

## **Reforço Estrutural de Pontes Rodoviárias em Concreto Armado Utilizando Protensão Externa**

**Mariana Borges Oliveira<sup>1</sup>, Arquimedes Diógenes Ciloni<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> Universidade Federal de Uberlândia / Faculdade de Engenharia Civil / mari.borgesoliveira@hotmail.com

<sup>2</sup> Universidade Federal de Uberlândia / Faculdade de Engenharia Civil / Departamento de Estruturas / adciloni@ufu.br

### **Resumo**

No Brasil, a quantidade de obras-de-arte especiais em concreto armado que se encontram obsoletas é muito grande. Os principais motivos que tornam essas obras, em grande parte viadutos e pontes rodoviárias, defasadas, são a falta de inspeção e manutenção das mesmas e a incapacidade dessas obras em resistir os acréscimos de cargas devido aos novos veículos de grande porte existentes, que acompanham o crescimento do volume e intensidade do modal rodoviário. Entre os métodos de reforço estrutural disponíveis, a protensão externa se classifica como um recurso viável para a maioria das obras de reforço devido a sua facilidade de execução e o baixo peso que acresce à estrutura, além da facilidade de manutenção e possível substituição das cordoalhas, por estas serem externas à seção. É uma boa alternativa caso não seja possível paralisar o uso da obra durante a execução do reforço ou quando não se deseja fazer alterações no interior da estrutura. No entanto, a protensão externa exige mão de obra especializada e uma ótima proteção contra intempéries e corrosão. Por isso, para definir qual o tipo de reforço estrutural ideal para uma obra, é necessário ponderar estes e outros requisitos. Este trabalho analisa a utilização da protensão externa como reforço para obras-de-arte especiais em concreto armado, os requisitos necessários para sua aplicação, seu desempenho como reforço estrutural através de um exemplo de aplicação em uma ponte rodoviária, e a abordagem das normas e da literatura brasileira sobre o assunto, que se mostraram aptas a tratar do conteúdo, possibilitando que as obras atendam aos requisitos necessários com segurança.

### **Palavras-chave**

Protensão externa; Reforço estrutural; Pontes.

### **1. Introdução**

Nas últimas décadas o modal rodoviário brasileiro sofreu um aumento em seu volume e intensidade, deixando grande parte das pontes e viadutos que o compõem com patologias e problemas que afetam sua capacidade mecânica. Além desse acréscimo, outro fator de grande peso para a obsolescência de muitas pontes rodoviárias é a falta de inspeção e manutenção dessas pelo poder público. Dentre os vários problemas e patologias que surgem devido a esses fatores, a incapacidade estrutural das pontes é de grande importância, pois afeta diretamente a segurança da estrutura.

Para evitar que a estrutura se torne incapaz de resistir aos esforços solicitantes, é possível intervir por meio de reforços estruturais com o objetivo de recuperar a resistência mecânica da mesma. A protensão externa é um dos métodos de reforços estruturais existentes e é muito utilizada nos casos de reforços em pontes, inclusive no Brasil, pela possibilidade de reforçar ativamente a estrutura sem a necessidade de alterar sua seção original e interromper o seu uso durante a obra. Esse recurso consiste na ancoragem da armadura ativa externamente à estrutura, por isso também é chamada de protensão sem aderência, visto que não há união direta entre as armaduras e o material da obra, e sim por meio dos blocos de ancoragem e desviadores.

#### **1.1 Níveis de Protensão**

Observando a intensidade da força de protensão e a respectiva excentricidade dos cabos, é possível regulamentá-la para atender as exigências relativas à classe de agressividade ambiental, à fissuração e às

combinações de ações em serviço (HANAI, 2005). Sendo assim, A ABNT NBR 6118:2014 define três níveis de protensão: completa, limitada e parcial.

- Na protensão completa não se admitem tensões normais de tração devido à flexão da peça em toda a sua seção. É utilizada geralmente em obras situadas em meios muito agressivos, quando não se permite fissurações no concreto;
- A protensão limitada permite tensões de tração, desde que para as combinações quase permanentes e frequentes de ações sejam respeitados, respectivamente, os estados limites de descompressão e de formação de fissuras. É usualmente utilizada na construção de pontes e passarelas;
- Para a protensão parcial as condições a serem respeitadas são semelhantes às da protensão limitada, porém, ela permite que os valores da tensão de tração na seção sejam um pouco mais elevados, com a formação de fissuras de até 0,2 mm.

### 1.2 Vantagens e desvantagens

A protensão externa oferece diversas vantagens e desvantagens que devem ser levadas em consideração na hora da escolha do reforço estrutural, de acordo com as características e demandas da obra em questão.

Dentre as vantagens, pode-se citar:

- Não inviabiliza a utilização da obra enquanto o reforço é executado;
- Facilidade na inspeção, manutenção e nas possíveis substituições das cordoalhas;
- Acresce um baixo peso à estrutura existente;
- Facilidade na instalação das cordoalhas, por serem externas à seção;
- Diversas possibilidades para o traçado dos cabos, sendo possível combater momentos positivos e negativos;
- Economia com fôrmas e escoramentos;
- Redução das perdas de protensão, pelo fato dos cabos não apresentarem aderência à estrutura;
- Não há necessidade de injeção de pasta de cimento;
- Facilidade na operação dos macacos para monocordoalhas devido sua relativa leveza e capacidade de carga;
- Redução do consumo de concreto, por eliminar a necessidade de aumentar a seção do elemento.

Algumas das desvantagens são:

- Por serem externas à estrutura, as cordoalhas ficam mais sujeitas a ações de fogo e impactos mecânicos;
- Utiliza equipamentos e técnicas que exigem mão de obra especializada;
- Exige uma ótima proteção contra intempéries e corrosão;
- Os blocos de ancoragem e desviadores devem ter seus pesos incluídos na carga permanente da estrutura;
- Necessita que a estrutura tenha o comprimento necessário para o traçado dos cabos, levando em consideração as posições dos blocos de ancoragem e desviadores;
- Pode ser necessário o corte de vigas transversinas para a passagem das cordoalhas.

## 2. Desenvolvimento

De início, para realizar o dimensionamento de reforço através da protensão externa, calculam-se os esforços solicitantes atuantes na estrutura original e na estrutura após o reforço. Para isso, em ambos os casos, são obtidas as cargas atuantes na estrutura e determinado o trem tipo longitudinal para a consideração dos efeitos dinâmicos das cargas móveis através de sua multiplicação por um coeficiente de impacto, de acordo com a ABNT NBR 7187:2003.

Desse modo, a carga acrescida a ser utilizada no dimensionamento do reforço é equivalente à diferença dos valores dos esforços solicitantes na estrutura original e na estrutura após o reforço.

Em seguida, determina-se o traçado dos cabos de protensão na estrutura, levando em consideração que quanto maior a distância entre os cabos e o CG da seção transversal da peça, maior os esforços obtidos pela protensão.

## 2.1 Dimensionamento ao momento fletor

A força final de protensão ( $P_{\infty,est}$ ) para que o reforço seja efetivo pode ser obtida dividindo o momento de reforço pela distância entre os cabos de protensão e o CG da seção de concreto ( $e_p$ ), como apresenta a Equação 1.

$$M_p = P_{\infty,est} \times e_p \quad (1)$$

onde:

$M_p$  = momento de reforço, em kNcm;

$P_{\infty,est}$  = força final estimada de protensão, em kN;

$e_p$  = distância entre os cabos e o CG da seção de concreto, em cm.

A força de protensão aplicada nos cabos no tempo  $t = 0$  ( $P_o$ ) sofre perdas imediatas e progressivas, que faz com que haja uma diferença entre essa e a força de final de protensão ( $P_{\infty,est}$ ). Por isso, faz-se uma estimativa para o total de perdas, geralmente entre 15 e 20%, para se obter  $P_o$  através da  $P_{\infty,est}$ .

Ao término da operação de protensão, a tensão  $\sigma_{po}$  da armadura pré-tracionada ou pós-tracionada decorrente da força  $P_o$  não pode superar os limites estabelecidos no item 9.6.1.2.1 – b da ABNT NBR 6118:2014, descritos na Equação (2).

$$\sigma_{po} \leq \begin{cases} 0,8 \times f_{ptk} \\ 0,88 \times f_{pyk} \end{cases} \quad (2)$$

onde:

$\sigma_{po}$  = tensão devido a força inicial de protensão ( $P_o$ ), em MPa.

Com isso, tem-se que a área da armadura ativa é dada pela Equação (3).

$$A_{p,est} = \frac{P_{o,est}}{\sigma_{po}} \quad (3)$$

onde:

$A_{p,est}$  = área estimada da armadura de protensão, em cm<sup>2</sup>.

A partir do valor de  $A_{p,est}$ , adota-se a quantidade de cordoalhas para Concreto Protendido, determinando também o diâmetro nominal das mesmas, obtendo-se o novo valor da área da armadura ativa ( $A_p$ ).

## 2.2 Força inicial $P_i$ e força ancorada $P_a$

De acordo com Hanai (2005), a força inicial  $P_i$  corresponde a força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração antes de ser realizada a ancoragem das cordoalhas e é limitada pelo valor máximo estabelecido na Equação (2), conforme ABNT NBR 6118:2014. Com a nova área devido a quantidade de barras adotadas, obtém-se a força inicial  $P_i$  (Equação 4).

$$P_i = \sigma_{pi} A_p \quad (4)$$

Ainda de acordo com Hanai (2005), a força de ancoragem ( $P_a$ ) corresponde ao valor da força de protensão imediatamente anterior à transferência de tensões no concreto que, no caso da protensão externa com cordoalhas ancoradas em blocos de concreto, corresponde ao concreto dos mesmos. Para determinar o valor de  $P_a$  a partir do valor de  $P_i$  é preciso considerar o escorregamento dos fios na ancoragem, o atrito nos desvios da armadura (pelo traçado das cordoalhas configurarem cabos poligonais), a relaxação inicial da armadura e a retração inicial do concreto. Essas perdas podem ser estimadas em 3% no caso de aços com relaxação baixa (RB).

$$\therefore P_a = (1 - 0,03) P_i \quad (5)$$

A perda de protensão por deformação imediata do concreto é decorrente do próprio processo de transferência da força de protensão ao concreto, que sofre a necessária deformação para ficar protendido (HANAI, 2005). Essa perda é dada pela Equação (6).

$$\sigma_{cpa} = - \left[ \frac{P_a}{A_h} + \frac{P_a \times e_p^2}{I_h} \right] \quad (6)$$

onde:

$\sigma_{cpa}$  = tensão no concreto na fibra adjacente ao centro de gravidade da armadura ativa que resulta, portanto, em sinal negativo;

$A_h$  = área da seção de concreto homogeneizada, em  $\text{cm}^2$ ;

$I_h$  = inércia da seção homogeneizada, em  $\text{cm}^4$ .

Logo, a tensão aplicada pelo aparelho de tração no tempo  $t = 0$ , é definida pela Equação (7).

$$\sigma_{po} = \sigma_{pa} - \alpha_p \sigma_{cpa} \quad (7)$$

onde:

$\alpha_p$  = coeficiente que relaciona os módulos de elasticidade do aço e do concreto;

Com isso, calcula-se a força real  $P_o$  aplicada no tempo  $t = 0$  de acordo com a Equação (8).

$$P_o = \sigma_{po} A_p \quad (8)$$

Com o valor real de  $P_o$  e o estimado no começo do dimensionamento através de  $P_{\infty,est}$ , calcula-se a o erro percentual e, a partir dele, analisa se deve ou não prosseguir com os cálculos das perdas de protensão.

### 2.3 Perdas de Protensão

Segundo Hanai (2005), as perdas de protensão podem ser do tipo imediato ou progressivo, ao longo do tempo.

- Perdas imediatas: ocorrem pela acomodação das ancoragens, pela deformação imediata do concreto e pelo atrito nos cabos, no caso de pós-tração;
- Perdas progressivas: ocorrem ao longo do tempo e devem-se principalmente à retração e à fluência do concreto e à relaxação do aço de protensão.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, para os sistemas usuais de protensão, um dos itens que somam nas perdas imediatas é o encurtamento imediato do concreto. Como no caso da protensão utilizada como reforço a estrutura, geralmente, já tem um considerável tempo de vida, essa parcela da perda de protensão não exerce um impacto considerável.

### 2.3.1 Perdas Progressivas

- **Fluência do concreto**

O cálculo da fluência do concreto é feito com base no Anexo A da ABNT NBR 6118:2014 e é dada pela Equação (9).

$$\varphi(\infty, t_o) = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d \quad (9)$$

onde:

$\varphi(\infty, t_o)$  = coeficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente, aplicadas no instante t = 0;

$\varphi_a$  = coeficiente de fluência rápida;

$\varphi_f$  = coeficiente de deformação lenta irreversível;

$\varphi_d$  = coeficiente de deformação lenta reversível.

Com o valor de  $\varphi(\infty, t_o)$ , é possível calcular o valor do coeficiente de fluência do concreto através da Equação (10).

$$\chi_c = 1 + 0,5\varphi(\infty, t_o) \quad (10)$$

- **Relaxação do aço de protensão**

Dividindo o valor de  $\sigma_{po}$  pelo  $f_{ptk}$ , é possível avaliar se há relaxação do aço de protensão, no caso em que o valor dessa divisão é maior que 0,5.

De acordo com o item 8.4.8 da ABNT NBR 6118:2014, a relaxação de fios de cordoalhas de aço ( $\psi_{1000}$ ), após 1000 horas e para tensões variando de  $0,5f_{ptk}$  a  $0,8f_{ptk}$ , para efeito de projeto, pode ser obtida através dos valores percentuais da Tabela 8.4 da mesma norma multiplicados por um coeficiente de 2,5 (Equação 11).

$$\psi(\infty, t_o) = 2,5 \psi_{1000} \quad (11)$$

A partir de  $\psi(\infty, t_o)$ , obtém-se o coeficiente de fluência do aço (Equação 12) que, no caso de pré-tração, é dado pela Equação 13.

$$\chi(\infty, t_o) = -\ln [1 - \psi(\infty, t_o)] \quad (12)$$

$$\chi_p = 1 + \chi(\infty, t_o) \quad (13)$$

- **Tensão inicial na seção de concreto no nível da armadura protendida**

A perda de protensão devido à tensão inicial na seção de concreto no nível da armadura protendida pode ser calculada através da Equação (14).

$$\sigma_{cpo} = \frac{M_p e_p}{I_c} - \frac{P_o}{A_c} \left[ 1 + \frac{A_c}{I_c} e_p^2 \right] \quad (14)$$

onde:

$A_c$  = área da seção de concret, em cm<sup>2</sup>;

$I_c$  = inércia da seção de concreto, em cm<sup>4</sup>.

Pelo item 9.6.3.4.2 da ABNT NBR 6118:2014, as perdas e deformações progressivas do concreto e do aço de protensão, na posição do cabo resultante, podem ser dadas pela Equação (15).

$$\Delta\sigma_p(t, t_o) = \frac{-\varepsilon_{cs}(t, t_o)E_p - \alpha_p\sigma_{cpo}\varphi(\infty, t_o) + \sigma_{po}\chi(\infty, t_o)}{\chi_p + \chi_c\alpha_p\eta\rho_p} \quad (15)$$

Nos casos de reforço em estruturas construídas há muitos anos, não se considera a perda percentual devido a retração do concreto.

$$\therefore \Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{-\alpha_p \sigma_{cpo} \varphi(\infty, t_0) + \sigma_{po} \mathcal{X}(\infty, t_0)}{\mathcal{X}_p + \mathcal{X}_c \alpha_p \eta \rho_p}$$

onde:

$\rho_p$  = taxa de armadura de protensão, dada pela Equação (16).

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} \quad (16)$$

Desse modo, a perda percentual devido às perdas progressivas é obtida dividindo o valor de  $\Delta\sigma_p(t, t_0)$  por  $\sigma_{po}$ .

### 2.3.2 Perdas Imediatas

Sendo a perda pela deformação imediata do concreto já considerada no cálculo de  $\sigma_{cpa}$ , a perda pelo escorregamento dos fios na ancoragem adotada como 3% (HANAI, 2005) e a perda por acomodação das ancoragens ser praticamente desprezível para pistas longas, a perda de protensão imediata é influenciada apenas pela perda por atrito.

- **Perda por atrito**

De acordo com o item 9.6.3.3.2.2 da ABNT NBR 6118:2014, nos elementos estruturais com pós-tração, a perda por atrito nos desvios pode ser determinada pela Equação (17).

$$\Delta P_{atr}(x) = P_i [1 - e^{-(\mu \sum \alpha + kx)}] \quad (17)$$

onde:

$P_i$  = força de protensão no “macaco” hidráulico, em kN;

$\mu$  = é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha, em 1/radianos;

$\sum \alpha$  = soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa  $x$ , em radianos;

$x$  = abscissa do ponto onde se calcula  $\Delta P_{atr}$ , medida a partir da ancoragem, em m;

$k$  = é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor  $0,01 \mu$  (1/m).

Portanto, a perda percentual devido à perda imediata é obtida pela divisão de  $\Delta P_{atr}$  por  $P_o$ .

Somando as parcelas das perdas progressivas e imediatas obtém-se a perda de protensão total e verifica-se se ela é menor do que a estimada no início dos cálculos. Caso não seja inferior que a perda de protensão estimada, refaz-se todos os cálculos considerando uma perda maior e repete esse processo até que esse valor seja verificado.

Por fim, é necessário verificar os estados limites de acordo com o nível de protensão utilizado, conforme Tabela 13.4 da ABNT NBR 6118:2014.

### 2.4 Exemplo

Para fins didáticos, foi feito o dimensionamento do reforço estrutural por protensão externa, nível parcial, de uma ponte em concreto armado pré-moldado construída no ano de 1980, originalmente dimensionada para resistir aos esforços do trem-tipo 36, fazendo parte de uma rodovia de 1ª categoria. No perfil longitudinal, foi



XII CONGRESSO BRASILEIRO  
de PONTES e ESTRUTURAS  
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

tomada como sendo composta por três vãos consecutivos de 15 metros cada, totalizando 45 metros. A seção transversal é composta por 5 vigas longarinas em perfil I, com uma altura de 195 cm e larguras  $b_w$  de 100 cm para as seções de apoio e 60 cm para as seções do vão.

Os coeficientes de impacto utilizados para obtenção dos esforços solicitantes foram os coeficientes de repartição transversal propostos pelo Método de Leonhardt, que estuda o efeito de grelha aplicado a Teoria das Deformações Elásticas, assimilando o modelo estrutural da grelha formada por longarinas e transversinas a um modelo menos rigoroso, representado por vigas biapoiadas, onde são determinadas as parcelas de carregamento correspondentes à cada uma das longarinas.

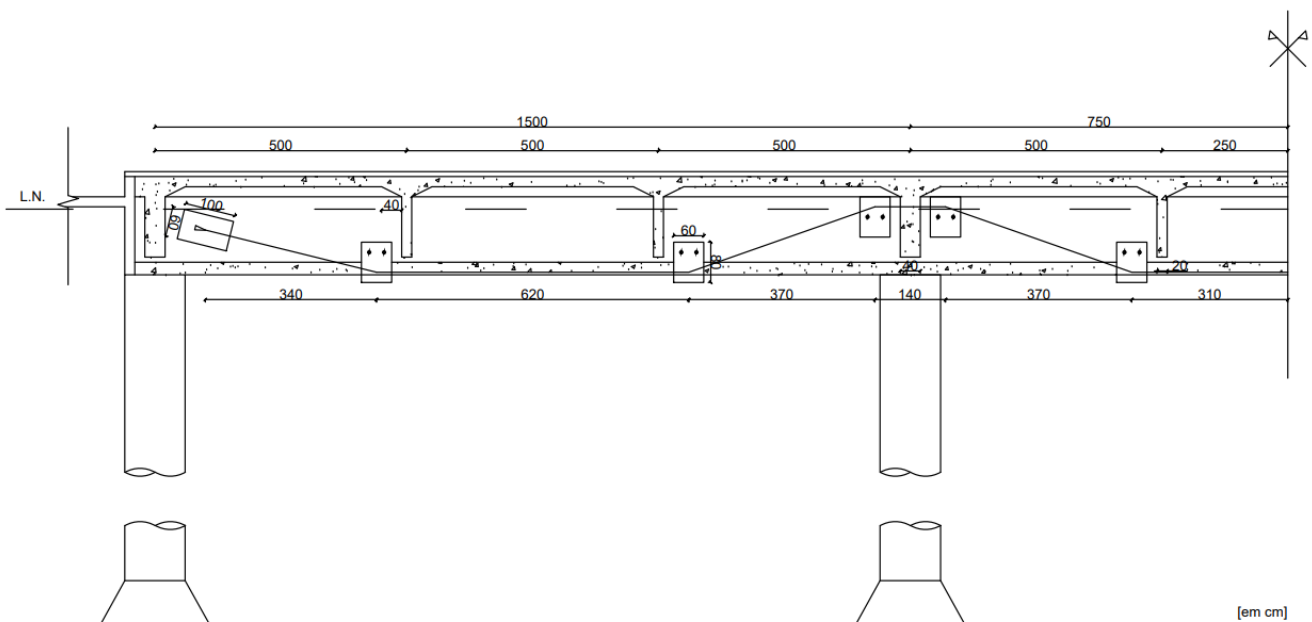
A Tabela 1 apresenta os valores dos momentos de reforço obtidos nas duas seções com maiores momentos positivos nos vãos (Seções 1 e 3) e na seção de apoio, com o maior momento negativo (Seção 2).

**Tabela 1 – Momento de reforço**

Seção	Momento de Reforço (kNm)
1 (5,93 - 5,96 m)	969,26
2 (15,00 m)	-511,37
3 (22,50 m)	479,51

De acordo Tabela 1, a seção 1 é a que apresenta a maior Acréscimo no valor do momento fletor, portanto, para fins didáticos, nesse trabalho será abordado o reforço para essa seção em questão.

O traçado dos cabos foi feito buscando a maior distância entre os cabos e o CG da seção transversal da peça (Figura 1), totalizando  $e_p = 122,21$  cm.



**Figura 1 - Traçado longitudinal dos cabos de protensão**

De início, a estimativa para o total de perdas de protensão foi da ordem de 18% para o total de perdas.

A área estimada de armadura de protensão foi de 626,85 mm<sup>2</sup>. Para a escolha das cordoalhas, utilizou-se o catálogo “Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido”, da Arcelor Mittal, adotando a cordoalha engraxada e plastificada CP190 RB, composta por 7 fios com 15,20 mm de diâmetro nominal. A escolha desse tipo de cordoalha se deveu ao fato dessa se comportar muito bem em ambientes externos, pois sua bainha plástica de polietileno especial garante excelente proteção contra agentes agressivos.



XII CONGRESSO BRASILEIRO  
de PONTES e ESTRUTURAS  
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

É importante frisar que, para respeitar o equilíbrio da obra, é necessário que o número de cordoalhas em cada face da viga seja equivalente, prezando a simetria da peça. Sendo assim, decidiu-se posicionar 3 cordoalhas em cada lado da viga, totalizando 6 cordoalhas, equivalente a 858 mm<sup>2</sup> de armadura ativa.

O erro entre a força definitiva  $P_o$  e a força estimada  $P_{o,est}$  foi da ordem de 30% devido a quantidade de armadura ativa adotada ser relativamente maior do que a necessária. Entretanto, sendo o dimensionamento a favor da segurança, decidiu-se prosseguir com o cálculo das perdas de protensão, mas se faz necessário ressaltar que esta opção não é a mais econômica.

O valor da perda total de protensão foi de 14,8%, inferior ao valor de 18% estimado no início dos cálculos, verificando o dimensionamento.

Por fim, foi realizada a verificação do estado limite de abertura de fissuras (ELS-W), com o limite de abertura de fissuras  $w_k \leq 0,2$  mm, de acordo com a Tabela 13.4 da ABNT NBR 6118:2014, o qual também foi verificado.

### 3. Conclusão

Pela análise dos pontos propostos nesse trabalho, é possível constatar que a protensão externa é um método de reforço válido para pontes de concreto armado pré-moldado por ser capaz de cobrir todos os esforços acrescidos à estrutura sem causar grandes modificações à obra original. Quanto ao desempenho das normas e da literatura brasileira no assunto, ambas se mostram aptas a tratar do conteúdo, possibilitando que as obras atendam aos requisitos necessários com segurança. Contudo, novamente se ressalta a importância da inspeção e manutenção das obras, inclusive as de reforço, para que sua capacidade e vida útil sejam preservadas.

### Referências

- ALVES, Eduardo V.; ALMEIDA, Sérgio M. F.; JUDICE, Flávia M. S. Métodos de análise estrutural de tabuleiros de pontes em vigas múltiplas de concreto protendido. ENGEVISTA, v. 6, n. 2, p. 48-58, ago. 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 10520: Informação e documentação – Citações em documentos - Apresentação. Rio de Janeiro: ABNT, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 14724: Informação e documentação – Trabalhos acadêmicos - Apresentação. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/NB 6: Carga móvel em pontes rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT, 1943.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6023: Informação e documentação – Referências - Elaboração. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7187: Cálculo e execução de pontes em concreto armado – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1982.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7188: Cargas móveis em pontes rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT, 1960.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7188: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- CAVALCANTI, Paulo de S. P. Pontes: Trens-tipo de projeto AP-02. 2004.
- CNTTL. Modal Rodoviário: História do transporte rodoviário no Brasil. Disponível em: <https://cnttl.org.br/modal-rodoviario>. Acesso em: 10 jul. 2020.





XII CONGRESSO BRASILEIRO  
de PONTES e ESTRUTURAS  
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Manual de projeto de obras-de-arte especiais. Rio de Janeiro, 1996.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de inspeção de pontes rodoviárias. 2. ed. Rio de Janeiro, 2004.
- EL DEBS, Mounir K.; TAKEYA, Toshiaki. Introdução às pontes de concreto. São Carlos, 2007.
- FERNANDES, Gilson B. Solicitações normais: cálculo no estado limite último. Campinas, 2006.
- GEOGRAFIA OPNATIVA. Os modais de transporte no Brasil. 2019. Disponível em: <https://www.geografiaopinativa.com.br/2017/01/os-modais-de-transportes-no-brasi.html>. Acesso em: 10 jul. 2020.
- HANAI, J. B. Fundamentos do concreto protendido. São Carlos, 2005.
- IHGP. Ponte do Mirante, em Piracicaba. 2015. Disponível em: <https://www.ihgp.org.br/ponte-do-mirante-em-piracicaba-completa-140-anos/>. Acesso em: 10 jul. 2020.
- JOVEM, Tércio P. Estudo analítico e numérico de repartição de carga em tabuleiros de pontes retas com longarinas múltiplas de concreto armado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, 2017.
- NETO, Aiello G. A. Pontes - Método de Leonhardt. Disponível em: <https://pt.scribd.com/document/352762373/Pontes-Cap-2>. Acesso em: 29 nov. 2020.
- PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane, D.; SANTOS, Sandro P. Flexão simples na ruína: seção T – Capítulo 9. São Carlos, 2004.
- PINHEIRO, Luís Henrique B. Reforço de pontes em concreto armado por protensão externa. Campinas, 2018.
- PORTOGENTE. Rodovias no Brasil. Disponível em: <https://portogente.com.br/portopedia/73422-rodovias-no-brasil>. Acesso em: 10 jul. 2020.
- SCHMID, Manfred T. Perdas da força de protensão. 2. ed. Rev. 01. 1998.
- SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL DO DNIT NO ESTADO DA PARAÍBA. Elaboração de Projeto Executivo de Engenharia para Melhoramentos em Rodovias com Adequação de Capacidade e Segurança da BR-230/PB. Vol. 3E, 2016.
- TEJEDOR, Cristina M. Patologias, recuperação e reforço com protensão externa em estruturas de pontes. Rio de Janeiro, 2013.
- VERÍSSIMO, Gustavo de S.; CÉSAR JR, Kléos M. L. Concreto Protendido: fundamentos básicos. 4. ed, 1998.
- VITÓRIO, José A. P. Conservação, segurança estrutural e reforço de pontes rodoviárias de concreto. 2015.