

# AVALIAÇÃO DO EFEITO DA CORROSÃO SOBRE INTEGRIDADE ESTRUTURAL DA PONTE MARECHAL HERMES, NO RIO SÃO FRANCISCO, EMPREGANDO-SE MODELAGEM POR ELEMENTOS FINITOS<sup>1</sup>

*Fabiana Malta Brinck<sup>2</sup>  
Luiz Cláudio Cândido<sup>3</sup>  
Francisco de Assis das Neves<sup>4</sup>*

## Resumo

A Ponte Marechal Hermes, situada sobre o Rio São Francisco, entre as cidades de Pirapora e Buritizeiro/MG, encontra-se em estado avançado de degradação devido à corrosão, o que leva à necessidade de um trabalho de recuperação. Para minimizar este tipo de problema são necessários procedimentos de inspeção que permitam avaliar a condição da estrutura da ponte. Além disso, é importante que se avalie a capacidade de carga da ponte, já que, à medida que as pontes envelhecem, a deterioração causada pelo tráfego intenso e um meio ambiente agressivo, tornam-se crescentemente significantes resultando uma alta frequência de reparos e em uma redução na sua capacidade de carga. Este trabalho procurou avaliar a capacidade de carga da Ponte Marechal Hermes (Rio São Francisco), identificar as peças estruturais mais solicitadas e simular o dano da estrutura devido à corrosão, por meio de uma modelagem em elementos finitos, utilizando o programa computacional SAP2000.

**Palavras-chave:** Ponte; Degradação; Elementos finitos.

---

<sup>1</sup> Contribuição técnica para o 60º Congresso Anual da ABM, 25 a 28 de julho de 2005, Belo Horizonte

<sup>2</sup> Eng<sup>a</sup> Civil, M.Sc.; [fmbrinck@terra.com.br](mailto:fmbrinck@terra.com.br)

<sup>3</sup> Eng<sup>o</sup> Metal.; M.Sc.; D.Sc; Membro da ABM; Prof. Adjunto; Grupo de Estudos sobre Fratura de Materiais; Dep. Eng. Metalúrgica e de Materiais – Escola de Minas/UFOP; [candido@em.ufop.br](mailto:candido@em.ufop.br)

<sup>4</sup> Eng<sup>o</sup> Civil.; M.Sc; D.Sc; Prof. Adjunto; Dep. Eng. Civil - Escola de Minas/UFOP; [fassis@em.ufop.br](mailto:fassis@em.ufop.br)

## INTRODUÇÃO

A Ponte Marechal Hermes (PMH) é uma ponte ferroviária metálica, em treliça, com ligações rebitadas e apoiando-se em pilares de pedra. Ela foi inaugurada em 1922 e tem uma extensão de 694 metros. Na Figura 1, tem-se uma visão em perspectiva da PMH.

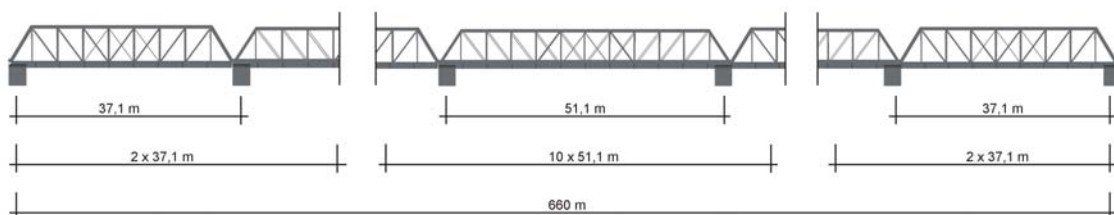


**Figura 1.** Visão em perspectiva da Ponte Marechal Hermes.

Atualmente a ponte não se encontra em operação com a finalidade para a qual foi projetada. As passarelas servem para tráfego de pedestres, motos e veículos de tração animal e foram colocadas tábuas ao lado dos trilhos, apoiando-se sobre os dormentes, para o tráfego de automóveis sob baixa velocidade, pela estrutura principal da ponte.

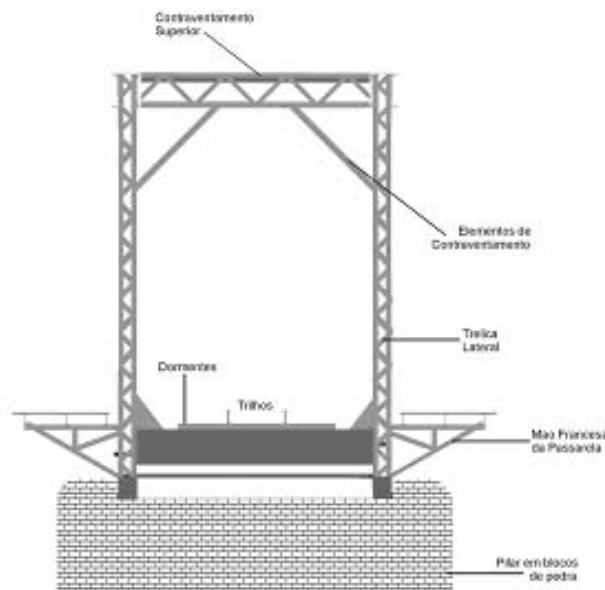
A estrutura, na realidade, é um conjunto de pontes em treliça tipo *Pratt*. Também é importante notar que praticamente todas as barras da estrutura da PMH são em perfis compostos [Neves, 2001].

A seção longitudinal da ponte é composta por 14 sistemas desse tipo, sendo 4 vãos de acesso, dois de cada lado, com 37,1m cada (Ponte 1) e 10 vãos centrais de 51,10m cada (Ponte 2), somando um total de aproximadamente 660m de estrutura metálica. Na Figura 2, mostra-se a seção longitudinal total da PMH com seus 14 sistemas estruturais em treliça.



**Figura 2.** Representação esquemática da seção longitudinal da Ponte Marechal Hermes: 4 vãos de acesso (2 de cada lado) e 10 vãos centrais.

A ponte está assentada em 13 pilares construídos em pedra. A transmissão das cargas das treliças principais para os pilares é realizada por meio de aparelhos de apoio metálicos, fixos e móveis, localizados nas extremidades das treliças [Neves, 2001]. Na Figura 3, mostra-se a seção transversal completa da PMH.



**Figura 3.** Representação esquemática da seção transversal completa da PMH.

## PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Para a modelagem da PMH em elementos finitos, com o programa SAP2000, considerou-se aço estrutural ASTM – A36 ( $f_y = 250$  MPa;  $f_u = 400$  MPa) e módulo de elasticidade  $E = 20.000$  kN/cm<sup>2</sup>.

Foram feitas modelagens de duas pontes (Ponte 1, com 37,1m e Ponte 2, com 51,10m). Para isso, foram observadas todas as características de ambas as pontes, como por exemplo os perfis de cada uma, com suas respectivas dimensões.

Como os perfis das barras são, em sua maioria, perfis compostos, foi necessário que se definisse esses perfis como perfis genéricos. Além disso, foi criada uma nomenclatura para os perfis, independente da que é utilizada usualmente.

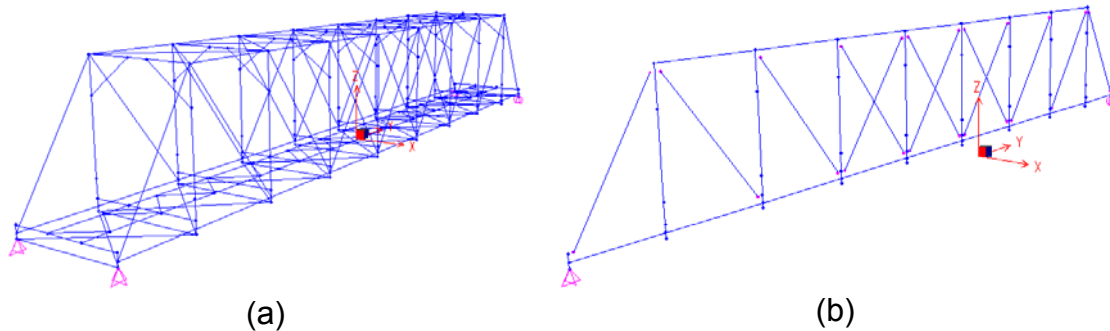
As cargas utilizadas para avaliação foram [Guerra, 1994]:

- peso próprio da estrutura;
- sobrecarga devido às passarelas;
- sobrecarga devido aos trilhos e dormentes;
- vento, segundo a norma ABNT NBR 6123/1988;
- carga móvel - Trem-tipo (TB 240 e TB 170), segundo a norma ABNT NBR 7189/1982;
- impacto lateral.

É importante citar que o peso próprio da estrutura foi calculado internamente pelo próprio SAP2000. Já a sobrecarga correspondente às passarelas foi calculada a partir de modelagem também feita no SAP2000.

Cada uma das pontes foi avaliada considerando-se a estrutura como pórtico espacial, treliça plana e treliça espacial. Para os casos de treliça plana e treliça espacial, a rotulação dos nós foi feita liberando-se a rotação e/ou translação das barras, apenas nas direções que não comprometessem a estabilidade do modelo. Algumas barras continuaram tendo um comportamento de pórtico. No caso da treliça plana, por existir apenas um plano, que é o de uma das treliças principais, as cargas

foram recolocadas de forma que os carregamentos que antes eram aplicados nas longarinas passaram a ser aplicados no banzo inferior da treliça e os carregamentos, que eram perpendiculares ao plano da treliça, como vento, foram eliminados. Essas cargas foram calculadas considerando-se apenas metade de todo o carregamento de cada uma das pontes. Na Figura 4 (a-b), mostram-se dois dos três tipos de modelagens feitas para a Ponte 1.



**Figura 4.** Modelagem da Ponte 1 como pórtico espacial (a) e como treliça plana (b).

Foram feitas quatro combinações de carregamentos; duas considerando a ponte carregada e duas considerando a ponte descarregada. O coeficiente de impacto vertical foi inserido nessa fase.

Tendo essa etapa concluída, foi possível verificar a capacidade de carga da ponte e identificar as barras mais solicitadas da estrutura. Essa identificação foi feita selecionando-se as barras mais tracionadas, mais comprimidas ou solicitadas com os maiores momentos fletores, e verificando-se pelo dimensionamento se todas atendiam ao mínimo necessário. O dimensionamento foi feito de acordo com a norma atual, usando-se o Método dos Estados Limites. Os esforços devidos à flexão encontrados nas barras foram transformados em esforços axiais correspondentes e então somados aos esforços axiais já existentes. Para isso, calculou-se um coeficiente K, em cm, chamado fator de flexão do perfil, pelo qual se dividiu o momento fletor M, em kNm [Carnaciali, 1976]. Ou seja,

$$P = \frac{M}{K} \quad [1]$$

onde K é o momento resistente W dividido pela área A da seção transversal do perfil. Os perfis foram então dimensionados apenas para tração ou compressão.

O método escolhido para a introdução de danos na estrutura foi o de diminuição de 5% da seção transversal, em alguns pontos de algumas barras, baseado na perda de material resultante do processo corrosivo. A análise dos resultados foi feita comparando-se as solicitações encontradas, nessas barras e nos elementos mais solicitados da estrutura, com as que haviam sido encontradas no modelo sem corrosão.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Todos os esforços máximos obtidos pelas modelagens ocorreram para a combinação de carregamento composta pelas seguintes cargas: Peso próprio (estrutura + trilhos e dormentes), Sobrecarga (passarelas), Impacto lateral, Vento na ponte carregada e Carga móvel; considerando-se os coeficientes de majoração das ações dados pela norma. Além disso, a Ponte 2 apresentou o mesmo comportamento da Ponte 1.

Na Tabela 1, mostram-se os valores médios para os esforços obtidos para cada sistema componente da Ponte 1, de acordo com o tipo de modelo.

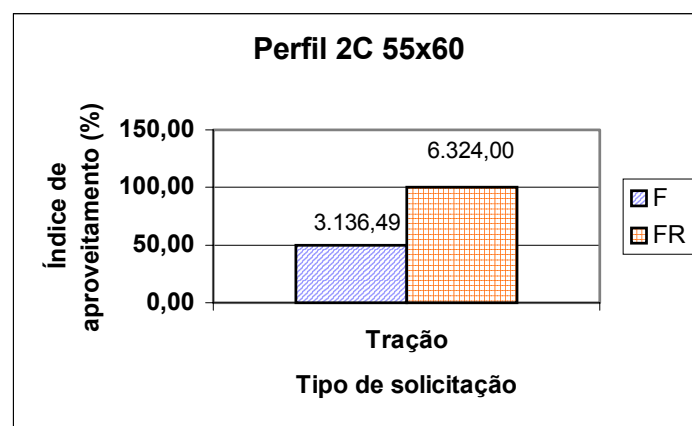
**Tabela 1.** Valores médios para os esforços obtidos para cada sistema componente da Ponte 1, de acordo com o tipo de modelo.

Sistemas Componentes		Pórtico Espacial	Treliça Espacial	Treliça Plana
Treliça Principal	Banzo Superior/inferior	310 tf	319 tf	315 tf
	Diagonais	200 tf	200 tf	198 tf
	Montantes	90 tf	99 tf	77 tf
Longarinas e Transversinas		41 tf		-----
Contraventamento Inferior		18 tf		-----
Contraventamento Superior		16 tf		-----

tf = tonelada força

Observando-se a Tabela 1, pode-se perceber que a distribuição de esforços nas treliças principais, quanto aos seus valores máximos, para os três tipos de modelos usados, ocorrem para os mesmos elementos e apresentam a mesma grandeza, portanto o efeito da tridimensionalidade parece não ser tão importante. Como era de se esperar, as treliças principais se apresentam suportando os maiores esforços.

Na Figura 5, observa-se que há uma reserva de resistência considerável nos perfis. No entanto, esta verificação foi feita pelo método dos estados limites, usando-se a norma brasileira, e considerando-se apenas esforços axiais. Quando verificadas automaticamente pelo programa SAP2000, segundo a norma americana AISC-ASD89, algumas barras não atendem às especificações. Nessa verificação, entretanto, é levada em conta a flexão oblíqua composta.



**Figura 5.** Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 55x60 (banzo inferior da treliça principal, da Ponte 1) e sua resistência.

Na Tabela 2, apresentam-se os valores dos deslocamentos máximos para cada modelo empregado para a Ponte 1. Verifica-se que os valores são praticamente os mesmos, evidenciando que existe uma boa correlação entre os modelos, principalmente quando se compara os modelos espaciais com o modelo plano.

**Tabela 2.** Deslocamentos máximos para os três tipos de modelos.

<b>Modelos</b>	<b>Deslocamentos Máximos (mm)</b>		
	<b>X (transversal)</b>	<b>Y (longitudinal)</b>	<b>Z (vertical)</b>
Pórtico Espacial	5,46	8,74	45,16
Treliça Espacial	31,6	7,61	47,11
Treliça Plana	-----	9,50	46,37

Quanto ao dano inserido no modelo, utilizando-se a norma AISC-ASD89, esse teve pouca influência na distribuição dos esforços pela estrutura. O dano inserido não foi suficiente para que se possa tirar qualquer conclusão, daí a necessidade de novas análises.

## **CONCLUSÕES**

- A distribuição de esforços nas treliças principais e nos outros elementos, quanto aos seus valores máximos, ocorrem praticamente para os mesmos elementos nos três modelos adotados (pórtico espacial, treliça espacial e treliça plana) ou seja, o efeito da tridimensionalidade para a distribuição de esforços não é importante;
- Os perfis apresentaram boa reserva de resistência quando verificados para esforços axiais, de acordo com a norma brasileira. No entanto, quando verificados pela utilização do SAP2000, de acordo com a norma americana AISC-ASD89, o mesmo não ocorreu;
- O dano introduzido no modelo (redução de 5% da seção transversal) teve pouca influência na distribuição de esforços pela estrutura;

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123 – Carga de vento em edificações** – 1988.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre** – 1984, 6p.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7189 – Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias** – 1982, 3p.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações** – 1980, 6p.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800 – Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios** – 1986, 200p.
6. ANDRADE, P. B. (2000). **Curso Básico de Estruturas de Aço**, 3ª edição, 179p., Belo Horizonte.
7. BEER, F. P. and JOHNSTON Jr., E. R. (1995). **Resistência dos Materiais**, 1255p., São Paulo.
8. BRINCK, F. M., CÂNDIDO, L. C., NEVES, F. A. (2004) – **Efeito da Corrosão na Integridade Estrutural da Ponte Metálica Marechal Hermes**, Dissertação de Mestrado/Construções Metálicas/DECIV/UFOP, 177p., Ouro Preto.
9. CÂNDIDO, L. C. (2001). **Corrosão - Notas de aula do Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais da UFOP**, 46p., Ouro Preto.

10. CÂNDIDO, L. C. (2002). **Patologia - Notas de aula do Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais da UFOP**, 108p., Ouro Preto.
11. CARNASCIALI, C. C. (1976). **Estruturas metálicas na prática**, 174p., São Paulo.
12. DIAS, L. A. M. (2000). **Estruturas de Aço – Conceitos, Técnicas e Linguagem**, p. 111–148, São Paulo.
13. GALAMBOS, T. V. (1988). **Guide to Stability Design – Criteria for Metal Structures**, 786p., USA.
14. GUERRA, E. O. (1994). **Curso de Pontes Metálicas – Notas de Aula do Instituto Politécnico da Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais**, 84p., Belo Horizonte.
15. KAYSER, J. R. and NOWAK, A. S. (1989). **Capacity Loss Due to Corrosion in Steel-Girder Bridges**, Journal of Structural Engineering, vol. 115, N° 6, p.1524-1537.
16. KIM, S. E. (1998). **Direct Design of Truss Bridges Using Advanced Analysis**, Structural Engineering and Mechanics, vol. 6, N° 8, p.871-882, Korea.
17. McCREA, A.; CHAMBERLAIN, D.; NAVON, R. (2001). **Automated Inspection and Restoration of Steel Bridges – A Critical Review of Methods and Enabling Technologies**, Automation in Construction 11, Elsevier, p.351-373, UK.
18. NEVES, F. A. (2001). **Avaliação Preliminar da Ponte Ferroviária Metálica Sobre o Rio São Francisco**, 57p., Ouro Preto.
19. PARK, C. H.; NOWAK, A. S.; Das, B. C.; FLINT, A. R. (1999). **Time-varying Reliability Model of Steel Girder Bridges**, Proc. Instn. Civ. Engrs Structs & Bldgs 128, p.359-367.
20. RADOJICIC, A. (2001). **Models for Identification of Cost Effective Interventions on Existing Structures – THÈSE N° 2474**, École Polytechnic Fédérale de Lausanne, p.19-25, Lausanne.
21. SALMON, C. G. and JOHNSON, J. E. (1980). **Steel Structures – Design and Behavior**, Second Edition, p.390-393, New York.
22. SARVESWARAN, V.; SMITH, J. W.; BLOCKLEY, D. I. (1998). **Reliability of Corrosion-Damaged Steel Structures Using Interval Probability Theory**, Structural Safety 21, Elsevier, p.237-255, UK.
23. SARVESWARAN, V. and ROBERTS, M. B. (1998). **Reliability Analysis of Deteriorating Structures – The Experience and Needs of Practicing Engineers**, Structural Safety 20, Elsevier, p.358-372, UK.
24. SÜSSEKIND, J. C. (1979). **Curso de Análise Estrutural – 1 Estruturas Isostáticas**, 365p., Porto Alegre.
25. THIEL, M. E.; ZULFIGAR, K.; ENGELHARDT, M. D. (2001). **Evaluation and Rehabilitation of Historic Metal Truss Bridges: Survey of Literature and Current Practices**, Technical Report Documentation Page – Report N° FHWA/TX-0-1741-1, p.21-43, Texas.
26. TRAUTNER, J. J. and FRANGOPOLO, D. M., (1990) **Computer Modeling and Reliability Evaluation of Steel Through Truss Bridges**, Structural Safety 7, Elsevier, p.255-267, Colorado.
27. WOODWARD, R. J.; CULLINGTON, D. W.; DALY, A. F.; VASSIE, P. R.; HAARDT, P.; KASHNER, R.; ASTUDILLO, R.; VELANDO, C.; GODART, B.; CREMONA, C.; MAHUT, B.; RAHARINAIVO, A.; LAU,; MARKEY, I.; BEVC, L.; PERUŠ, I. (2001). **Final Report – Contract n° RO – 97 – SC.2220**, p. 29-100, BRIME.

# ASSESSMENT IN CORROSION TERMS OF THE MARECHAL HERMES BRIDGE' STRUTURAL INTEGRITY, OVER SÃO FRANCISCO RIVER, USING SHAPE IN FINITE ELEMENTS<sup>1</sup>

*Fabiana Malta Brinck<sup>2</sup>  
Luiz Cláudio Cândido<sup>3</sup>  
Francisco de Assis das Neves<sup>4</sup>*

## **Abstract**

The Marechal Hermes Bridge, situated over São Francisco river, between the cities of Pirapora and Buritizeiro/MG, is in an advanced condition of degradation because of the corrosion, what causes the need of a recovery work. In order to reduce this kind of problem it is necessary to use inspections procedures to appraise the condition of the bridge structure. Beside, it is important to appraise the load bridge capacity, because, as the bridge get older, the deterioration caused by the intense traffic and an aggressive environment, become increasingly significant, resulting in a high number of repairs and in a reduction of its load capacity. This research intended to appraise the bridge's load capacity, to identify the most needed structure parts and to simulate the damage en the structure because of the corrosion, throughout shaping in finite elements, using the computer program SAP2000.

**Key-words:** Bridge; Degradation; Finite elements.

<sup>1</sup> 60º Annual Congress ABM, July 25<sup>th</sup> to 28<sup>th</sup>, 2005, Belo Horizonte/MG

<sup>2</sup> Civil Engineer, M.Sc.

<sup>3</sup> Metallurgical Engineer, M.Sc., D.Sc., REDEMAT/School of Mines/UFOP

<sup>4</sup> Civil Engineer, M.Sc., D.Sc., DECIV/UFOP