



V CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS



REALIZAÇÃO:



SOLUÇÕES INOVADORAS PARA PROJETO, EXECUÇÃO E MANUTENÇÃO | RIO DE JANEIRO | 6 A 8 DE JUNHO DE 2012

Metodologia de Análise Estrutural e Capacidade Resistente de Ponte em Concreto Armado

Paula Sutherland Wallauer Rolim

Graduanda da Universidade Federal do Pará, paulinha_rolim@hotmail.com

Ariany Brito da Silva

Graduanda da Universidade Federal do Pará, arianybrito2009@hotmail.com

Dr. Remo Magalhães de Souza

Professor da Universidade Federal do Pará, remodesouza@ufpa.br

Dra. Regina Augusta Campos Sampaio

Professora da Universidade Federal do Pará, rsampaio@ufpa.br

Edilson Moraes Lima e Silva

Engenheiro Civil, Mestre pela Universidade Federal do Pará,

edilson_morais@hotmail.com

Resumo:

Pontes e viadutos ferroviários são essenciais para o transporte de pessoas e cargas, por isso, é de suma importância que haja contínuo aprimoramento da metodologia de análise destas estruturas. Além disso, existe grande interesse em aumentar o volume de minério transportado na Estrada de Ferro Carajás (EFC), utilizando-se vagões com maior carga por eixo (passando dos atuais 32,5 tf para 40 tf por eixo). O objetivo geral do trabalho é a análise da Ponte ferroviária sobre o Rio Piratiba, localizada no km 049+500 da Estrada de Ferro Carajás, no Estado do Pará. A obra em traçado retilíneo, executada em concreto armado moldado “in loco”, transpõe o rio sob a projeção do segundo vão e apresenta comprimento total de 69,00m e largura total de 6,75m, sendo a superestrutura constituída por três vãos. O modelo numérico foi construído no programa SAP2000® e as análises estática e modal são baseadas no Método dos Elementos Finitos. Em relação aos carregamentos, foram consideradas cargas permanentes, vento, impacto lateral, empuxo, frenagem e aceleração de veículos, variações de temperatura e trens-tipo que atuam na ponte para simulação das cargas móveis. Após comparar os esforços solicitantes e os esforços resistentes, foi verificado que a ponte possui capacidade resistente adequada, e pode continuar em operação. Foi verificada a capacidade resistente da ponte para maiores esforços, e constatou-se a possibilidade de aumento da carga por eixo. A principal finalidade deste trabalho foi a de contribuir para a melhora no grau de segurança da ferrovia, possibilitando a elevação do volume de minério transportado oriundo do Estado do Pará.

Palavras-chave: Análise Computacional, Análise Experimental, Pontes Ferroviárias, Concreto Armado.



V CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS



REALIZAÇÃO:



SOLUÇÕES INOVADORAS PARA PROJETO, EXECUÇÃO E MANUTENÇÃO | RIO DE JANEIRO | 6 A 8 DE JUNHO DE 2012

1 Introdução

As condições de segurança de grandes estruturas de Engenharia Civil são habitualmente analisadas, quer nas fases iniciais do projeto e construção, quer em eventuais fases posteriores de exploração, reabilitação ou reforço (Souza et al, 2005, apud Sampaio 2010). A verificação quanto ao estado de uma estrutura real pode ser feita com base em modelagens numéricas através da análise estática ou dinâmica, calibradas e/ou confirmadas com ensaios experimentais na estrutura.

Este trabalho descreve os procedimentos realizados na modelagem numérica de uma ponte ferroviária de concreto armado e os resultados das análises estática e modal obtidas nos modelos desenvolvidos. No desenvolvimento dos modelos numéricos, tornou-se primordial o conhecimento das características da estrutura e dos carregamentos que a solicitam. Por isso, o trabalho consistiu inicialmente em estudar os projetos, para em seguida poder definir as características da modelagem e chegar ao resultado da análise.

2 Descrição da Obra

A obra em traçado retilíneo, executada em concreto armado moldado “in loco” transpõe o rio Piratiba sob a projeção do segundo vão (entre os blocos B3 e B4), apresenta comprimento total de 69,00m e largura total de 6,75m. A superestrutura é constituída por três vãos, em um sistema hiperestático (ver Figura 2-1, Figura 2-2 e Figura 2-3). A seção transversal da ponte é mostrada na Figura 2-3.

O arranjo estrutural do tabuleiro constitui-se de dois tramos de vigas principais (longarinas) enrijecidas por vigas secundárias (transversinas) apoiadas em aparelhos de apoio de neoprene fretado, assentes sobre os blocos de transição intermediários. Sobre os blocos existem dois aparelhos de apoio.

A mesoestrutura é constituída por dois blocos de transição em seção retangular, engastados em tubulões de concreto armado (\varnothing 1,60 m), com bases alargadas. Nestes tubulões estão engastados quatro consolos, dois de cada lado. Os encontros são constituídos por estruturas executadas em concreto armado, com largura de 2,80m e comprimento de 7,50m para os dois encontros (E1 – São Luis e E2 – Carajás).



V CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS



REALIZAÇÃO:



SOLUÇÕES INOVADORAS PARA PROJETO, EXECUÇÃO E MANUTENÇÃO | RIO DE JANEIRO | 6 A 8 DE JUNHO DE 2012

3 Propriedades Consideradas

Partindo-se dos projetos da estrutura fornecidos pelo proprietário (companhia Vale), foram desenvolvidos dois modelos computacionais, onde se realizou dois tipos de análises, quais sejam, a análise estática, para a determinação dos esforços nos elementos que constituem a estrutura, e análise modal, para determinar as frequências naturais e as respectivas formas modais da estrutura.

Para a análise estática, inicialmente foram determinados os carregamentos e ações às quais a estrutura está submetida. Como o programa SAP2000 considera automaticamente o peso associado às seções, os carregamentos determinados adicionalmente foram: peso das transversinas, canaletas e refúgios, peso dos elementos acessórios como guarda-corpo, e peso dos elementos que compõem a via, lastro, dormentes, trilhos e acessórios de fixação.

Para a análise modal foram determinadas as massas dos elementos que compõem ou estão associados à estrutura. O programa SAP2000 calcula automaticamente o valor da massa associadas ao movimento de translação. Porém, o valor do momento de inércia de massa (sujeita ao movimento de rotação em torno do eixo da seção) deve ser calculada e informada ao programa.

3.1 Descrição dos carregamentos

As cargas permanentes (correspondentes a elementos como lastro, trilhos, acessórios, dormentes, canaletas e guarda-corpo) foram consideradas como um carregamento distribuído ao longo da ponte; o refúgio, assim como o guarda corpo do refúgio e as transversinas foram consideradas como um carregamento concentrado. Também foram adicionados os empuxos provocados pelo solo, e pelo peso do trem e da laje de transição associado ao lastro, nas paredes dos encontros. A **Tabela 3-1** resume os valores considerados para as cargas permanentes.

Tabela 3-1 – Peso do carregamento permanente considerado no modelo numérico

Elemento	Peso
Vigas longarinas e laje do tabuleiro¹	25 kN/m³
Blocos	25 kN/m³
Canaletas, argamassa, guarda-corpo, lastro e trilhos.	58,155 kN/m
Transversinas bw 30 cm	34,752 kN
Transversinas bw 50 cm	73,28 kN
Transversinas bw 70 cm	52,343 kN
Refúgio, incluindo guarda-corpo.	11,699 kN



V CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS



REALIZAÇÃO:



SOLUÇÕES INOVADORAS PARA PROJETO, EXECUÇÃO E MANUTENÇÃO | RIO DE JANEIRO | 6 A 8 DE JUNHO DE 2012

Para as análises estáticas foram considerados o trem tipo COOPER E80, além de trens que operam na EFC - Estrada de Ferro de Carajás. Baseado em informações fornecidas pela VALE a Locomotiva DASH-9 e o vagão tipo GDT representam a maior porcentagem da frota. Logo se optou por estes para a consideração das cargas móveis.

Consideraram-se então, os trens tipo, de acordo com as três situações:

- Trem-tipo atual com vagões carregados, denominado *Operacional Carregado*.
- Trem-tipo futuro com vagões carregados, denominado *Futuro Carregado*.
- Trem-tipo com vagões descarregados, denominado *Descarregado*.

As cargas adotadas para as três situações foram fornecidas pela VALE (**Tabela 3-2**). A locomotiva DASH9 possui 06 eixos e o vagão GDT possui 04 eixos.

Tabela 3-2 – Cargas em locomotivas e vagões.

Trem-tipo	Locomotiva DASH9	Vagão GDT
Operacional carregado	30 t/eixo (180 t)	32,5 t/eixo (130 t)
Futuro carregado	30 t/eixo (180 t)	40 t/eixo (160 t)
Descarregado	30 t/eixo (180 t)	5,25 t/eixo (21 t)

A NBR 6118 (ABNT, 2003) recomenda uma variação de temperatura de 10°C a 15°C para elementos com a menor dimensão inferior a 50 cm para representar o efeito somente da dilatação e/ou encurtamento térmico. Assim, para o caso de retração aplicou-se uma variação de temperatura equivalente de -10 °C e para o caso de carga temperatura considerou-se uma variação +15°C e -15°C.

Para considerar o efeito da força provocada pela frenagem e aceleração do trem-tipo foi adotada apenas uma fração da carga móvel distribuída no sentido longitudinal da ponte. Assim, adotou-se 15% da carga móvel para a frenagem e 25% do peso dos eixos motores para a aceleração, conforme recomenda a NBR 7187 (ABNT, 2003).

Já para os esforços correspondentes ao impacto lateral foi considerada uma carga de 20% do eixo mais carregado, de acordo com a recomendação da NBR 7187(ABNT, 2003). Dessa forma, foi considerada uma carga de 80 kN, que corresponde a 20% da carga do eixo do vagão do Trem-Tipo *Futuro Carregado*, ou seja a situação mais desfavorável, sendo feita sua aplicação na superestrutura na posição referente às extremidades das lajes dos encontros e aos apoios sobre os blocos.

Para o cálculo dos esforços na ponte devido a força do vento sobre o trem, aplica-se uma carga uniforme na área correspondente ao espraiamento da carga do trem, no sentido transversal e um binário na vertical.



O vento foi considerado atuando no trem em uma faixa de 3.5m com uma força de 1KN/m², assim como também foi considerado atuante nas paredes dos encontros, pilares e na longarina.

3.2 Módulo de Elasticidade

O valor do módulo de elasticidade do concreto utilizado neste estudo foi determinado a partir da equação recomendada pela NBR 6118/2003. Nesta expressão utilizou-se o f_{ck} especificado no projeto que foi de 18 MPa para a superestrutura e 15 MPa para a fundação. Sendo assim, tem-se:

$$f_{ck_1} = 18 \quad E_{c2} = 5600\sqrt{f_{ck_1}} = 2,376 \times 10^4 \quad (1)$$

$$f_{ck_2} = 15 \quad E_{c2} = 5600\sqrt{f_{ck_2}} = 2,169 \times 10^4 \quad (2)$$

3.3 Aparelhos de apoio

Foram utilizados elementos de mola para simular os aparelhos de apoio em neoprene fretado presentes nos blocos e nos encontros. A **Figura 3-1** mostra a idealização de um dos blocos intermediários e do encontro 02 com os aparelhos de apoio. O coeficiente de elasticidade transversal do neoprene utilizado foi de 10 kgf/cm² e coeficiente de Poisson igual a 0,5. As rigidezes dos aparelhos de apoio foram obtidas de acordo com Pfeil (1988).

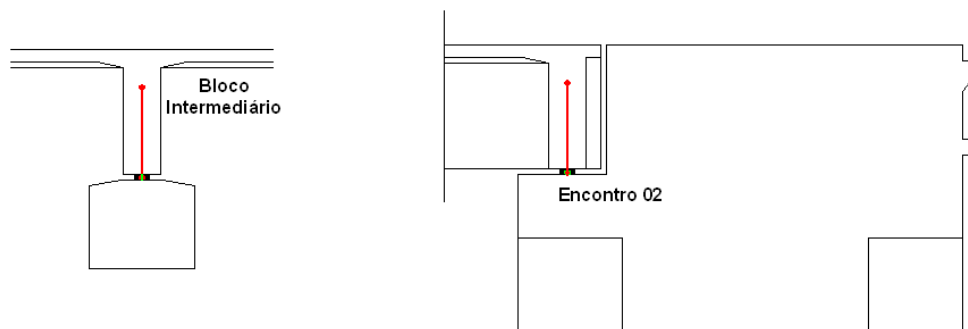


Figura 3-1 – Simulação do Neoprene

3.4 Molas na Fundação

A interação solo-estrutura foi considerada nos modelos com a utilização de elementos de mola distribuídos ao longo do comprimento dos tubulões, com a respectiva rigidez da camada de solo atribuída à mola. Tais rigidezes foram calculadas de acordo com as camadas de solo identificadas a partir dos ensaios SPT, descritos nos projetos. A **Tabela 3-3** apresenta as rigidezes obtidas para o tubulão do encontro E1, sendo K_h a rigidez horizontal e K_v a rigidez vertical.



Tabela 3-3 – Rigidezes dos elementos de mola da fundação no tubulão do encontro E1.

z (m)	SOLO	N SPT	Kh (kN/m)	Kv (kN/m)
0	SOLO			
1	Areia argilosa fofa	3	3274	6594
2	Argila siltosa média	7	7964	10696
3	Argila siltosa média	8	9175	12253
4	Argila siltosa média	6	6759	9147
5	Argila siltosa média	6	6759	9147
6	Argila siltosa mole	3	3217	4545
7	Argila siltosa média	6	6759	9147
8	Argila siltosa mole	4	4381	6072
9	Argila siltosa média	6	6759	9147
10	Argila siltosa muito mole	2	2078	3025
11	Argila siltosa média	7	7964	10696
12	Argila siltosa rija	15	17698	23432
13	Argila siltosa rija	15	17698	23432
14	Areia siltosa compacta	34	62541	-
15	Areia siltosa muito compacta	55	112336	-
16	Areia siltosa muito compacta	55	112336	-
16	Areia siltosa muito compacta	55	2889074	3669383

4 Modelos numéricos

Como citado acima, foram desenvolvidos dois modelos numéricos. O modelo I contém somente elementos de barra (*frame*) que representam a superestrutura com seção “ π ” (laje do tabuleiro e as duas longarinas); este modelo foi processado no software Sap2000 (módulo CSi Bridge 15). No modelo II a superestrutura continuou sendo modelada com elementos de barras da mesma forma que no primeiro modelo, porém neste foram considerados os encontros e blocos de coroamento, os quais foram modelados com elementos do tipo casca (*Shell*), além dos tubulões com elementos tipo barra, e elementos do tipo mola para simular a ligação entre longarina – bloco, longarina - encontro e a rigidez do solo ao longo dos tubulões. Neste segundo modelo as análises de Encontro e Longarinas foram realizadas através de um programa desenvolvido em MatLab pelo grupo de pesquisa (NiCAE- Grupo de Instrumentação e Computação Aplicada a Engenharia), partindo dos resultados obtidos pelo software Sap2000, (QUEIROZ, 2010).

A **Figura 4-1** e **Figura 4-2** apresentam o modelo I e modelo II, respectivamente.



V CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS



REALIZAÇÃO:



SOLUÇÕES INOVADORAS PARA PROJETO, EXECUÇÃO E MANUTENÇÃO | RIO DE JANEIRO | 6 A 8 DE JUNHO DE 2012

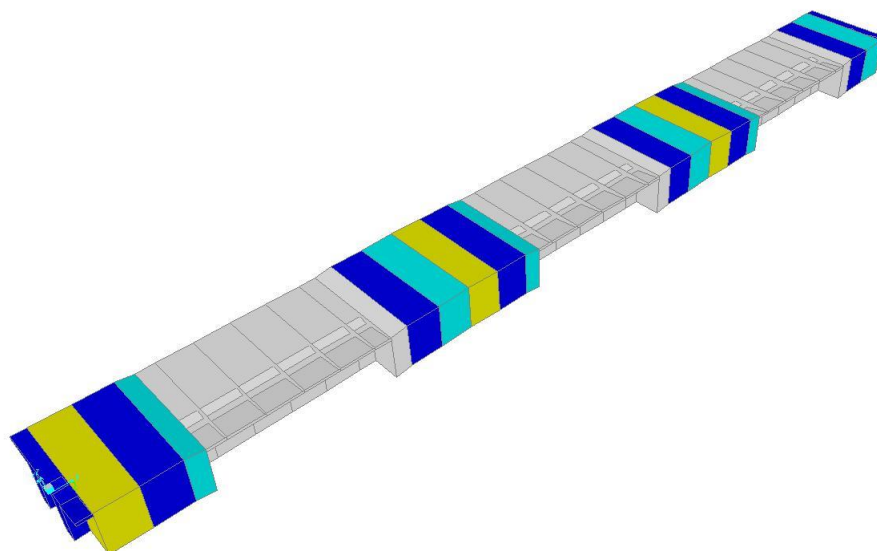


Figura 4-1 – Modelo numérico I.

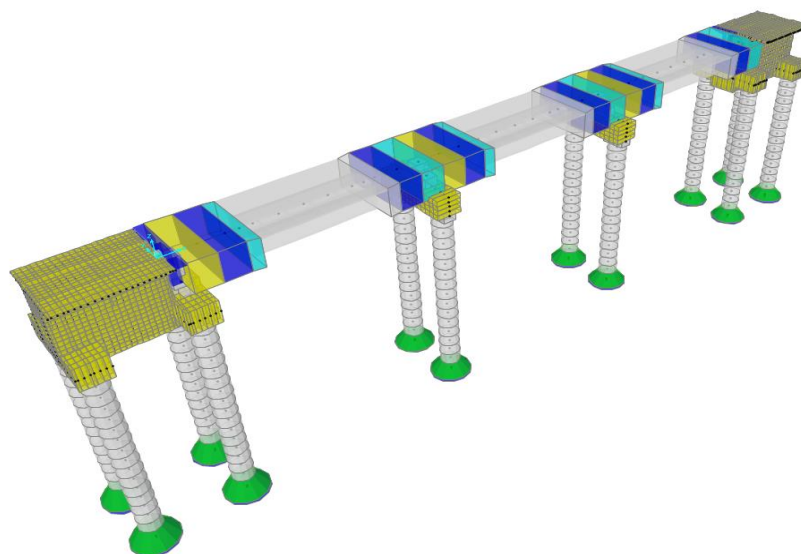


Figura 4-2– Modelo numérico II.

5 Análise Estática

Na análise estática foram considerados o peso próprio da estrutura, cargas permanentes (lastro, dormentes, trilhos, guarda-corpo, e acessórios de fixação) além dos trens-tipos já mencionados neste trabalho.

A Figura 5-1 e a Figura 5-2 apresentam os diagramas de momento fletor e esforço cortante, respectivamente. São mostrados os valores obtidos através do programa SAP2000, usando o modelo numérico I, já descrito anteriormente.

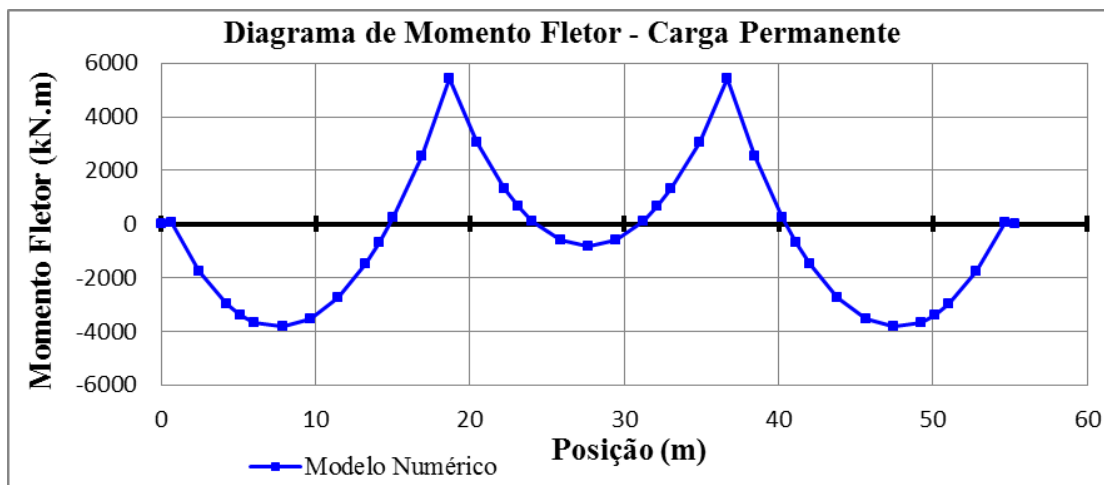


Figura 5-1 – Diagramas de momento fletor na superestrutura devido às cargas permanentes (Modelo I).

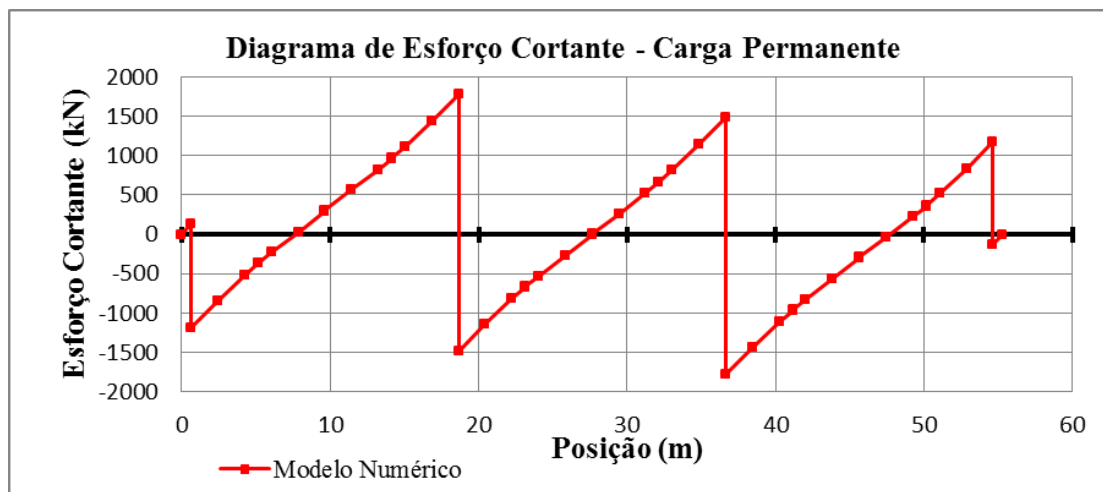


Figura 5-2 – Diagramas de esforço cortante na superestrutura devido às cargas permanentes (Modelo I).

Foram também determinadas as envoltórias de momento fletor e esforço cortante, considerando as combinações de cargas com coeficientes de majoração propostos pela NBR 6118/2003. A **Figura 5-3** e a **Figura 5-4** apresentam as envoltórias de momento fletor e esforço cortante, respectivamente, do modelo numérico I.

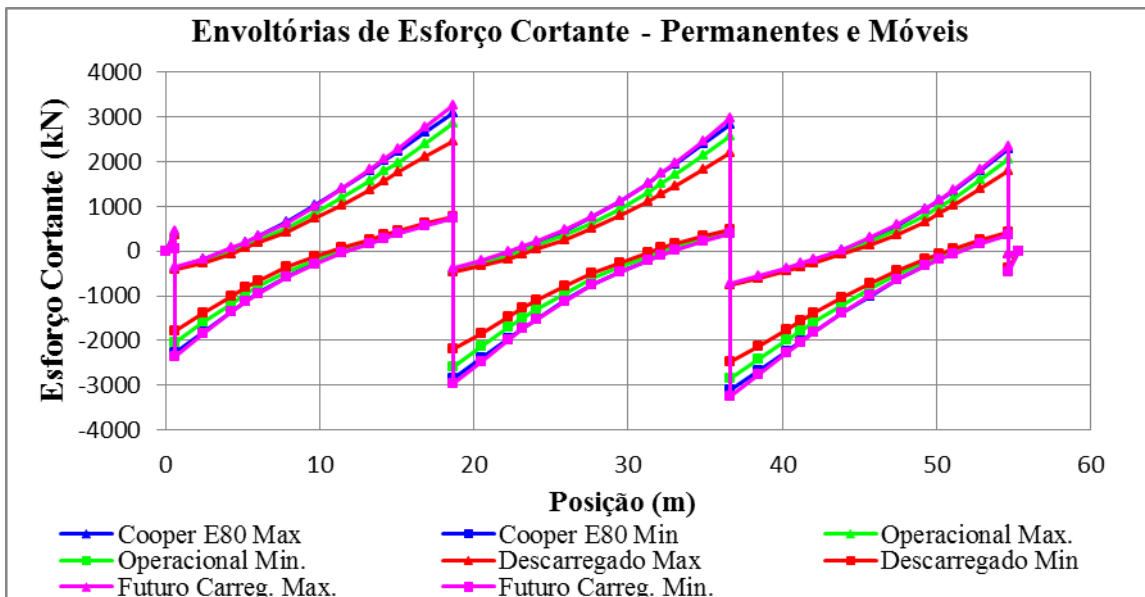


Figura 5-3 – Envoltória de esforços cortantes últimos na superestrutura. Carga permanente e móvel

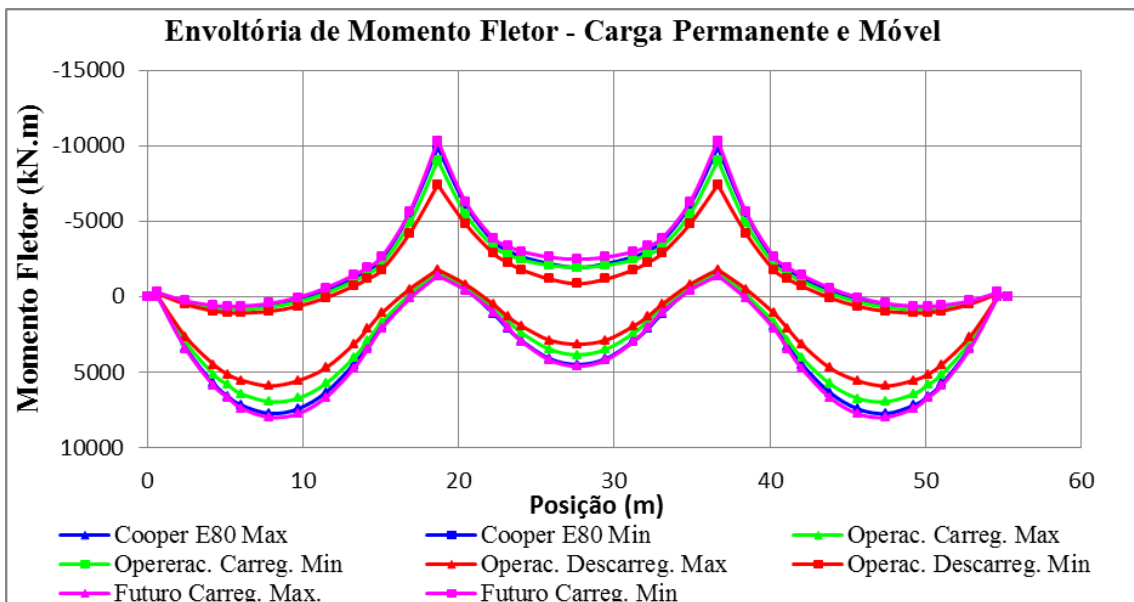


Figura 5-4 – Envoltória de momentos fletores últimos na superestrutura. Carga permanente e móvel

De acordo com os resultados obtidos, os esforços referentes ao trem tipo *Operacional Carregado* são inferiores ao do trem tipo *Cooper E80*. Em relação ao trem



V CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS



REALIZAÇÃO:



SOLUÇÕES INOVADORAS PARA PROJETO, EXECUÇÃO E MANUTENÇÃO | RIO DE JANEIRO | 6 A 8 DE JUNHO DE 2012

tipo *Futuro Carregado*, de uma maneira geral os esforços estão muito próximos ao trem tipo *Cooper E80*, porém, deve-se dizer que em algumas seções existe uma ligeira superioridade no que diz respeito aos esforços solicitantes advindos do *Trem Tipo Futuro* quando comparado aos obtidos pelo Trem Tipo *Cooper E80*.

6 Verificação do projeto da estrutura segundo as prescrições normativas vigentes

6.1 Determinação dos Esforços Solicitantes nas Longarinas e da Capacidade última das seções

6.1.2 Descrição dos carregamentos

Foram consideradas as cargas permanentes (correspondentes ao peso próprio das longarinas, transversinas, refúgios, lastro, trilhos, acessórios, etc.) e as cargas móveis correspondentes aos diversos trens tipos em estudo (*Cooper E80*, *Operacional Carregado*, *Futuro Carregado*, e *Descarregado*), já descritos.

Para a determinação do histórico dos esforços nas longarinas, foi utilizado o programa *SecLab*, desenvolvido no Grupo de Instrumentação e Computação Aplicada à Engenharia *NiCAE* da Universidade Federal do Pará-UFPA. A seguir, são apresentados resultados com o Modelo II (o qual considera a flexibilidade dos encontros e do solo).

6.1.3 Esforços internos permanentes

A Figura 6-1 e a Figura 6-2 apresentam, respectivamente, os diagramas de momento fletor e esforço cortante, devidos ao carregamento permanente.

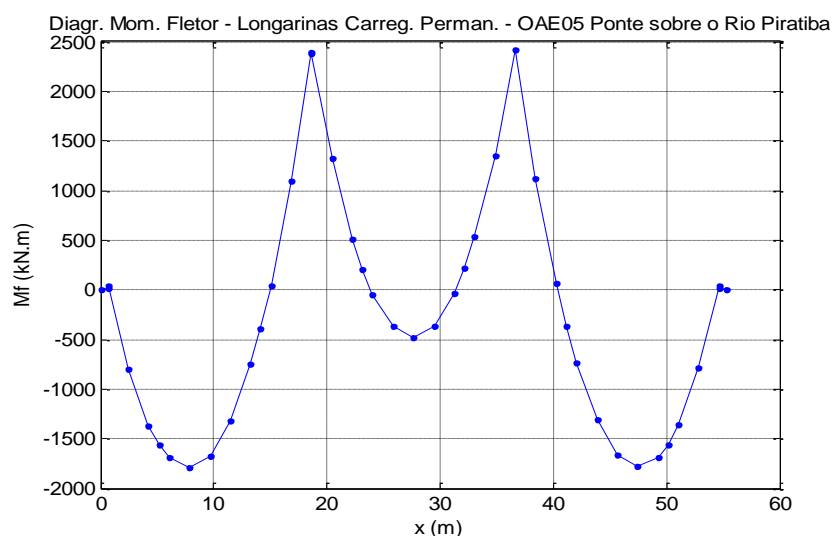


Figura 6-1 – Diagramas de momento fletor na superestrutura devido às cargas permanentes.

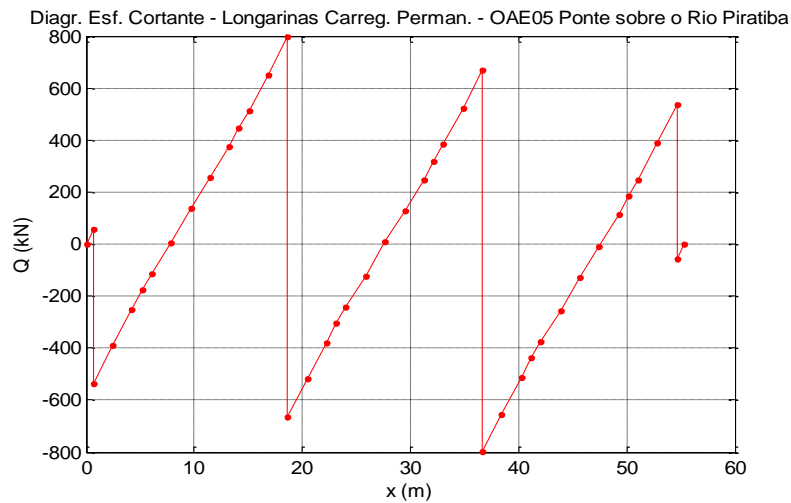


Figura 6-2 – Diagramas de esforço cortante na superestrutura devido às cargas permanentes.

6.1.4 Capacidade resistente última à flexão das seções

As envoltórias de momento fletor e de esforço cortante foram determinadas considerando as combinações de cargas com coeficientes de majoração propostos pela NBR 6118/2003. A Figura 6-3 e a Figura 6-4 apresentam, respectivamente, as envoltórias de momento fletor e esforço cortante solicitantes de projeto, juntamente com curvas representando a capacidade resistente última à flexão e ao cisalhamento das seções dispostas ao longo do tabuleiro. Observa-se que a capacidade resistente última é muito superior aos esforços solicitantes de projeto.

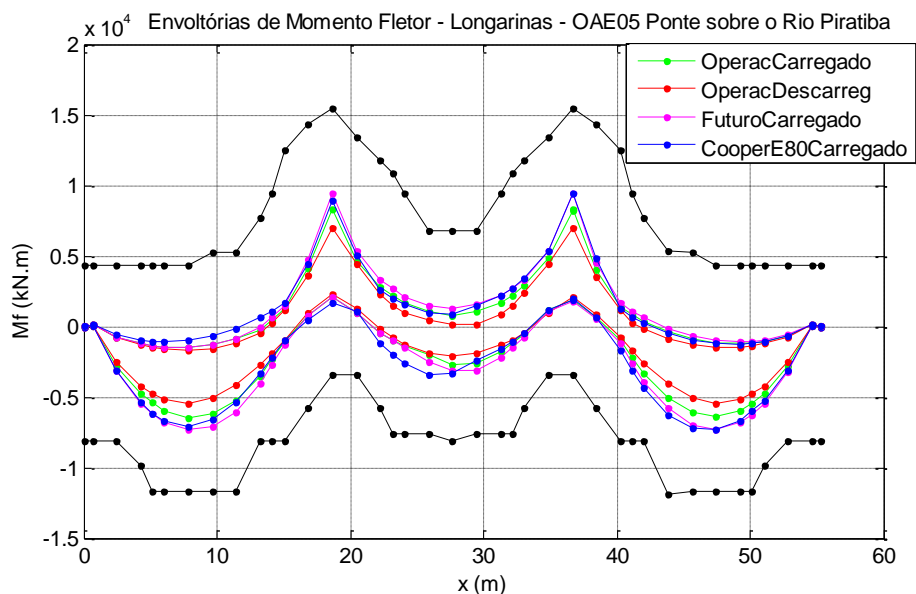


Figura 6-3– Envoltória de momentos fletores últimos na superestrutura e capacidade resistente das seções. Carga permanente e móvel.



V CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS



REALIZAÇÃO:



SOLUÇÕES INOVADORAS PARA PROJETO, EXECUÇÃO E MANUTENÇÃO | RIO DE JANEIRO | 6 A 8 DE JUNHO DE 2012

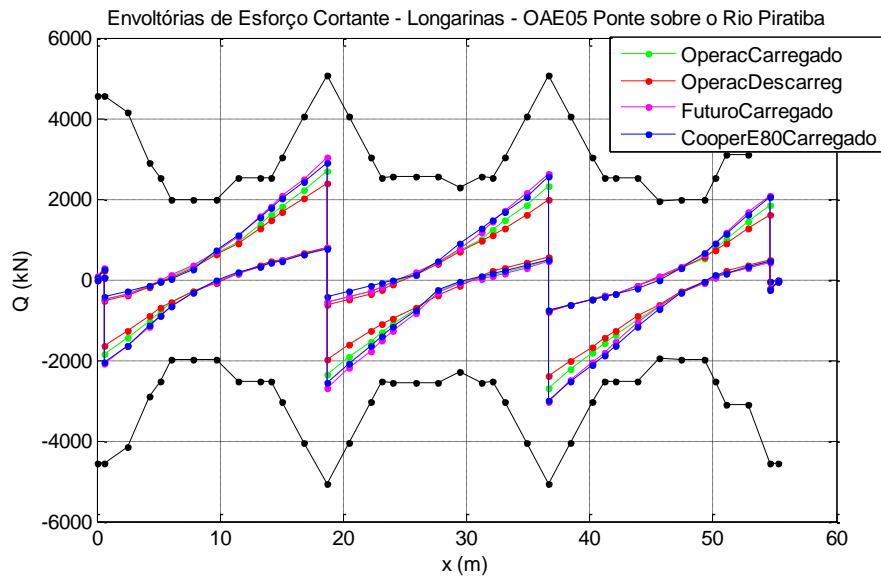


Figura 6-4 - Envoltória de esforços cortantes últimos na superestrutura e capacidade resistente das seções. Carga permanente e móvel.

6.1.5 Determinação da vida útil à fadiga das seções

Para determinação da vida útil à fadiga da longarina, considerou-se, inicialmente, a variação de momento fletor devido ao trem tipo *Operacional Carregado*, *Futuro Carregado* e *Descarregado*, utilizando-se as linhas de influência do modelo II. A partir da variação do momento fletor, é possível determinar as deformações e tensões em um ponto qualquer da seção. As seções da ponte foram analisadas quanto à fadiga de acordo com o CEB-90, e os resultados referentes à vida útil, são apresentados na Figura 6-5 (em escala semilog).

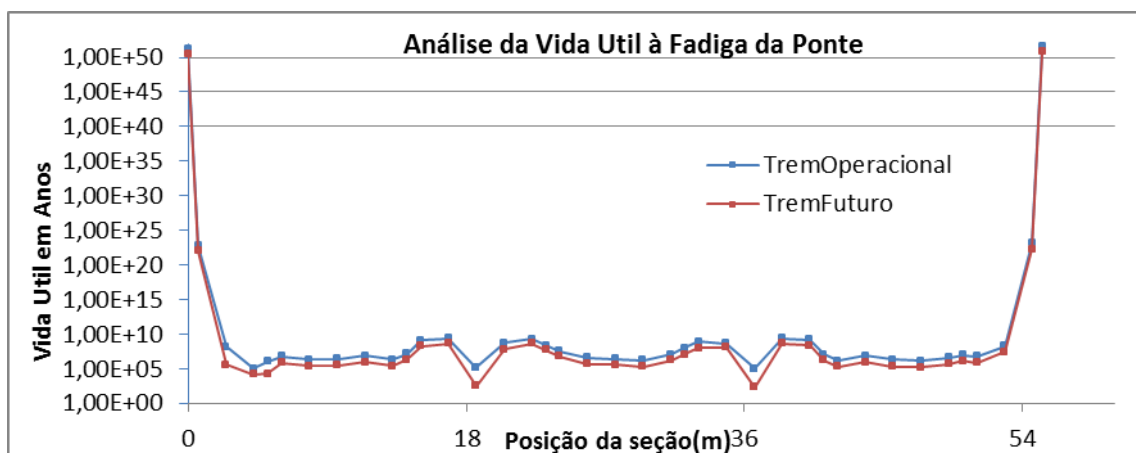


Figura 6-5-Análise de vida útil à fadiga, considerando fck de projeto. Modelo II.



V CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS



REALIZAÇÃO:



SOLUÇÕES INOVADORAS PARA PROJETO, EXECUÇÃO E MANUTENÇÃO | RIO DE JANEIRO | 6 A 8 DE JUNHO DE 2012

Comparando os esforços solicitantes referentes a todos os trens estudados com os esforços resistentes, conclui-se que as capacidades resistentes últimas das seções são muito superiores aos esforços solicitantes de projeto, tanto em flexão quanto em cisalhamento, devido ao fato de que o projetista levou em conta o fator k_f associado à fadiga, majorando significativamente a armadura de projeto.

Comparando-se os resultados da Figura 5-3 e Figura 5-4 (referente ao modelo I) com os resultados da Figura 6-3 e Figura 6-4 (referente ao modelo II), observa-se grande semelhança entre os modelos, com momentos fletores e esforços cortantes muito parecidos em toda a superestrutura. Isso se dá devido ao fato de a superestrutura da ponte estar apenas apoiada sobre os encontros e blocos intermediários.

Em relação à vida útil a fadiga da ponte, observa-se na Figura 6-5, uma redução na vida útil à fadiga das seções, com a mudança do carregamento do trem tipo *Operacional* para o trem tipo *Futuro*. Observa-se também que a vida útil das seções localizadas no primeiro apoio intermediário (seção S14_Esq, $x = 18,65\text{m}$) e no segundo apoio intermediário (seção S26_Esq, $x = 36,65\text{m}$) são as mais baixas. Nestas duas seções o elemento crítico (que sofre maior dano à fadiga) é o concreto.

6.2 Determinação dos Esforços Solicitantes e verificação da capacidade última nos Encontros.

6.2.1 Descrição dos carregamentos

Além das cargas permanentes (correspondentes ao peso próprio das longarinas, transversinas, refúgios, lastro, trilhos, acessórios, etc.) e as cargas móveis correspondentes aos trens - tipo, descritas no item 3.1, foram adicionados os empuxos provocados pelo solo, pelo lastro e pelos trens nas paredes dos encontros.

A retração foi considerada como equivalente a uma variação negativa de temperatura de 10°C . As cargas de frenagem e aceleração foram aplicadas uniformemente nas lajes dos encontros, numa faixa de espraiamento, e também no tabuleiro da ponte, enquanto a carga correspondente ao impacto lateral foi aplicada nas extremidades dos encontros e nos apoios dos blocos. Foi admitida uma variação de temperatura de $+15^\circ\text{C}$ e -15°C , conforme a NBR7187. O vento foi considerado como uma carga uniforme na lateral da ponte e atuando no trem em uma faixa de 3.5m , com uma força de $1\text{KN}/\text{m}^2$.

Nos encontros esta carga foi diretamente aplicada nas paredes, porém no tabuleiro aplicou-se uma carga, uniformemente distribuída, na direção transversal ao tabuleiro, ao longo do seu eixo longitudinal, e um momento distribuído aplicado em torno do eixo



V CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS



REALIZAÇÃO:



SOLUÇÕES INOVADORAS PARA PROJETO, EXECUÇÃO E MANUTENÇÃO | RIO DE JANEIRO | 6 A 8 DE JUNHO DE 2012

longitudinal. Para representar os efeitos do vento atuando no trem, considerou-se uma carga horizontal (direção transversal da estrutura), aplicada na laje dos encontros, em faixas laterais, além de um binário na vertical, para representar o momento que o trem provoca na ponte devido ao vento, aplicado na mesma região.

6.2.2 Esforços solicitantes considerados na verificação da capacidade resistente dos elementos estruturais.

A verificação da capacidade resistente dos encontros ficou restrita às suas paredes. As paredes dos encontros, devido às suas dimensões, podem ser classificadas, segundo a NBR 6118:2003, como pilares-parede. Portanto, aos esforços resultantes das combinações, propostas pela norma citada, foram adicionados aos esforços oriundos das imperfeições geométricas e efeitos de segunda ordem, este último apenas para os trechos situados a meia altura das paredes, conforme as prescrições da norma.

Para a verificação de pilares submetidos à flexão composta reta, foram consideradas as situações e regiões críticas, na busca da associação mais desfavorável de esforços (esforço normal e momento fletor), com base nos seguintes critérios:

- Esforço normal máximo de tração ou compressão e momento fletor correspondente;
- Momento fletor máximo e esforço normal correspondente.

A Figura 6-6 apresenta o diagrama dos esforços solicitantes na parede do encontro E1.

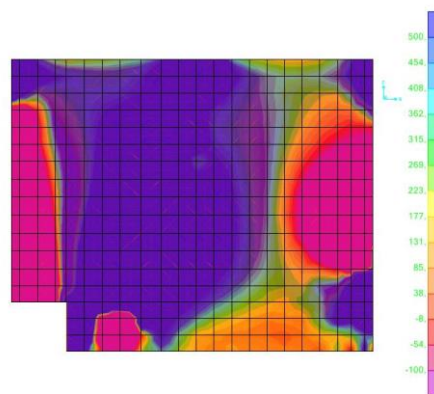


Figura 6-6 - Parede do Encontro E1 sujeita às combinações de esforços axiais.

6.2.3 Resultado da verificação da capacidade resistente última segundo a NBR 6118:2003

A partir dos esforços apresentados no item anterior, e das informações do projeto estrutural, relativas à geometria e distribuição de armaduras, foi realizada a verificação



da segurança traçando-se a curva de interação de um pilar equivalente, com seção de 30 x 100 cm, obtido por meio da decomposição das paredes estruturais, conforme as prescrições da NBR 6118. A Figura 6-7 mostra o diagrama de interação do pilar equivalente, bem como os pontos correspondentes aos esforços solicitantes apresentados no item anterior.

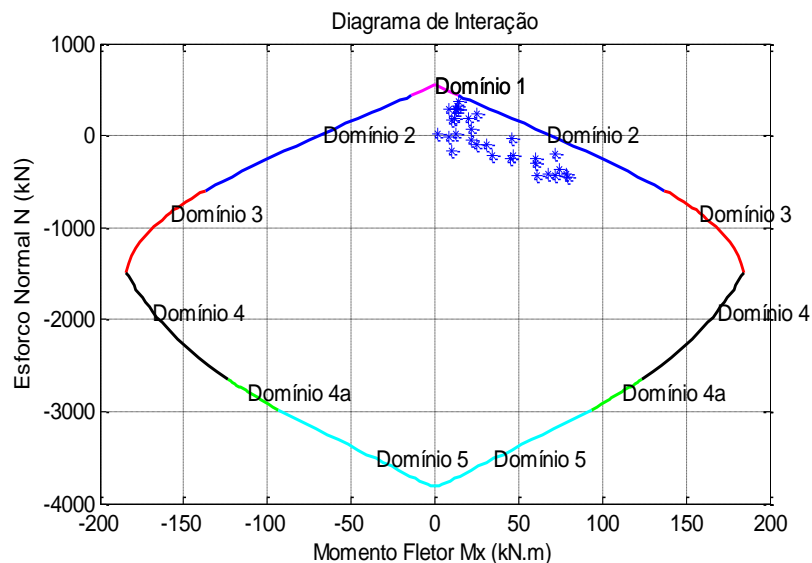


Figura 6-7 - Diagrama de interação da parede do encontro e esforços solicitantes.

A partir do gráfico da Figura 6-7, percebe-se que os pontos correspondentes aos pares conjugados de esforço normal e momento fletor estão contidos no interior do diagrama de interação, o que significa que as paredes estruturais dos encontros apresentam capacidade resistente superior aos esforços solicitantes de projeto, no que se refere à flexão composta das paredes.

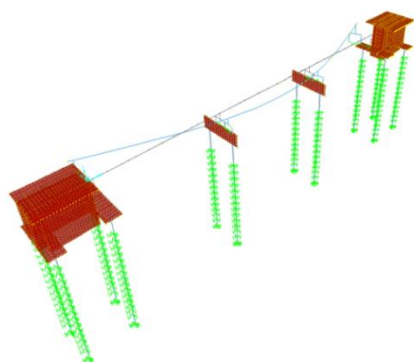
7 Análise Modal

Em relação ao modelo I, o modelo II diferencia-se pela adição dos encontros, bem como as molas que representam a resistência do solo, conforme exposto acima. Estas alterações afetam os valores das frequências, uma vez que as molas tornam o modelo mais flexível, o que conduz a frequências naturais mais baixas. Outro fato importante é o acréscimo de novos modos de vibração referentes aos encontros que alteram a sequência de numeração dos modos em relação ao modelo I. A Tabela 7-1 apresenta uma relação dos modos mais relevantes, suas numerações e respectivas frequências. Os modos apresentados na Tabela 7-1 são mostrados na Figura 7-1 e na Figura 7-2.

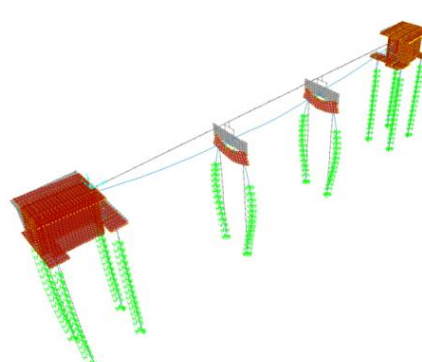


Tabela 7-1– Frequências naturais do modelo numérico II da ponte sobre o rio Piratiba.

Modo	Frequência (Hz)
Flexão no tabuleiro em torno do eixo transversal	7,14721
Flexão no tabuleiro e tubulões em torno do eixo vertical	8,48372
Flexão no tabuleiro, encontros e tubulões	9,42711
Flexão no tabuleiro, encontros e tubulões	11,99206

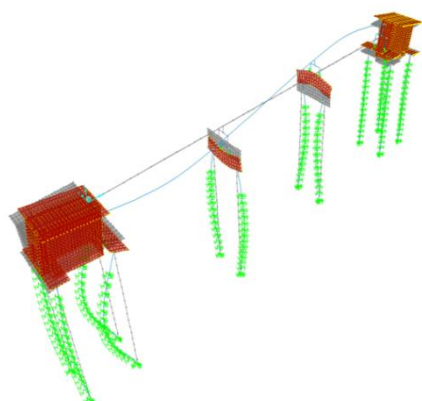


(a)

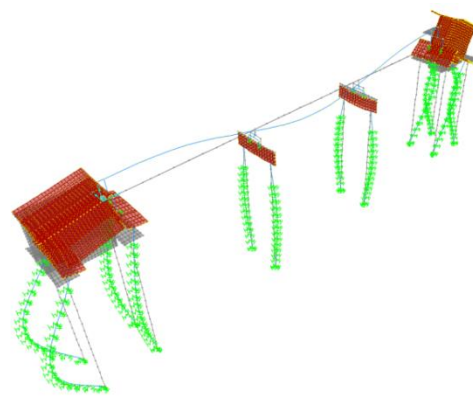


(b)

Figura 7-1 - (a) Modo de vibração de frequência 7,14721 Hz. (b) Modo de vibração de frequência 8,48372 Hz



(a)



(b)

Figura 7-2 - (a) Modo de vibração de frequência 9,42711. (b) Modo de vibração de frequência 11,99206.



V CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS



REALIZAÇÃO:



SOLUÇÕES INOVADORAS PARA PROJETO, EXECUÇÃO E MANUTENÇÃO | RIO DE JANEIRO | 6 A 8 DE JUNHO DE 2012

8 Conclusão

Comparando-se o modelo II com o modelo I, verifica-se grande semelhança entre os modelos, com momentos fletores e esforços cortantes muito próximos em toda a superestrutura. Isso se dá devido ao fato de a superestrutura da ponte estar apenas apoiada sobre os encontros e blocos intermediários.

Apesar da similaridade nos resultados encontrados através do modelo I e do modelo II, nota-se falta de simetria na envoltória do modelo II (Figura 6.3). Isto se dá devido ao fato dos resultados referentes ao modelo I terem sido obtidos considerando a passagem de todos os trens em ambos os sentidos, utilizando-se o programa *Bridge*. Já os resultados referentes ao modelo II foram obtidos considerando a passagem de trens carregados em um sentido e de trens descarregados em outro sentido, através de um programa desenvolvido em Matlab pelo grupo de pesquisa.

De acordo com os resultados obtidos nas envoltórias e na análise de vida útil à fadiga, a ponte está apta a receber o trem tipo *Futuro Carregado*, pois as capacidades resistentes últimas das seções são muito superiores aos esforços solicitantes de projeto, porém é importante ressaltar que esta sobrecarga trará uma pequena diminuição da vida útil da estrutura. Além disso, as paredes estruturais dos encontros também apresentam capacidade superior aos esforços solicitantes de projeto.



V CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS



REALIZAÇÃO:



SOLUÇÕES INOVADORAS PARA PROJETO, EXECUÇÃO E MANUTENÇÃO | RIO DE JANEIRO | 6 A 8 DE JUNHO DE 2012

9 Bibliografia

SOUZA, R.M.; SAMPAIO, R.A.C; BENTES, J.L.; LAURINDO, C.S.; SILVA, E.L.M.; BARICHELLO, C.V.M.; Relatório Técnico – segunda etapa: Obra de Arte Especial n° 34 – Ponte sobre o rio Buriticupu. 2009. Projeto de Desenvolvimento de Metodologia para Avaliação da Integridade Estrutural de Pontes e Viadutos Ferroviários ao Longo da Estrada de Ferro Carajás. NiCAE. UFPA.

TEIXEIRA, P.W.G.N., Pontes – Notas de Aula – Ponte em Viga de Seção T Superestrutura Elementos Principais. Universidade Federal do Piauí, Teresina, 2003.

SOUZA, R.M.; SAMPAIO, R.A.C; BENTES, J.L.; BARICHELLO, C.V.M.; Análise Dinâmica Experimental de Ponte Ferroviária em Concreto Protendido. III Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas / Abril (2010).

SOUZA, R.M.; SAMPAIO, R.A.C; BENTES, J.L.; LAURINDO, C.F.; Modelagem por Elementos Finitos para Análise Modal de uma Ponte Ferroviária Protendida. III Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas / Abril (2010).

MARCHETTI, O.; Pontes de Concreto Armado. 2008.

QUEIROZ, R. L, Desenvolvimento de um Software com Interface Gráfica para Análise e Verificação de Pontes Ferroviárias em Concreto Armado. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Pará, Belém, 2010.