados os resultados do monitoramento da seção transversal da base do pilar P15 da ponte. Com base nos dados obtidos, foi verificado que as deformações ocorridas durante os testes não estão de acordo com o calculado pelo método numérico e o prescrito na norma NBR 7187(2003). Foi feita a comparação entre o comportamento real da estrutura, registrado experimentalmente através da extensometria, e a previsão numérica a partir do projeto idealizado. A partir dessa comparação, verificou-se que o valor da força longitudinal devida à frenagem recomendado pela norma parece não estar adequado.

### ***Abstract***

This paper analyzed the mechanical behavior of a railway bridge by the Finite Element Method and by monitoring with extensometry of the strains measured during its operation. To represent the situations that occur in its operation, tests were made with train braking. The results of monitoring of cross section of base of column P15 of the bridge are presented. Based on the obtained data, the check that the deformations occurring during the tests are not in accordance with the calculated number by the method and the prescribed in NBR 7187(2003) was made. The comparison between the real behavior of the structure, recorded experimentally through extensometry and the numerical forecast and its

---

assumptions from the project conceived was done. From this comparison, it verified that the value of longitudinal force due to braking recommended by the standard doesn't seem appropriate.

**Palavras-chave:** *Frenagem ferroviária. Ponte rodoferroviária. NBR 7187 (2003). Extensometria. Pontes..*

**Keywords:** *Railway Braking. Railway Bridge. NBR 7187 (2003). Extensometry. Bridges.*

## 1 Introdução

A integridade estrutural de uma estrutura deve ser regularmente analisada ao longo de sua vida útil a fim de evitar possíveis problemas causados por imperfeições geométricas, recalques diferenciais, erros de projeto ou de construção. A melhor maneira de se atestar a inexistência de problemas estruturais é através de métodos não destrutivos, pois como o próprio nome diz, não causam danos à estrutura. Um desses métodos é a extensometria que é uma técnica de monitoramento de deformações. Essa técnica foi utilizada numa ponte rodoferroviária, objeto de estudo deste artigo.

A passagem de trens sobre uma ponte causa tensões na estrutura que podem ser calculadas a partir do conhecimento das deformações em pontos previamente definidos. E a partir do conhecimento da geometria de uma seção, podem ser calculados os momentos e as cargas que causaram essas deformações.

Para a questão da frenagem, o principal motivo do monitoramento é a determinação da tensão que é transmitida para as ancoragens mecânicas instaladas nos pontos de ancoragem de uma ponte em estrutura mista.

Durante a passagem do trem sobre a ponte, a superestrutura tem suas seções trabalhando alternadamente à tração e à compressão, à medida que o trem atinge mais trechos da ponte.

Devido à alternância de esforços ao longo da ponte, faz-se necessário o monitoramento das deformações em seções estratégicas durante os testes. Para isso, utiliza-se a extensometria.

A extensometria é uma técnica utilizada para, entre outras finalidades, a medida e o registro experimental das deformações/tensões em estruturas metálicas ou de concreto armado sob carregamento ou gradiente térmico. As deformações em várias partes de uma estrutura real, sob condições de serviço, podem ser medidas com precisão, mantendo-se os carregamentos em níveis de solicitação compatíveis com a sua capacidade portante, sem danificá-la. Isto permite uma análise quantitativa da distribuição de deformações sob condições reais de operação.

---

Na região elástica do diagrama tensão-deformação de um dado material, sendo a tensão diretamente proporcional à deformação pode-se determiná-la em uma dada seção de um elemento estrutural através da deformação medida multiplicada pelo módulo de elasticidade do material ( $E$ ).

Com as informações citadas, conclui-se que por meio da extensometria pode-se monitorar a distribuição da variação das tensões ao longo das seções de uma ponte durante a sua operação a partir das deformações medidas e registradas de forma digital.

Para analisar o comportamento teórico da estrutura e, a partir daí, comparar os valores de deformações calculados com os medidos com a extensometria, torna-se necessário o cálculo das tensões/deformações através de um método numérico. O método utilizado neste trabalho foi o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Na Engenharia de Estruturas, o Método dos Elementos Finitos (MEF) é utilizado para a determinação do estado de tensão e de deformação de um sólido de geometria arbitrária sujeito a ações exteriores, uma estrutura. Este tipo de cálculo é conhecido por “análise de estruturas” e surge, por exemplo, no estudo de edifícios, pontes, barragens, etc.

Todo fenômeno físico da natureza pode ser avaliado com certo grau de precisão desde que o modelo físico-matemático adotado para representá-lo descreva adequadamente o comportamento que se quer analisar. De uma forma geral, pode-se expressar tal modelo por meio de uma ou mais equações diferenciais ou integrais. Através da solução dessas equações podem-se encontrar as relações explícitas de comportamento entre as diversas grandezas envolvidas no problema.

Por isso, é possível analisar o comportamento da ponte estudada durante a realização dos testes elaborando um modelo físico-matemático utilizando o MEF para representá-la e inserindo os carregamentos reais e conhecidos.

### **1.1 Objetivos**

Este trabalho tem como objetivo geral analisar o comportamento mecânico, por meio do monitoramento das deformações ocorridas na seção transversal da base de um pilar da ponte rodoferroviária durante sua operação.

Como objetivos específicos deste trabalho têm-se: analisar a distribuição real de tensões na seção monitorada durante sua operação, analisar o comportamento teórico da estrutura da ponte quando sob a influência das cargas conhecidas de acordo com a norma NBR 7187(2003)

e comparar com o real e a partir daí verificar se o valor da força longitudinal devida à frenagem, considerada pela norma, está adequado.

## ***1.2 Justificativa***

Existem momentos em que se torna necessário o conhecimento da capacidade portante de uma ponte ferroviária para que trens com maior carga (vagões mais pesados ou composição com maior comprimento) possam trafegar por ela com segurança.

A capacidade portante de uma ponte ferroviária pode ser determinada através de ensaios, desde que se tenha um trem com características definidas em um determinado trecho da via.

Entretanto, além das dificuldades de se dispor de um trem e uma via comercial para a realização de ensaios, em muitos casos essa solução é inviável por não existirem nem o trem e nem a via como no caso de um sistema de transporte ferroviário ainda na fase de projeto, ou no caso de investigação de velocidades limites para trens existentes onde determinadas condições de ensaio podem levar à perda de controle do trem, com consequentes riscos e prejuízos.

Necessita-se, portanto, da utilização de um processo de simulação confiável que permita realizar os ensaios que forem necessários para a otimização de um determinado sistema com rapidez e segurança, ou para simular diversas condições possíveis para selecionar a mais adequada.

Porém, esse processo de simulação não é mais preciso do que a realização de ensaios reais, ou seja, com um trem com as características necessárias e na via de estudo. Este artigo tem sua importância na dificuldade em se conseguir realizar os ensaios citados neste trabalho. Os ensaios necessitaram de muita logística para que a realização desses interferisse o menos possível na operação da ferrovia.

Os ensaios citados neste trabalho ocorreram por partes. Os trens passaram e frenaram na ponte com velocidades e cargas diferentes. Além disso, a composição dos trens (tipos e quantidades de vagão e locomotiva) também diferiu ao longo dos testes/ensaios. Por se tratar de uma ponte com grande fluxo de transporte de materiais e de pessoas, a realização desses testes/ensaios foi planejada de forma a minimizar os prejuízos de tempo causados pelas frenagens e mudanças de velocidade. As velocidades dos trens não ultrapassaram as

velocidades mínima e máxima de operação da ferrovia (definidas pela empresa responsável pela ferrovia) para não causar danos à estrutura da ponte e nem às locomotivas.

Além disso, este trabalho trata de testes realizados com o trem considerado o maior do mundo, o que torna esses ensaios ainda mais importantes.

Não foi encontrado registro no meio científico de monitoramento com extensometria de uma ponte rodoferroviária durante passagens e frenagens de trem com cargas e velocidades variáveis.

Sendo assim, a análise e a publicação desses dados são de fundamental importância para o meio técnico e o meio acadêmico, no que se refere ao dimensionamento de pontes, uma vez que apresenta bases para o início de uma discussão acerca do valor recomendado pela norma brasileira para a carga devido à frenagem de trens.

### ***1.3 Metodologia***

A metodologia utilizada para se conhecer a distribuição real de tensões ocorridas na seção do pilar da ponte durante sua operação foi analisar as deformações medidas e depois, conhecendo-se o módulo de elasticidade do aço utilizado na construção da estrutura, calcular as respectivas tensões.

Para analisar o comportamento teórico da ponte foi feito o cálculo dessas tensões através do método numérico conhecido como Método dos Elementos Finitos, introduzindo as características geométricas, dos materiais, de carregamento e de restrições de movimento no modelo criado para representar a estrutura da ponte.

Para isso, foi modelado um dos cinco trechos da ponte, já que cada um trabalha independentemente dos outros. O trecho escolhido apresentou menos dificuldades em sua modelagem em relação aos outros, onde estão os encontros e o arco auxiliar.

Este trabalho baseou-se nos resultados obtidos junto ao monitoramento realizado entre Novembro de 2011 e Agosto de 2012, pela AJL Engenharia, das deformações nas seções da ponte rodoferroviária, bem como nas deformações calculadas numericamente e na revisão de literatura.

---

As tensões verificadas na seção estudada foram comparadas com as tensões calculadas pela análise numérica levando em conta o prescrito na norma NBR 7187(2003) e, sempre que possível, analisadas a partir de considerações teóricas embasadas em literatura técnica.

## 2 Objeto de Estudo

A ponte rodoferroviária é parte de uma estrada de ferro que é responsável pela operação do maior trem do mundo, com mais de três quilômetros de extensão. Possui uma largura total de 19,40m e extensão total de 2344m. Sua superestrutura é definida por um caixão metálico unicelular encimado por tabuleiro de concreto protendido em seu sentido longitudinal, trabalhando de forma mista possuindo 6,00 m de largura, onde se acomoda todo o leito ferroviário.

Além de uma ferrovia, por ela também passa uma rodovia estadual. As pistas laterais rodoviárias são constituídas a partir de mãos francesas que saem acopladas por parafusos no caixão central, suportando vigas transversais metálicas a cada 11m que por sua vez são encimadas por tabuleiro com vigas mistas, sendo sua laje também protendida. A largura total de cada seção rodoviária é de 6,00 m, incluindo seus guarda rodas (ver Figura 1).

A estrutura monitorada consiste em uma ponte rodoferroviária, subdividida em cinco trechos de 550m, 550m, 165m, 550m e 465m totalizando 2344m de extensão. Todos os vãos tem comprimento de 55m, exceto no trecho de 165m, que possui um vão central navegável com 77m, dotado de um arco auxiliar superior, com vãos adjacentes de 44m cada. A ponte possui, na parte ferroviária, uma seção central em caixão metálico (aço especial anticorrosivo SAC-50, Classe II) com tabuleiro em concreto armado no vão e protendido no apoio, caracterizando uma estrutura mista. As pistas rodoviárias foram realizadas utilizando o processo de “mão francesa” e grelha mista e são fixadas nos pontos enrijecidos transversalmente do caixão.

Os pilares são de concreto armado com seção transversal celular e foram executados utilizando-se formas deslizantes [3].

A Ponte foi construída através do método de lançamento incremental onde toda a superestrutura, com os pilares já construídos, é empurrada longitudinalmente, por meio de macacos especiais, capazes de imprimir-lhe movimentos horizontais e verticais.

Em seu sentido longitudinal é subdividida por juntas em cinco trechos.

A Figura 2 mostra um esquema geral da ponte. As letras (A) a (E) referem-se, respectivamente, aos trechos 1 a 5.

O trecho 2, trecho modelado, tem 550 m de extensão a partir da junta de expansão do pilar P10 até a outra junta de expansão do pilar P20. O ponto fixo ou de ancoragem dos esforços longitudinais deste trecho é o pilar P15 (pilar monitorado) com altura de 21,85m, possuindo seção transversal vazada com dimensões externas de 10,00 m x 7,50m, possuindo internamente paredes que definem oito câmeras. Estas dimensões provêm capacidade portante significativa ao pilar, para resistir aos esforços cortantes e momentos fletores oriundos dos esforços de frenagem e aceleração tanto da ferrovia quanto da rodovia.

Os pilares P11 a P14 e P16 a P20, possuem seção transversal vazada, com dimensões externas de 6,00m por 1,50 m. Esses pilares possuem as faces transversais ao rio arredondadas com o objetivo de minimização dos esforços de correnteza além de dificultar o aprisionamento de objetos flutuantes., possuindo altura variando entre 23m e 24m.

O sistema de ancoragem do pilar P15 é formado por chumbadores e chaves de cisalhamento responsáveis pela transferência dos esforços longitudinais da superestrutura ao pilar.

O monitoramento da ponte foi realizado com a instalação de extensômetros elétricos. A aquisição de dados foi feita utilizando sistemas de aquisição de dados e softwares fornecidos pela Empresa Lynx Tecnologia. O software utilizado para a aquisição e o posterior tratamento dos dados foi o AqDados<sup>®</sup>. O módulo de análise e processamento de sinais que acompanha esse software é o AqDAnalysis<sup>®</sup>. A versão utilizada foi a 7.2. Os equipamentos chamados sistemas de aquisição de dados utilizados no monitoramento foram do modelo ADS2000 com condicionador AI2161.

A Figura 3 apresenta a localização dos extensômetros cujas deformações são analisadas neste trabalho, ou seja, dos extensômetros instalados no pilar-encontro P15.

Para a instalação dos extensômetros nas armaduras do pilar, foi empregado o seguinte procedimento:

- a) Determinação da posição da barra de aço a ser instrumentada com pacômetro;
- b) Delimitação com serra mármore da região do concreto a ser retirada;
- c) Remoção da camada de recobrimento de concreto com talhadeira ou martetele elétrico;

- d) Lixamento da armadura para remoção de mossas, com lixadeira elétrica;
- e) Lixamento da armadura com lixa manual;
- f) Limpeza da armadura com álcool isopropílico;
- g) Fixação do extensômetro elétrico de resistência, com adesivo a base de éster de cianoacrilato (cola super bonder);
- h) Soldagem dos cabos, com ligação a três fios;
- i) Isolamento elétrico da fiação com fita isolante;
- j) Proteção mecânica com adesivo a base de resina epóxi;
- k) Verificação do funcionamento do extensômetro com multímetro e sistema de aquisição de dados;
- l) Fechamento da abertura com utilização de graute.

### 3 Resultados e discussões

Na Figura 4, são mostrados os gráficos resultantes do monitoramento realizado na ponte rododiferroviária. A partir dos gráficos, foram retirados os valores de variação máxima de deformação e calculados os valores de tensão correspondentes, que estão resumidos na Tabela 1. Como foi dito anteriormente, neste trabalho são comparadas apenas as deformações resultantes da frenagem de trem carregado monitoradas no trecho 2. As ordenadas dos gráficos são as deformações específicas em  $\mu$  e as abscissas são os minutos de duração da passagem do trem pelo pilar. Os gráficos estão iniciando em zero para que a análise seja mais simples e rápida visualizando sem problemas a variação de deformação em relação ao início do gráfico. Além disso, os gráficos são referentes apenas ao momento da passagem do trem, pois não é importante para este trabalho as leituras anteriores nem posteriores. Na Figura 4 estão os gráficos de extensômetros instalados na seção a dois metros da base do pilar P15 durante frenagem de trem carregado com o peso total igual a 39282tf.

Pode-se observar, pela Tabela 1, que os valores das variações de deformação nos extensômetros 1 e 2 são muito próximos, assim como os valores dos extensômetros 3 e 4, demonstrando que o momento fletor na direção transversal ao tráfego é equivalente a 25% do momento fletor na direção longitudinal da ponte, o que é comprovado pelos cálculos posteriores.



Além disso, a partir do conhecimento das posições dos extensômetros, pode-se inferir o sentido da força de frenagem como sendo do pilar P16 para o pilar P14, pois, somente nesse sentido seria possível causar maior deformação decorrente de uma maior compressão nos extensômetros 1 e 2. Esse sentido está correto, pois sabe-se que esses gráficos foram gerados a partir do monitoramento da frenagem de um trem carregado, o que só ocorre no sentido Encontro E2 → Encontro E1 para que o minério de ferro extraído seja exportado pelo porto.

As variações de deformação apresentadas pela tabela são resultantes da carga vertical devido ao peso do trem e do minério de ferro e à carga horizontal devido à frenagem do trem. Para calcular a parcela de deformação resultante do momento fletor, procedeu-se da seguinte forma:

1. Três extensômetros foram selecionados (E1P15B, E2P15B e E3P15B);
2. Um sistema de equações foi montado com as variações de deformação apresentadas pelos extensômetros selecionados onde as incógnitas são as parcelas devido ao esforço normal  $b$ , devido ao momento fletor na direção transversal ao eixo da ponte  $c$  e devido ao momento fletor na direção longitudinal da ponte  $a$ . O sistema mostrado foi montado baseado na Figura 5 onde estão os diagramas das deformações correspondentes aos esforços atuantes na seção do pilar P15 com a disposição dos extensômetros;

$$\begin{cases} a - b + c = s_1 = -13 \\ a - b - c = s_2 = -14 \\ -a - b - c = s_3 = -10 \end{cases}$$

3. O sistema de equações foi resolvido resultando em:  $a = 2,0\mu$ ,  $b = 11,5\mu$  e  $c = 0,5\mu$  confirmando a relação de  $\frac{1}{4}$  entre o momento fletor transversal e o momento fletor longitudinal.

Depois de calculada a parcela de deformação devido ao momento fletor, pode-se calcular a tensão correspondente multiplicando pelo módulo de elasticidade do aço CA50  $E=200\text{GPa}$  resultando na tensão  $\sigma = 0,4\text{MPa}$ .

Antes de expor os valores das deformações calculadas é imprescindível explicar como esses valores foram obtidos e quais as simplificações usadas para obtê-los.

---

Para calcular os valores das deformações teóricas levando em conta as considerações da NBR7187 (2003), o trecho 2 da ponte foi modelado num software que utiliza o método dos elementos finitos em seus cálculos. A escolha do software utilizado neste trabalho se deu devido à sua facilidade de manuseio e por ser um programa muito utilizado no projeto de pontes. Não foi necessária a utilização de software específico de pontes, uma vez que este trabalho não teve como objetivo projetar uma ponte e sim fazer uma análise simples de uma ponte já existente.

Para que esse trabalho pudesse ser elaborado foram necessárias simplificações que reduziram substancialmente o tempo gasto com a modelagem, mas com pouca interferência nos resultados analisados.

Como a ponte é constituída de cinco trechos estruturalmente independentes, não foi necessária a modelagem da ponte completa, podendo modelar apenas um trecho. Foi escolhido o trecho com mais facilidade de ser modelado, o trecho 2. Esse trecho foi considerado o mais fácil de modelar por não ter encontros como os trechos 1 e 5 nem arco como o trecho 3. O trecho 4 poderia ser escolhido por ter um vão a menos que o trecho 2, mas apenas um pilar desse trecho foi monitorado.

Uma vez escolhido o trecho a ser modelado, iniciou-se a modelagem com os pilares de alturas variáveis como visto na Tabela 2. Os pilares foram representados por barras com valor de momento de inércia definido de acordo com as seções dos pilares, mostradas na Figura 6.

A superestrutura da ponte também foi modelada como barra. E, da mesma forma, essa barra tem o valor de momento de inércia calculado para o caixão metálico juntamente com o tabuleiro de concreto. Não é necessário que as barras tenham mesmo peso próprio que os elementos da ponte porque essa carga não interfere na variação de deformação durante a frenagem do trem.

Para representar os aparelhos de apoio do tipo elastômero no topo dos pilares, a ligação entre os pilares e o caixão metálico foi modelada de modo a permitir rotação entre o caixão e os pilares. Dessa forma, não há engastamento entre o caixão e os pilares.

Depois de modelado o trecho 2, foi inserida a carga horizontal relativa a frenagem em todo o trecho considerando uma desaceleração de 15% como recomenda a NBR7187 (2003). A ponte é utilizada principalmente para o transporte de minério de ferro e de manganês além do transporte de pessoas. Dessa forma, de acordo com a NBR7187 (2003), o trem-tipo a ser considerado foi o TB360. O coeficiente de impacto considerado foi igual a 1,28.

---

O objetivo principal deste trabalho é comparar as deformações calculadas com as deformações medidas. Para isso, a comparação deve ser feita considerando a mesma situação no modelo e na estrutura real. Os gráficos apresentados são referentes apenas ao momento em que o trem está passando e freando carregado sobre o trecho monitorado. Como o tempo em que o trem leva para passar por um trecho é de no máximo 10 minutos, neste momento as únicas cargas com efeito relevante que tem seu valor variando é a de frenagem e a devido ao peso do trem. Dessa forma, no modelo criado no software foram inseridas apenas essas cargas. Assim, foram comparadas as variações de deformações entre o instante em que não há trem sobre o trecho e o instante em que o trem preenche todo o trecho, momento em que ocorre as maiores deformações.

A carga centrífuga não atua sobre a ponte porque não existe curva no trecho 2. Foi considerado que durante o tempo representado nos gráficos o vento não casou efeito relevante (foi verificada a inexistência de ventos no dia do teste) na base dos pilares e nem a temperatura, uma vez que não houve tempo para que ocorresse grande variação. As outras cargas não variaram durante o monitoramento, desta forma não influenciaram nas variações de deformação medidas e, por isso, não foram inseridas no modelo. As cargas referentes a passagem de veículos na rodovia foram desconsideradas uma vez que os veículos que por ali passam quando comparados aos trens exercem muito pouca influência nas deformações medidas. Isso foi verificado durante a realização dos testes. Por fim, o choque lateral não foi considerado por esta se tratar de uma carga transversal ao eixo da ponte que não interfere no momento fletor na direção analisada que é a direção y (direção do eixo da ponte).

Depois de modelada a estrutura do trecho 2 e inseridas as cargas, realizou-se a análise e por fim, foi retirado o valor de momento fletor na base das barras que representam os pilares. Para calcular a deformação causada por esse momento fletor dado pelo software, calculou-se a tensão normal e a partir daí a consequente deformação.

A análise realizada foi elástica por não apresentar tensões ao longo do trecho maior que a tensão de escoamento. Por isso, os cálculos foram realizados utilizando a Lei de Hooke. Isso se confirmará mais adiante.

Antes de inserir as barras no modelo, foram calculados os momentos de inércia das seções mostradas nas Figuras citadas. A direção importante para a análise é a longitudinal (direção do fluxo de veículos). Os pilares P10 a P14 e P16 a P20 possuem momento de inércia igual a  $1,15\text{m}^4$  enquanto o pilar fixo P15 possui momento de inércia igual a  $143,7\text{m}^4$ .

O concreto utilizado na fabricação dos pilares tem  $f_{ck}$  igual a 25MPa. Na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal pode ser adotado um módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de elasticidade secante que é calculado através da Equação 1 [7]:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{25} = 23800 \text{MPa}$$

Desta forma, o valor do módulo de elasticidade utilizado para o cálculo da rigidez dos pilares foi igual a 23800MPa.

Além disso, a referida norma diz que, considerando que as tensões de compressão não excederão 50% da resistência à compressão e as de tração não excederão  $f_{ct}$  (resistência à tração) pode-se tomar 0,2 como sendo o valor do coeficiente de poisson  $\nu$ .

O esforço de frenagem inserido no modelo da ponte desenvolvido no software correspondeu a 15% da carga vertical do trem-tipo TB360 utilizado no caso de transporte de minério de ferro e já mostrado anteriormente, como mostra a Equação 2:

$$Frenagem = 360 \cdot 4 + 120 \cdot (550 - 8) \cdot 0,15 = 9972 \text{kN}$$

O valor de variação de deformação foi calculado a partir do momento fletor retirado do diagrama gerado pelo software de elementos finitos utilizado.

A partir do diagrama apresentado, foi obtido o valor do momento fletor devido a frenagem a 2m da base do pilar P15 igual a 197932 kNm. Esse valor é decorrente apenas da carga de frenagem, pois a ligação entre o pilar e a superestrutura é rotulada, ou seja, não existe a transferência de momento entre eles. Dessa forma, o momento causado pela carga vertical do trem-tipo não é transmitido para o pilar. Através da Equação 3, calculou-se a tensão normal correspondente utilizando os dados da seção homogeneizada ( $I=31,3\text{m}^4$  e  $c=5,16\text{m}$ ).

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{197932 \text{kN} \cdot \text{m} \cdot 5,16 \text{m}}{31,3 \text{m}^4} \cong \frac{32628 \text{kN}}{\text{m}^2} = 33 \text{MPa}$$

A partir da tensão normal causada nas armaduras mais distantes do centroide, foi calculada a deformação específica através da Equação 4:

$$s_{teórico} = \frac{\sigma}{E} = \frac{32628 \text{kN/m}^2}{200 \cdot 10^6 \text{kN/m}^2} \cong 163 \cdot 10^{-6} \equiv 163 \mu$$

Dessa forma, tem-se que a deformação esperada para a frenagem do trem-tipo TB360 causada a 2m da base do pilar P15 é igual a 163 $\mu$ . O valor de variação de deformação devido ao momento fletor medida pelos extensômetros instalados em quatro dos seis cantos do pilar P15 será comparado com  $\epsilon_{\text{teórico}}=163\mu$ .

O maior valor de momento fletor M no caixão metálico apresentado devido ao trem-tipo TB360 foi igual a 58073kNm. O momento de inércia em torno de x  $I_x$  calculado para o caixão metálico considerando também o concreto da estrutura mista foi igual a 2,43m<sup>4</sup>, a posição da linha neutra y foi igual a 3,24m e a área A igual a 0,7m<sup>2</sup>. Sendo assim, a tensão normal causada por esse momento fletor foi calculada a partir da Equação 5:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{58073 \cdot 3,24}{2,43} \cong 77431 \text{ kN/m}^2 \cong 77 \text{ MPa}$$

Considerando o esforço horizontal de frenagem igual a 9972kN aplicado no topo dos trilhos, tem-se uma tensão normal igual a:

$$\sigma = \frac{9972 \text{ kN}}{0,7 \text{ m}^2} + \frac{9972 \text{ kN} \cdot (4,8 - 3,24) \text{ m}}{2,43 \text{ m}^4} = 20648 \text{ kN/m}^2 = 20,6 \text{ MPa}$$

A tensão de escoamento do aço USI-SAC-350 utilizado na fabricação do caixão metálico é igual a 350 MPa. A maior tensão normal exercida no caixão metálico (98,1MPa) equivale a aproximadamente 28% da tensão de escoamento. Os valores de tensão nos outros 10 pilares foram irrelevantes. Desta forma, fica justificada a aplicação da Lei de Hooke nos cálculos realizados.

O valor de variação de deformação medida foi igual a  $\Delta\epsilon = 2\mu$ , o que equivale a um momento de  $M = 15328\text{kNm}$  proveniente de um esforço de frenagem de 772kN, que corresponde a apenas 7,7% do valor calculado pela norma brasileira.

Observa-se que o valor de variação de deformação calculado foi cerca de 82 vezes maior que o valor de variação de deformação medido, confirmando o questionamento inicial sobre o valor exagerado do esforço de frenagem considerado pela norma NBR7187 (2003).

Ressalta-se que o trem utilizado no teste tem o maior comprimento do mundo, com 330 vagões. Ainda assim, as deformações medidas durante a frenagem desse trem sobre a ponte

---

nem sequer se aproximaram das deformações calculadas segundo as considerações da NBR7187 (2003).

Outra observação importante é a de que o trem realizou a frenagem sobre a ponte sem reduzir sua velocidade a zero. Sendo assim não aplicou o freio de emergência que induziria uma carga maior no pilar-encontro devido a uma maior força de frenagem. Isso não foi possível devido às limitações decorrentes da logística de operação da ferrovia.

Também é necessário enfatizar que, na realidade, a frenagem do trem ocorre de forma distribuída, pois, como foi dito anteriormente, a responsabilidade da frenagem não é unicamente das locomotivas e, sim, dos vagões também.

O esforço de frenagem calculado pela AREMA para o projeto dessa ponte foi igual a  $9825\text{kN} = (200 + 17,5 \cdot 550)$  para o trecho 2. Se fosse utilizado o Eurocode EN1991-2 o valor do esforço de frenagem seria igual a  $20 \cdot 550 = 11000\text{ kN}$ . A Tabela 3 resume os valores da força de frenagem medido, calculado pela NBR7187, calculado pela AREMA e calculado pelo Eurocode.

## 4 Conclusões

A seguir estão listadas as principais conclusões deste estudo:

- Verificou-se que há grande diferença entre os valores de deformação calculados através do software de elementos finitos seguindo as prescrições da NBR7187 (2003) e os valores de deformação medidos pelo monitoramento com extensometria nas armaduras dos cantos do pilar-encontro do trecho 2 devido a frenagem de trens na ponte rodoferroviária. Isso se deve à consideração da norma de 15% da carga de trem-tipo para a força de frenagem, um valor que se mostrou exagerado até mesmo em comparação com deformações medidas durante a passagem de trem com grande quantidade de vagões.
- Os valores esperados para as deformações na fase de projeto são sempre maiores que os valores de deformação medidos uma vez que em projeto é feita uma série de simplificações devido a grande complexidade do carregamento a que a ponte está sujeita. Mas os valores calculados neste trabalho excederam os valores medidos exageradamente mostrando que a NBR7187 (2003) deve ser revisada afim de que as

pontes brasileiras sejam projetadas de maneira mais eficiente, com mais economia de material já que os esforços calculados serão menores e mais próximos da realidade.

- Pode-se concluir que a consideração da norma NBR7187 (2003) para a força longitudinal devido à frenagem está inadequada, necessitando de uma análise mais aprofundada com a realização de mais ensaios que deem fundamentação experimental para o desenvolvimento de um novo método teórico para o cálculo dessa força.
- Verifica-se que o esforço de frenagem calculado pela norma brasileira NBR7187 (2003) analisada por este trabalho está próximo daqueles calculados pela norma americana e a norma europeia. Ou seja, se o esforço de frenagem calculado pela norma brasileira se mostrou exagerado, os valores calculados pelas outras normas citadas, apesar de utilizarem outras formulações para chegarem aos valores, também estão exagerando em seus cálculos.
- Porém, é importante dizer que o trem não aplicou o freio de emergência, o que induziria uma carga maior no pilar-encontro devido a uma maior força de frenagem. Quando se está projetando uma estrutura, deve-se garantir que ela suporte até mesmo as cargas excepcionais, como já foi dito. Desta forma, os esforços exagerados das normas citadas são devido a consideração dessa e de outras situações em que a estrutura é submetida a cargas muito grandes.
- Não se pode concluir, a partir apenas desta dissertação, que as normas citadas devem ser modificadas. Mas, as observações feitas podem ser usadas para incentivar o desenvolvimento de novos trabalhos sobre os efeitos da força de frenagem na estrutura de pontes ferroviárias e, a partir daí, analisar mais profundamente se os esforços calculados pelas normas estão adequados.

## 5 Agradecimentos

As autoras agradecem o apoio financeiro que possibilitou a elaboração da dissertação da qual partiu esse artigo, dado pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES e à AJL Engenharia, empresa responsável pelo monitoramento dos testes na ponte pela disponibilização dos dados utilizados.

---

## 6 Referências bibliográficas

- [1] AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES (ANTT) – Transporte Ferroviário. Disponível em: <<http://www.antt.gov.br/passageiro/apresentacaopas.asp>> Acesso em: 09 dez. 2011.
- [2] LEITE, Antônio João Fraga Pereira. Monitoramento com extensometria da ponte sobre o rio... – Relatório Técnico. Salvador, 2011.
- [3] MASON, Jayme; CASTRO, Fernando Cardoso de. Ponte sobre o rio... Publicação Técnica da Companhia Vale do Rio Doce. Vol. 7, nº 24. Junho, 1986.
- [4] AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE-OF-WAY ASSOCIATION (AREMA) – Manual for Railway Engineering. Lanham, 2012. v. 2.
- [5] COMITÉ EUROPEEN DE NORMALISATION. EN 1991-2: Eurocode 1: actions on structures - part 2: traffic loads on bridges. Bruxelas, 2002. 162 p.
- [6] MASON, Consultoria e Projetos Ltda. Plantas diversas. 1982.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 6118 (2007) – Projeto de estruturas de concreto armado – procedimento. Rio de Janeiro, 2007.



**TABELAS****Tabela 1 Resumo das variações de deformação e de tensão dos extensômetros do pilar P15.**

Extensômetro	Variação de Deformação ( $\Delta\epsilon$ )	Variação de Tensão ( $\Delta\sigma$ )
E1P15B	-13 $\mu$	2,6 MPa
E2P15B	-14 $\mu$	2,8 MPa
E3P15B	-10 $\mu$	2,0 MPa
E4P15B	-9 $\mu$	1,8 MPa

**Tabela 2 Altura dos pilares do trecho 2.**

PILAR	Altura (cm)
P10	2326,3
P11	2398,8
P12	2402,9
P13	2405,0
P14	2405,0
P15	2185,0
P16	2405,0
P17	2405,0
P18	2405,0
P19	2405,0
P20	2405,0

**Tabela 3 Comparação dos valores do esforço de frenagem.**

	Extensometria	NBR7187	% (Ext./NBR)	AREMA	Eurocode
Força de Frenagem (kN)	772	9972	7,74	9825	11000

## FIGURAS

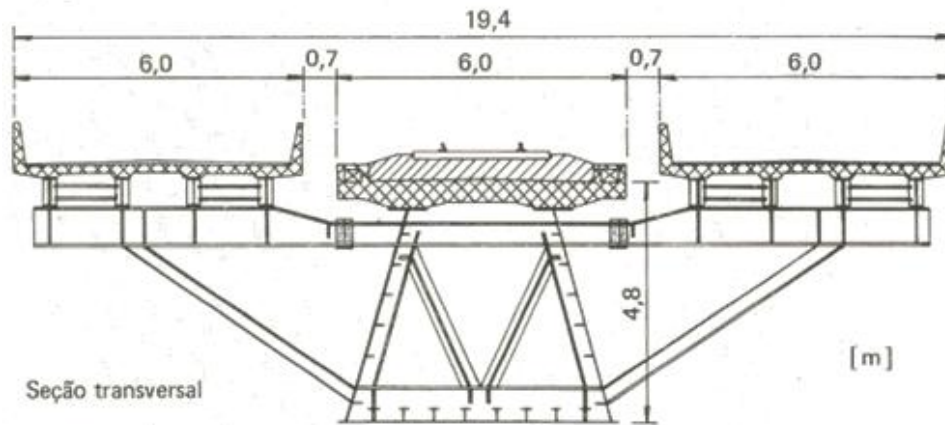


Figura 1. Seção transversal da ponte com as pistas rodoviárias [3].

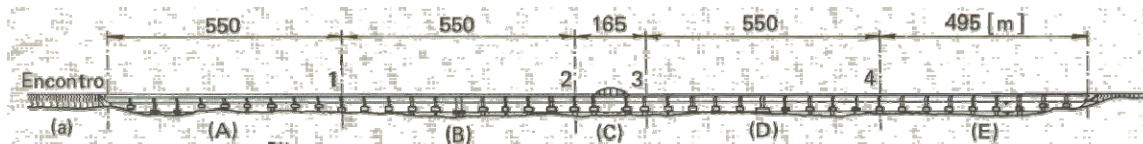


Figura 2. Esquema geral da ponte com as subdivisões [3].

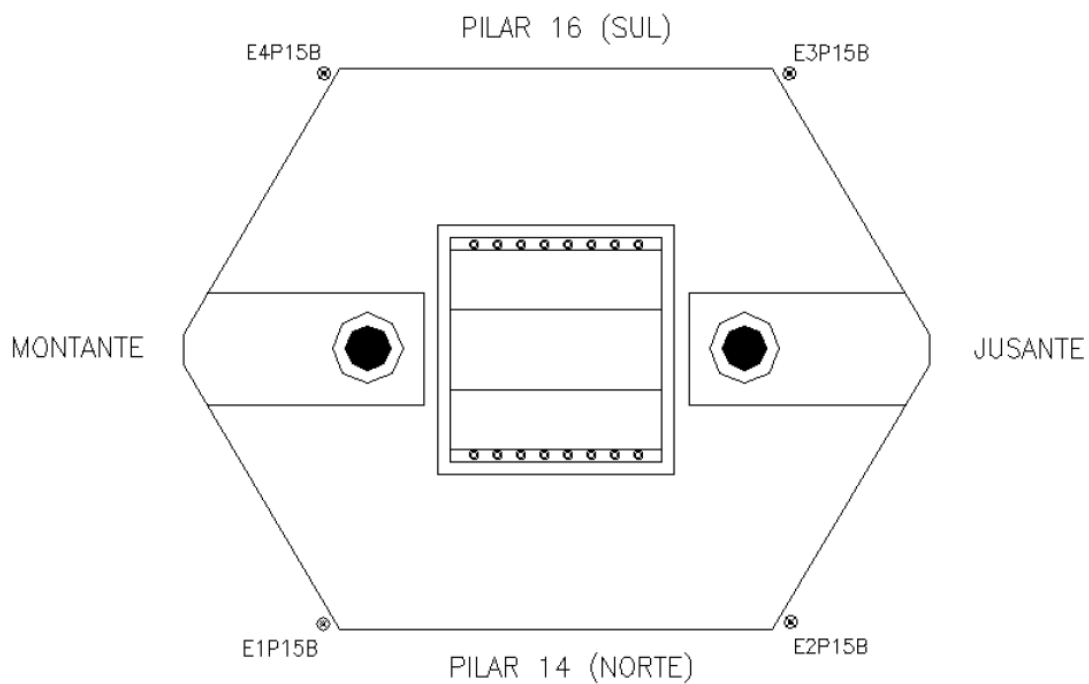


Figura 3. Localização dos extensômetros instalados no pilar P15 [2].

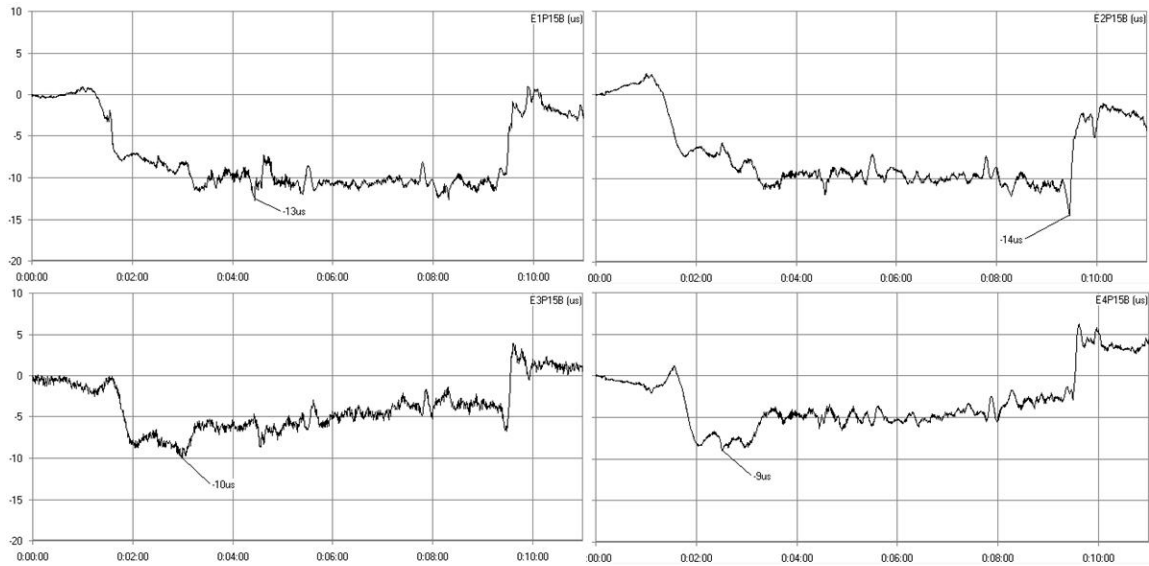


Figura 4. Gráficos de deformação dos quatro extensômetros instalados no pilar P15 durante a frenagem de trem [2].

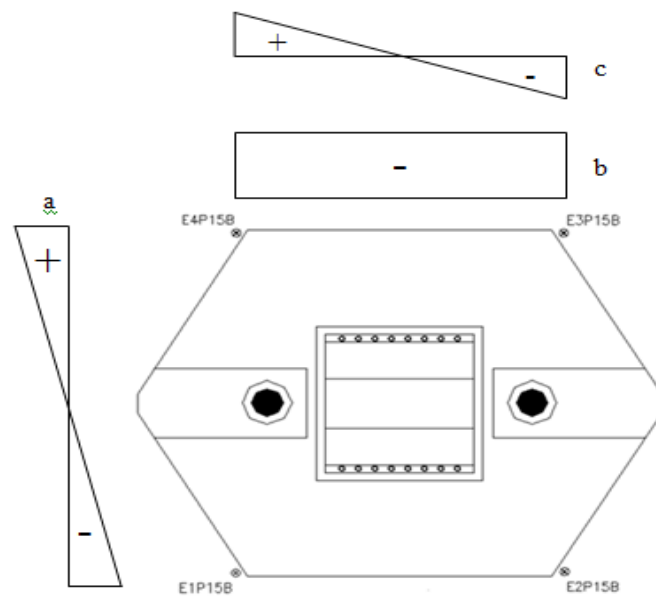


Figura 5. Gráficos de esforço normal e momentos fletores no pilar P15.

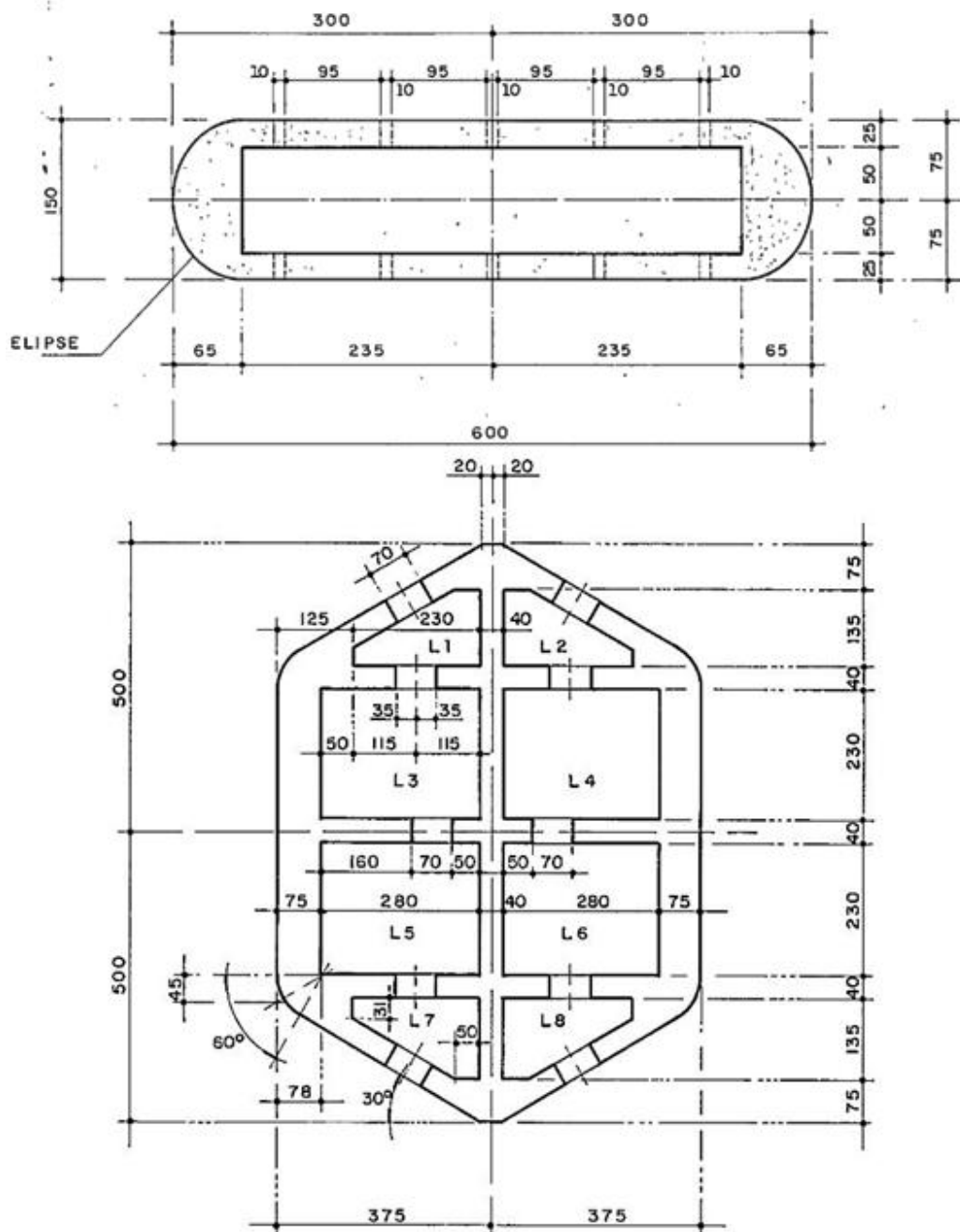


Figura 6. Seções transversais dos pilares do trecho 2. Dimensões em cm [6].

**IDENTIFICAÇÃO DOS AUTORES**

G. C. BETTAZZI <sup>a,b</sup>, T. B. DUMÊT <sup>a,c</sup>

<sup>a</sup> Departamento de Construção e Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Rua Prof Aristides Novis, 2, Federação, Salvador, Brasil.

<sup>b</sup> [giadabettazzi@gmail.com](mailto:giadabettazzi@gmail.com)

<sup>c</sup> [tbdumet@ufba.br](mailto:tbdumet@ufba.br)