

# Reforço Estrutural com Compósitos de Fibras de Carbono em Ponte Rodoviária de Concreto Armado

*Alexandre Esteves Gomes dos Santos<sup>1</sup>*

*Cristiano Saad Travassos do Carmo<sup>2</sup>*

*Michele Frizzarin<sup>3</sup>*

*Paolo Adda<sup>4</sup>*

*Paolo Franchetti<sup>5</sup>*

## Resumo

As pontes são as obras de arte que proporcionam o desenvolvimento urbano e econômico de diversas regiões. A maioria das pontes brasileiras, no entanto, não recebe a manutenção adequada ao longo de sua vida útil, resultando no surgimento de patologias. Adendo a esse problema, a solicitação da concessionária MGO Rodovias, face às exigências da ANTT, culminam na necessidade de adaptações e correções de algumas pontes no trecho da rodovia BR-050/GO. Com essa solicitação de serviço a empresa Franchetti & Merola Engenharia LTDA foi encarregada pelo estudo de caso da ponte rodoviária localizada no estado de Goiás, sobre o córrego de Paineiras, que necessitou ter suas faixas de rolamento alargadas excêntrica, longarinas reforçadas à força cortante e correções genéricas de patologias encontradas. Para tanto, foi elaborado um mapa de patologias e correções a serem adotadas e um roteiro de dimensionamento do reforço estrutural com compósito de fibras de carbono das longarinas à força cortante, baseado na normalização estadunidense. Como conclusão do estudo notou-se a importância do mapeamento das patologias e a eficiência compósito de fibras de carbono como reforço estrutural, uma vez que esse se mostrou uma solução viável, com alto desempenho estrutural, reduzida interferência com a estrutura existente, apesar do custo elevado agregado.

**Palavras-chave:** reforço estrutural; compósito de fibras de carbono; concreto armado; ponte rodoviária.

## 1 Introdução

As pontes brasileiras, sejam elas metálicas ou de concreto armado, em sua maioria não têm a manutenção e utilização adequadas ao longo de suas vidas úteis. A sobrecarga excedente de caminhões, não prevista em projeto, aliada com a ausência de balanças nas rodovias para pesagem dos mesmos, ilustram essa deficiência na manutenção e utilização de pontes rodoviárias brasileiras.

Com isso as patologias estruturais nessas obras de arte são cada vez mais frequentes. Fissuração exagerada, armadura exposta, deterioração do concreto, entre outros sintomas de patologias podem ser facil-

mente identificados na superestrutura das pontes no Brasil.

Recentemente, a fim de melhorar os projetos de pontes, foram revisadas duas importantes normas nacionais, alterando carga de trem-tipo, cálculo de carga de impacto, *etc.* Tal revisão implicou, na adequação de pontes atuais que estariam “desatualizadas”.

Dessa forma a necessidade de suportar trem-tipo diferente, número de faixas distintos, implicou na nova avaliação das condições das pontes, corrigindo patologias existentes, seja por meio de reforço ou recuperação da estrutura. O caso presente deste estudo retrata um reforço em compósito de fibras de carbono à força cortante nas longarinas de uma ponte rodoviária.

1 alexandre.santos@aluni.puc-rio.br

2 cristianotravassos@aluni.puc-rio.br

3 michele.frizzarin@studiofranchetti.it

4 paolo.adda@studiofranchetti.com

5 paolo.franchetti@studiofranchetti.it

## 1.1 Atualizações nas Normas Técnicas Brasileiras

Recentemente duas importantes normas técnicas brasileiras sobre projetos de pontes foram alteradas. São elas: a NBR 7187, que foi alterada em 2003 e, atualmente, está em revisão; e a NBR 7188 que teve sua última alteração em 2013. A primeira refere-se ao procedimento de projetos de pontes de concreto armado e protendido, enquanto a segunda refere-se aos critérios de carregamento móvel adotados em pontes e outras estruturas usuais.

A revisão de 2003 da NBR 7187 foi direcionada para a atualização da mesma e, principalmente, na adequação à revisão da norma de projetos estruturais em concreto (NBR 6118:2003). A última revisão da NBR 6118 em 2014 direcionou também para uma nova revisão da NBR 7187:2003, que está em processo durante a realização deste trabalho.

A revisão da NBR 7188, em 2013, focou na análise das solicitações do carregamento móvel sobre pontes. Na versão de 1984, essa norma definia que a roda do trem-tipo encostava no guarda-rodas e que o coeficiente de impacto que majora as solicitações do trem-tipo, em pontes rodoviárias, equivale a:

$$\phi = 1,400 - 0,007 L_{iv} \quad (1)$$

onde  $L_{iv}$  é o comprimento do vão teórico de referência em metros, que varia de acordo com a hiperstaticidade do sistema estrutural.

Dessa forma, para vãos maiores que 58 m, observou-se que o coeficiente de impacto se aproximava da unidade, anulando o efeito de majoração das solicitações do trem-tipo. Com isso na NBR 7188:2013 o efeito de majoração passou a ser calculado por meio de três coeficientes distintos: coeficiente de impacto vertical ( $CIV$ ), relativo ao efeito dinâmico das cargas móveis coeficiente do número de faixas ( $CNF$ ), relativo à probabilidade de ocorrência da carga móvel em relação ao número de faixas e o coeficiente de impacto adicional ( $CIA$ ), relativo às imperfeições e irregularidades na pista de rolamento. (SILVA, *et al.*, 2014).

$$\phi' = CIV \times CNF \times CIA \quad (2)$$

onde

$$CIV = 1,35 \text{ para } L_{iv} \geq 10 \text{ m} \quad (3)$$

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left( \frac{20}{L_{iv} + 50} \right); \quad (4)$$

$$\text{sendo } 10 \text{ m} \leq L_{iv} \leq 200 \text{ m}$$

$$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9, \quad (5)$$

sendo  $n$  o número de faixas

$$CIA = 1,25 \text{ para obras em concreto ou mistas}$$

ou  $CIA = 1,15$  para obras em aço

Além disso o trem-tipo rodoviário mínimo a ser utilizado no cálculo das solicitações passou de TB-360 (NBR 7188:1984) com 360 kN de peso total com quatro rodas para TB-450 (NBR 7188:2013) com 450 kN de peso total com seis rodas, portanto, com uma área de ocupação maior na pista e com maior carga vertical.

Nesse sentido foram necessárias adequações nas pontes a serem recuperadas, reforçadas ou construídas, principalmente no que tange ao alargamento das faixas e à maior solicitação vertical de projeto.

## 2 Reforços com Compósito de Fibras de Carbono

### 2.1 Técnicas Usuais

Basicamente, o processo de reforço de estruturas de concreto armado usando *CFC* é realizado colando-se faixas ou tecidos nas regiões tracionadas. No reforço à força cortante, as fibras são dispostas transversalmente na face da viga, de maneira similar aos estribos de aço, visando o reforço das diagonais tracionadas da treliça de Mörch.

Existem três técnicas principais para de reforço à força cortante em vigas: envolvimento total da seção transversal; envolvimento em “U”, (duas laterais e a parte inferior) e aplicação apenas nas duas laterais da viga. O dimensionamento do reforço à força cortante segue a norma americana ACI-318/318R-105 (1999).

### 2.2 Metodologia de Cálculo

Para o dimensionamento do reforço com *CFC*, deve-se calcular primeiramente a força cortante a ser resistida pelo polímero, onde o coeficiente 0,85 é aplicado como fator de segurança na contribuição do reforço em função de ser uma técnica nova. A seguir, as formulações são baseadas nas normas ACI 318R-105(1999) e ACI 440.2R (2003):

$$V_n = V_c + V_s + 0,85 V_f \quad (6)$$

onde

$V_n$  – força cortante total na seção;

$V_c$  – a parcela resistida pelo concreto;

$V_s$  – força cortante resistida pelo aço;

$V_f$  – força cortante a ser resistida pelo *CFC*.

A força cortante que deverá ser resistida pelo CFC tem como base a capacidade resistente do concreto:

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin\beta + \cos\beta) d_f}{d_f} \leq 4\sqrt{f_{ck} b_w d} \quad (7)$$

sendo

$A_{fv}$  – área total necessária de reforço;  
 $f_{fe}$  – resistência efetiva do CFC;  
 $\beta$  – ângulo de orientação das fibras;  
 $d_f$  – altura útil da seção com a utilização do CFC;  
 $s_f$  – espaçamento calculado entre as faixas do CFC;  
 $f_{ck}$  – resistência característica do concreto;  
 $b_w$  – largura da seção;  
 $d$  – altura útil da seção.

A área de CFC na ruptura pode ser calculada de acordo com

$$A_{fv} = 2n t_f w_f \quad (8)$$

onde

$n$  – número de camadas de reforço;  
 $t_f$  – espessura da faixa de CFC;  
 $w_f$  – largura da faixa de CFC.

A resistência do CFC sob ação da força cortante, quando do rompimento da viga é calculado por meio das expressões

$$f_{fe} = R f_{fu} \quad (9)$$

$$R = k_1 k_2 \frac{L_e}{468 \varepsilon_{fu}} \leq \frac{0,005}{\varepsilon_{fu}} \quad (10)$$

$$k_1 \frac{f_{fk}^{2/3}}{4000} \quad k_2 \frac{d_{fe}}{d_f}$$

$$L_e = \frac{L_o}{\sqrt{n}} \quad L_o = \frac{2500}{(t_f E_f)^{0,58}} \quad (11)$$

onde

$R$  – fator de redução para o estado limite último (ELU);  
 $f_{fu}$  – resistência última do CFC;  
 $k_1$  e  $k_2$  – fatores de multiplicação;  
 $\varepsilon_{fu}$  – deformação específica máxima do CFC;  
 $d_{fe}$  – altura útil efetiva do CFC no reforço ao cisalhamento;  
 $L_e$  – comprimento efetivo do reforço;

$L_o$  – comprimento efetivo de uma camada de reforço;  
 $E_f$  – módulo de elasticidade do CFC.

O parâmetro  $d_{fe}$  deve ser obtido analisando-se se o reforço envolverá a viga em forma de “U” ou apenas nas laterais. Nesses casos tem-se respectivamente

$$d_{fe} = d_f - L_e \quad (12)$$

$$d_{fe} = d_f - 2L_e \quad (13)$$

Para a determinação do espaçamento máximo entre as faixas de CFC, com espaçamento mínimo corresponde a 5 cm, tem-se

$$S_{f,max} = w_f + d/4 \quad (14)$$

Para obtenção do valor total da força cortante a ser resistida pelo reforço deve se utilizar a expressão

$$V_s + V_f \leq 8\sqrt{f_{ck} b_w d} \quad (15)$$

A norma americana recomenda que para a distribuição do reforço na peça a colagem do material seja executada em toda a zona onde as forças cortantes superam as forças resistidas pela estrutura de concreto em seu estado limite último.

## 3 Estudo de Caso

### 3.1 Notas Iniciais

Conforme apresentado nos itens anteriores, a atualização da norma brasileira para projeto de pontes de concreto armado gerou a necessidade de verificação das pontes já existentes, quanto sua adequação aos padrões atuais de norma. Caso não estejam, será necessário realizar um processo de intervenção (reforço, recuperação ou alargamento de suas estruturas), a fim de se atender as exigências norma atual.

O presente estudo de caso se propõe a descrever o projeto de adequação de uma ponte de concreto armado, em que foi necessário o alargamento e reforço para a capacidade de carga de projeto, com variação do trem tipo para TB-45.

### 3.2 Dados da Ponte

A ponte está localizada entre Minas Gerais e Goiás, sobre o ribeirão Paineiras, situada no quilômetro 164 + 950 da rodovia BR-050/GO, no trecho entre Catalão e Campo Alegre de Goiás, no estado de Goiás (Brasil).

A ponte tem duas longarinas contínuas com dois vãos de 22 m e o vão central de 26 m de comprimento, que já haviam sido reforçadas com protensão externa. A Figura 1 apresenta um esquema da ponte existente, bem como a indicação do reforço por protensão.

O projeto pretende ampliar a largura da ponte existente de 12,8 m atuais a 13,15 m finais. A solução escolhida foi a de realizar uma ampliação da laje em concreto existente, utilizando-se barras fixadas à laje existente e outros ferros conectadas à altura da laje. A laje existente foi reforçada com uma série de barras de aço (armadura passiva) ligadas às vigas existentes, cujo esquema com planta da laje e vista superior é apresentado na Figura 2.

À época a ponte havia acabado de passar por uma obra de recapeamento, com a renovação do as-

falto das duas faixas de rolamento. No entanto, o acostamento não recebeu a devida manutenção que necessitava, como pode ser observado pelo guarda-roda danificado (Figura 3). Aliado a esse problema houve um incêndio nas margens do rio, atingindo locais da ponte, indicados claramente por manchas (Figura 4).

### 3.3 Patologias Encontradas

Juntamente com a necessidade do reforço estrutural para a adequação à norma brasileira atualizada, verificou-se a existência de problemas estruturais na ponte existente, havendo a imprescindibilidade da reforma da estrutura. A Figura 5 mostra uma das patologias identificadas na longarina existente.

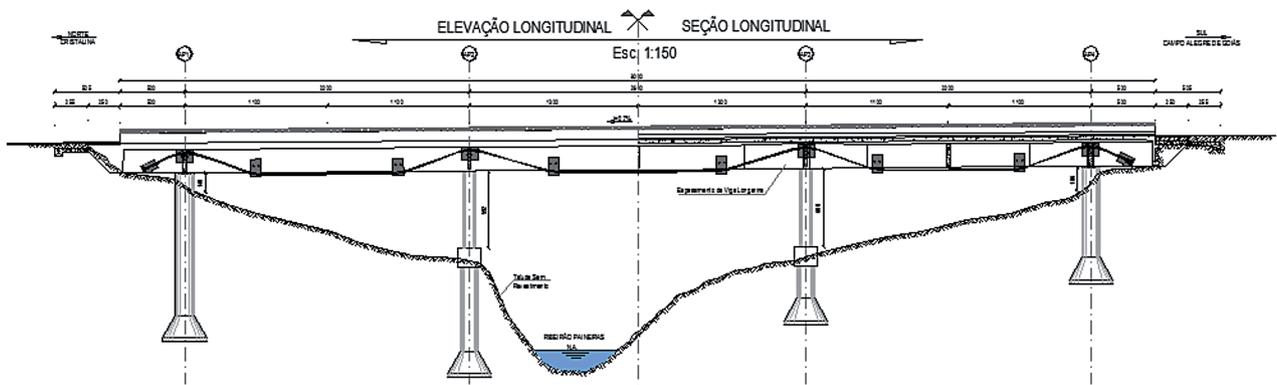


Figura 1 – Vista frontal da ponte existente.

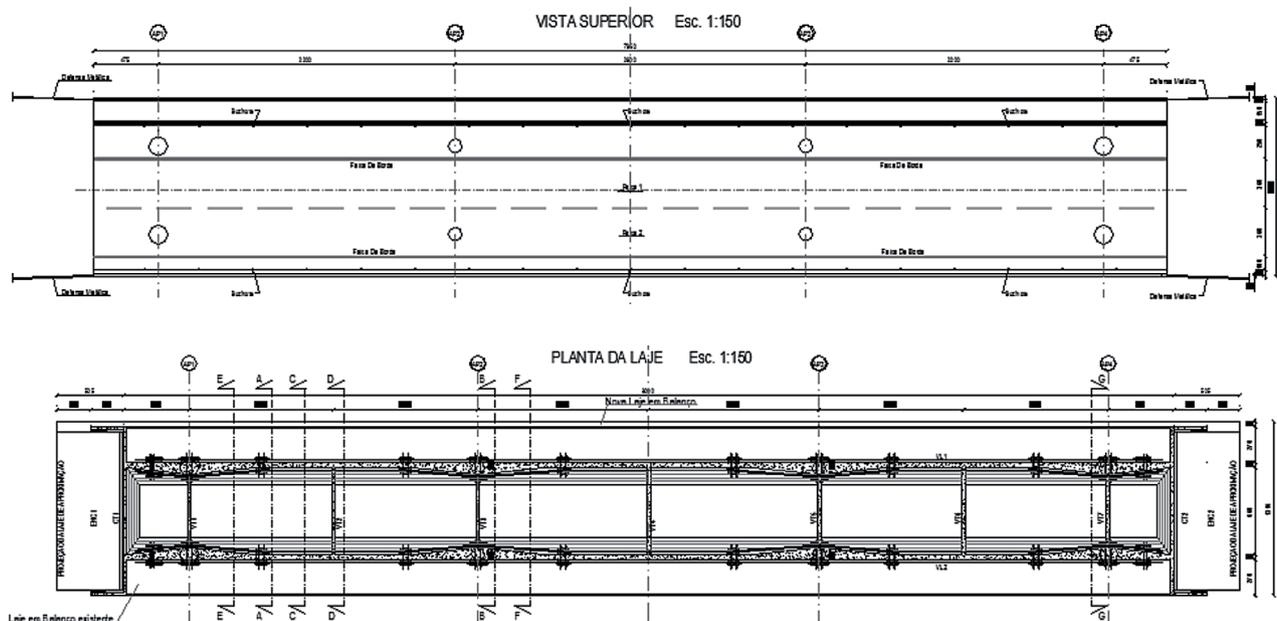


Figura 2 – Vista superior e inferior da ponte alargada.

Para tratar os problemas encontrados e com a finalidade de iniciar os reforços da estrutura elaborou-se um projeto de reforma, que é apresentado na Figuras 6. As Figuras 7, 8 e 9 mostram, com maior

detalhe os danos encontrados em cada vão da ponte. A Figura 10 apresenta a legenda com os todos os danos identificados na estrutura e os reparos necessários.



Figura 3 – Guarda-corpo danificado.

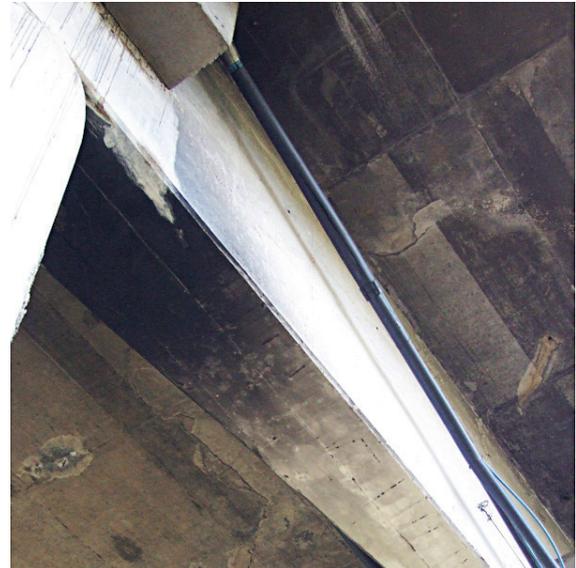


Figura 4 – Manchas escuras provenientes do incêndio.



Figura 5 – Armadura exposta na longarina.

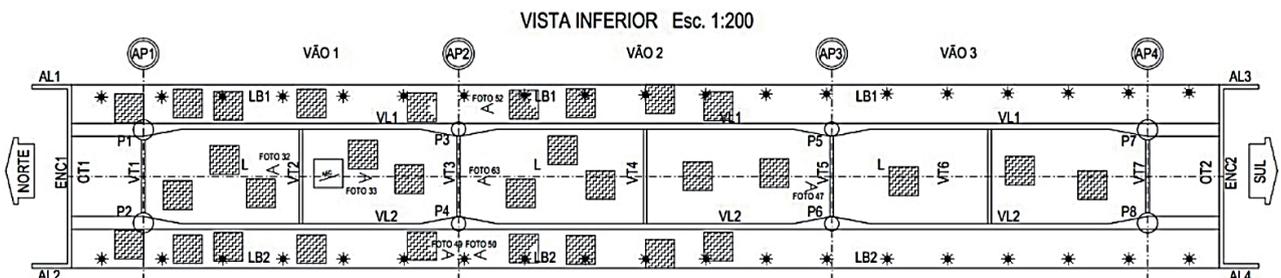


Figura 6 – Vista inferior da ponte com as patologias encontradas.

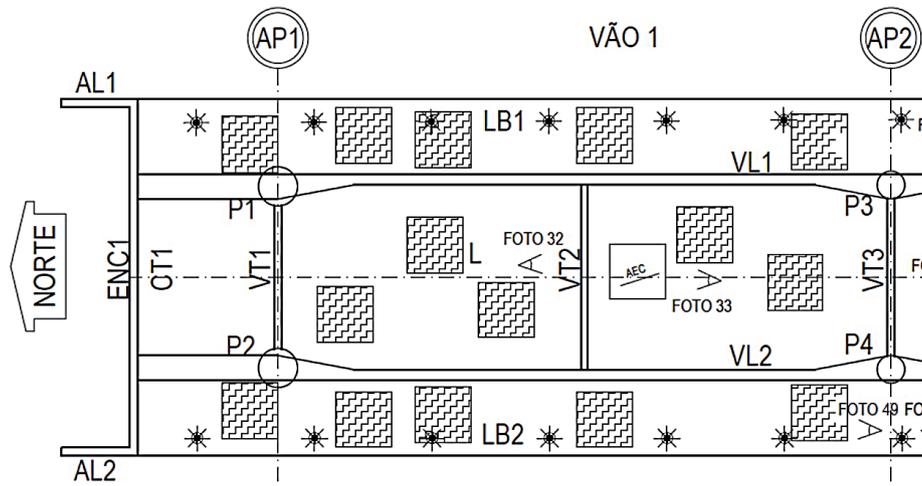


Figura 7 – Detalhe com as patologias encontradas no “VÃO 1” (vista inferior; escala 1:200).

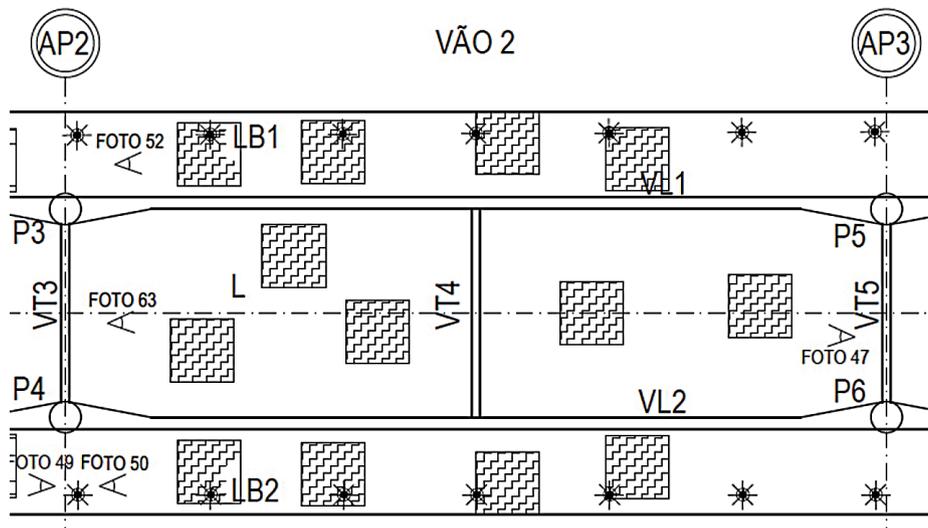


Figura 8 – Detalhe com as patologias encontradas no “VÃO 2” (vista inferior; escala 1:200).

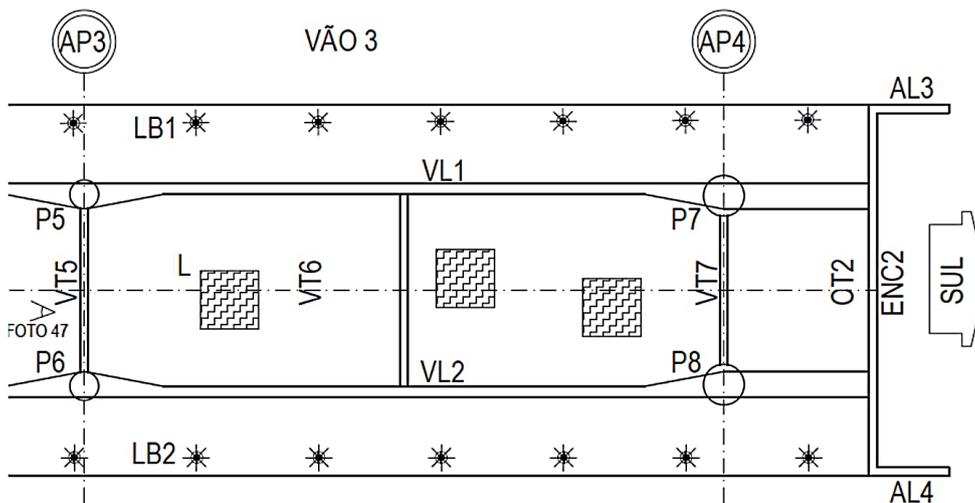


Figura 9 – Detalhe com as patologias encontradas no “VÃO 3” (vista inferior; escala 1:200).

	DANO	REPARO
	FISSURAS (ABERTURA EM MILIMETROS)	REPARO SUPERFICIAL LOCALIZADO COM ARGAMASSA DE REPARO
	FISSURAS COM EFLORÉSCENCIA (ABERTURA EM MILIMETROS)	TRATAMENTO LOCALIZADO DE FISSURAS PASSIVAS
	CONCRETO DESAGREGADO	REPARO ESTRUTURAL DO SUBSTRATO DE CONCRETO E AÇO, REPARO SUPERFICIAL LOCALIZADO COM ARGAMASSA DE REPARO
	CONCRETO DESAGREGADO COM ARMADURA EXPOSTA E CORROÍDA	REPARO ESTRUTURAL DO SUBSTRATO DE CONCRETO E AÇO, TRATAMENTO SUPERFICIAL DO CONCRETO
	ARMADURA EXPOSTA E CORROÍDA	REPARO ESTRUTURAL DO SUBSTRATO DE CONCRETO E AÇO, REPARO SUPERFICIAL LOCALIZADO COM ARGAMASSA DE REPARO
	PAVIMENTO DETERIORADO	RECUPERAÇÃO DE PAVIMENTO ASFÁLTICO E TRATAMENTO NA JUNTA DE ENCONTRO
	FORMA DE MADEIRA	REMOÇÃO DE RESTOS DE FORMAS DA SUPERFÍCIE DE PEÇAS ESTRUTURAIS
	PONTAS DE FERRO (TENSORES DE FORMAS)	REMOÇÃO DE PONTAS DE AÇO - TENSORES DE FÔRMAS - DA SUPERFÍCIE DAS PEÇAS ESTRUTURAIS
	ACÚMULO DE DETRITOS	LIMPEZA DO PAVIMENTO E DESOBSTRUÇÃO DE BUZINOTES
	MANCHA DE EFLORÉSCENCIA	REPARO ESTRUTURAL DO SUBSTRATO DE CONCRETO E AÇO, REPARO SUPERFICIAL LOCALIZADO COM ARGAMASSA DE REPARO
	MANCHAS DE UMIDADE	REPARO ESTRUTURAL DO SUBSTRATO DE CONCRETO E AÇO, REPARO SUPERFICIAL LOCALIZADO COM ARGAMASSA DE REPARO, PROLONGAMENTO DE BUZINOTES
	BUZINOTE CURTO E/OU OBSTRUÍDO	LIMPEZA DO PAVIMENTO E DESOBSTRUÇÃO DE BUZINOTES, PROLONGAMENTO DE BUZINOTES
	OXIDAÇÃO SUPERFICIAL	PROTEÇÃO SUPERFICIAL EM ELEMENTO METÁLICOS
	FORMA IRREGULAR	TRATAMENTO SUPERFICIAL DO CONCRETO
	JATO DE CONCRETO SUCESSIVO	TRATAMENTO SUPERFICIAL DO CONCRETO
	ESTUQUE COM MATERIAL INADEQUADO	TRATAMENTO SUPERFICIAL DO CONCRETO

Figura 10 – Legenda de danos na estrutura e reparos necessários.

### 3.4 Soluções Propostas

O cálculo das tensões na estrutura foi realizado por meio de simulação numérica pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), em conjunto com cálculos efetuados com modelos simplificados. A Figura 11 ilustra o modelo computacional idealizado no software Strauss. Adotou-se elementos de barra para o modelo

e cálculo em MEF, e o trem-tipo de carregamento considerado foi de cargas concentradas com faixas de carga distribuída.

O modelo foi elaborado seguindo-se as alterações impostas pelas normas citadas anteriormente neste artigo. A aplicação das cargas e seus respectivos coeficientes de majoração foram empregados para amplificar as solicitações geradas.

Como exemplo pode-se citar o carregamento do trem tipo e o de multidão que foi aplicado para gerar os maiores momentos de flexão positivo e negativo, observando-se a linha de influência da estrutura.

Analisando-se as solicitações geradas por estas modificações, verificou-se que o reforço era necessário somente nos apoios para o momento negativo e para a solicitação de força cortante.

As longarinas existentes da ponte, recentemente reforçadas por uma intervenção de protensão externa, não necessitaram de um reforço adicional ao momento positivo. Entretanto para o aumento do momento negativo foram adicionados 11 barras de aço na laje.

Para esta verificação foram calculados os máximos momentos de flexão negativos nas longarinas para as situações da viga existente, e da viga atualizada com as novas condições de carregamento.

$$M_{Viga Antiga} = - 11008 \text{ kN.m}$$

$$M_{Viga atualizada} = - 14940 \text{ kN.m}$$

$$M_{Viga atualizada} - M_{Viga Antiga} = 3932 \text{ kN.m} \times 1,2 \text{ (fator de fadiga)} = 4800 \text{ kN.m}$$

A partir do acréscimo do momento de flexão para as novas condições de carregamento da ponte, foi possível chegar ao reforço necessário, conforme mostrado na Tabela 1.

O reforço para as patologias identificadas foi executado com compósito de fibras de carbono, dimensionada para a força cortante. Essa solução foi escolhida levando-se em consideração a limitação do espaço, já que a protensão externa situava-se no entorno das longarinas, o que dificultava a aplicação de outras técnicas para recuperação da estrutura.

Na Tabela 2 é apresentado o dimensionamento à força cortante das vigas longarinas existentes.

Para essa verificação foi considerado a máxima força cortante nas condições de carregamento da viga atual, para a identificação da armadura existente, a fim de se verificar sua situação. Em seguida, a ponte foi atualizada para as novas condições de carregamento e observou-se que a armadura existente não seria suficiente para resistir à nova solicitação.

Entretanto, o reforço em armadura passiva de concreto armado foi inviabilizado pelo espaço limitado gerado pelo reforço da protensão externa, e por ser

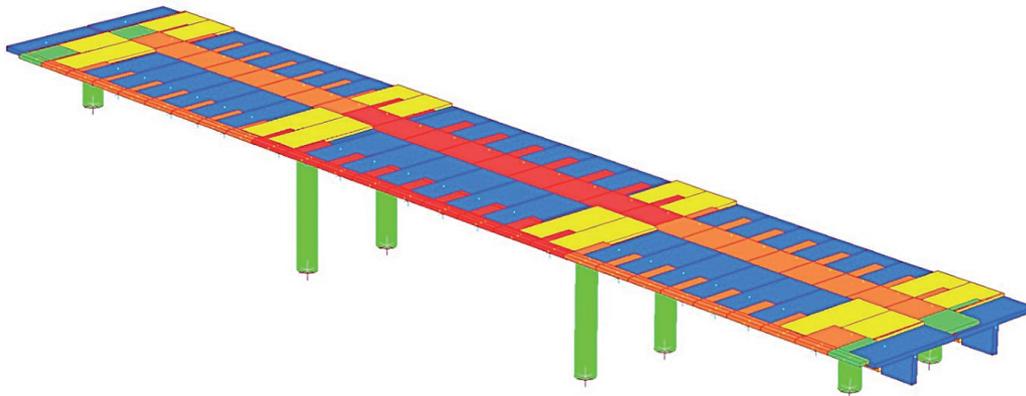


Figura 11 – Modelo em MEF (Strauss).

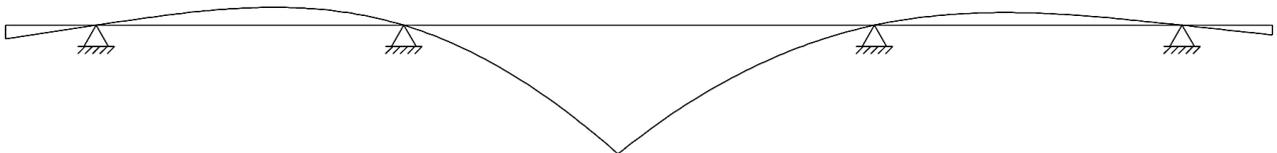


Figura 12 – Linha de influência do momento de flexão positivo no meio do vão principal.

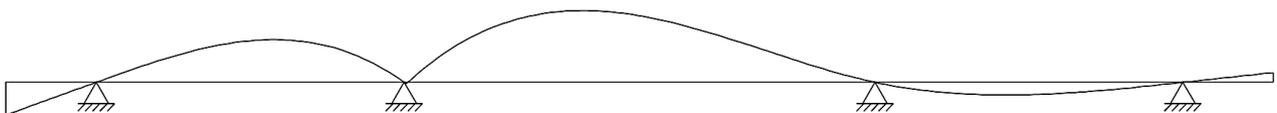


Figura 13 – Linha de influência do momento de flexão negativo no segundo apoio.

uma estrutura antiga a massa específica reduzida do compósito também é um grande facilitador para essa escolha em compósito de fibra de carbono.

Constatou-se então a necessidade do reforço e dimensionou-se o compósito de fibras de carbono a ser utilizado. Na Tabela 3 é apresentada a verificação para o reforço com CFC.

A análise dos dados da Tabela 3 mostra que a necessidade do reforço é solucionada com três camadas de compósito de fibras de carbono, com 250 mm de espessura e sem espaçamento entre eixos. Esse reforço pode ser melhor compreendido na vista lateral da longarina, representada na Figura 14.

Tabela 1 – Reforço do momento negativo na longarina.

		Dimensionamento à Flexão Simples Seção Retangular																				
	Caso	$M_d$ (kN.m)	$b_w$ (cm)	$h$ (cm)	$d'$ (cm)	$d$ (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	$\gamma_c$	$\gamma_s$	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$\rho_{min}$	$k_{md}$	$k_{md,lim}$	$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,calc}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,nec}$ (cm <sup>2</sup> )	$\phi_{adot.}$ (mm)	Nº Barras	$A_{s,adot}$ (cm <sup>2</sup> )	Verif.	
Reforço das vigas	$M_{MAX}$	-	4800,000	90	220	10	210	19800	1,4	1,15	45	500	0,2	0,038	0,272	38,41	53,79	<b>53,79</b>	25,0	11	<b>54,00</b>	OK

Tabela 2 – Verificação da armadura resistente à força cortante.

		Dimensionamento ao Cortante - Modelo de Cálculo I - NBR 6118 - Item 17.4.2.2																				
	Caso	$V_{Sd}$ (kN)	$b_w$ (cm)	$h$ (cm)	$d'$ (cm)	$d$ (cm)	$\gamma_c$	$\gamma_s$	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$(A_{sw/s})_{Calc}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$(A_{sw/s})_{Min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$(A_{sw/s})$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\phi_{adot.}$ (mm)	Nº Pernas	S (cm)	$(A_{sw/s})_{Adot}$ (cm <sup>2</sup> /m)	Verif.				
LONGARINAS	Viga antiga	$V_{MAX}$	2650,000	90	220	10	210	1,4	1,15	30	500	12,26	10,43	<b>12,26</b>	10,00	4,00	20,00	15,71	OK			
	Viga atualizada	$V_{MAX}$	3600,000	90	220	10	210	1,4	1,15	30	500	23,82	10,43	<b>23,82</b>	10,00	4,00	20,00	15,71	Checar			

Tabela 3 – Parâmetros do reforço em compósito de fibras de carbono.

REFORÇO TIPO “U” – SEÇÃO RETANGULAR	
$E_f$ [Gpa]	230
$f_{tk}$ [MPa]	4000
$f_c$ [MPa]	21,43
$\gamma_{rd}$	1,2
$b_w$ [mm]	900
$h_w$ [mm]	2200
$z d_f$ [mm]	1550
$t_f$ [mm]	0,167
$n$	3
$\beta$ [°]	90
$\theta$ [°]	45
$S_f$ [mm]	200
$w_f$ [mm]	200
$A_{fv}$ [mm <sup>2</sup> ]	200,40
$V_{depois}$ [kN]	3600,00
$V_{antes}$ [kN]	2650,00
$V_n$ [kN]	950,00
$Le$ [mm]	26,80
$f_{tu}$ [GPa]	3,80
$\epsilon_{fu}$	0,016
$k_1$	0,845
$k_2$	0,982
$k_v \leq 0,75$	0,116
$\epsilon_{re} \leq 0,004$	0,002
$f_{fe}$ [MPa]	0,430
$V_{fd}$ [kN]	1029,354
$\gamma$	<b>0,923</b>

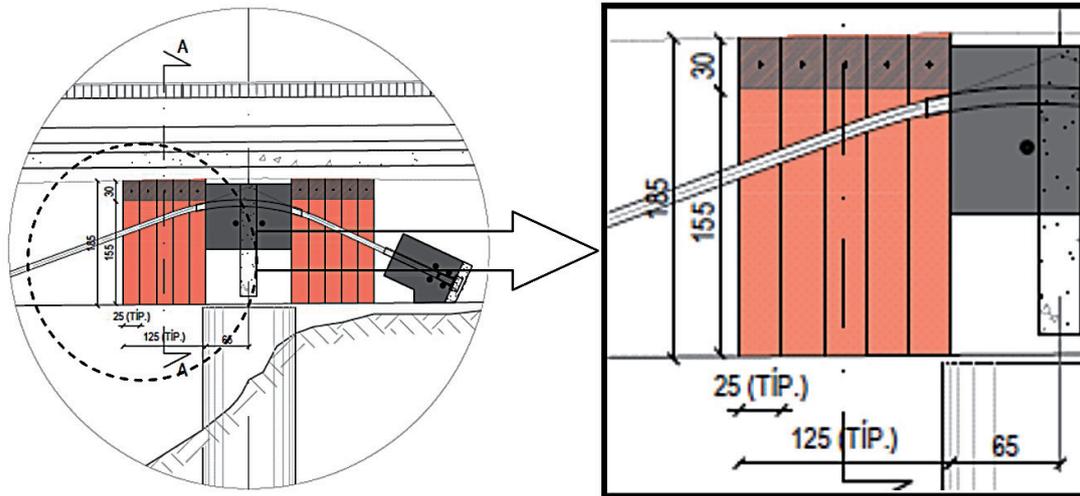


Figura 14 – Vista lateral do reforço em compósito de fibras de carbono.

Para realizar o reforço em compósito de fibras de carbono sikawrap-230 C/45 ou similar, sendo que a superfície estava seca, limpa e livre de leitanças superficiais, gelo, água parada, gorduras, tratamentos superficiais ou pinturas antigas e partículas soltas. O concreto foi limpa e preparada até se obter uma superfície de poro aberto, limpo e sem contaminantes.

A superfície foi nivelada e o recobrimento do concreto carbonatado ou fraco foi removido e niveladas as superfícies, de acordo com o seguinte sistema:

- proteção do aço corroído: Sikatop Armatec 110 Epocem;
- materiais de reparação estrutural: Sikadur-30 ou Sika Monotop-412 S.

Para a aplicação foi respeitada a ficha de produto do fabricante, que foi cortada com tesoura especial ou X-Acto, e não se dobrou a manta, quando do procedimento de aplicação, e o produto só foi ser aplicado por profissionais qualificados.

## 4 Conclusões

Frente às patologias encontradas na ponte em estudo os reparos necessários, juntamente com a readequação normativa, tornou imperioso reforço da estrutura com armadura passiva para a solicitação dos momentos negativos e o compósito de fibra de carbono para resistir ao acréscimo da força cortante.

A fácil aplicação dos compósitos de fibras de carbono e grande resistência fazem com que solicitações de notáveis magnitudes, e com complexidade de execução, se tornem facilmente contornadas, em reforços de pontes rodoviárias.

Embora apresente um custo mais elevado, a

aplicação da solução com a utilização do reforço em compósito de fibras de carbono se mostrou eficiente em contornar as adversidades locais, uma vez que a existência da protensão externa dificultaria a realização de um reforço de armadura passiva convencional.

Além disso verificou-se que o roteiro de cálculo para dimensionamento em compósito de fibras de carbono é relativamente simples quando comparado com outras soluções em reforço estrutural.

Por conseguinte o compósito de fibras de carbono foi o material mais oportuno para a situação encontrada, face à sua alta resistência e rigidez, massa específica reduzida, alta resistência à fadiga, baixo coeficiente de dilatação térmica, ótima resistência contra ataques químicos e corrosão e rapidez e facilidade de instalação.

## Referências

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014.
- \_\_\_\_\_. NBR 7187 – **Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento**, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2003.
- \_\_\_\_\_. NBR 7188 – **Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre**, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1982.
- \_\_\_\_\_. NBR 7188 – **Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2013.
- \_\_\_\_\_. NBR 9452 – **Vistorias de pontes e viadutos de concreto – Procedimento**, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318R-105: **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**. Detroit, 1999.

\_\_\_\_\_. ACI 440.2R: **Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures**. Detroit, 2003.

CURCIO, Ronald Cristhian de Lima. **Pontes rodoviárias: levantamento das principais patologias estruturais**. Trabalho de conclusão do curso de engenharia civil da Universidade de São Francisco. 2008.

MACHADO, A. P. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono**. São Paulo: Editora Pini. 2002.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Pontes de concreto armado**. São Paulo: Editora Blucher. 2008.

MENDES, Paulo de Tarso Cronemberger. **Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concre-**

**to aplicado à rede de rodovias brasileiras**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009. Acesso em 08 de novembro de 2016.

SILVA, Pauline Fonseca da; BRITO, Marcus Alexandre Noronha de; SANTOS, Iviane Cunha e; SILVA, Ramon Saleno Yure Costa; SOBRINHO, Brunno Emidio. **Efeitos da Mudança da NBR 7188:2013 nos Projetos de Pontes. Estudo de Caso: Projeto de Recuperação da Ponte sobre o Rio Correias na BR 101/SC**. Artigo do VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. 2014.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Editora Pini. 1998.

VASCONCELOS, Augusto Carlos de. **O concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações, volume III**. São Paulo: Studio Nobel. 2002.