



## **Continuidade posterior em longarinas pré-moldadas protendidas – Estudo de caso do projeto de alargamento do Viaduto sobre a várzea do Taquari**

**Marcelo Leite de Melo Filho, Armando Santos Cerqueira Sobrinho<sup>2</sup>, Leonardo Patrício Chaves<sup>3</sup>**

<sup>1</sup> Casagrande Engenharia / mlfilho@cagen.com.br

<sup>2</sup> Casagrande Engenharia / assobrinho@cagen.com.br

<sup>3</sup> Casagrande Engenharia / lpchaves@cagen.com.br

### **Resumo**

A construção de pontes e viadutos com tabuleiros de vigas pré-moldadas protendidas e lajes concretadas no local é um dos métodos mais utilizados no Brasil para estruturas rodoviárias com vãos de até 40m. Na maior parte das vezes, as longarinas são isostáticas, biapoiadas com vãos independentes. No entanto, cada vez mais nos deparamos com a necessidade de alargar pontes e viadutos construídos na década de 60, que tinham como sistema estrutural longarinas em vãos contínuos. Para a utilização de longarinas pré-moldadas nesses casos, quando queremos manter o sistema estrutural, podemos optar por estabelecer continuidade posterior em longarinas biapoiadas. Esse foi o caso do projeto alargamento da pista norte do Viaduto sobre a Várzea do Rio Taquari, localizado no município de Lajeado no Rio Grande do Sul. Por haver diversas etapas de execução e mudança no sistema estrutural de uma estrutura protendida, a análise estrutural deve ser realizada de forma cuidadosa, com atenção as particularidades desse método executivo. Este trabalho apresenta o estudo de caso e compara o método de análise tradicional com uma análise sofisticada análise reológica com o uso do método dos elementos finitos com faseamento executivo (“staged construction”) em um programa comercial de análise estrutural de pontes.

### **Palavras-chave**

Alargamento, Reologia; Protendido; Pré-moldados; Continuidade posterior; Fases construtivas.

### **1. Introdução**

A construção de pontes e viadutos com tabuleiros pré-moldadas ou pré-fabricadas protendidas é um dos métodos construtivos mais utilizados no mundo para construção de pontes com vãos de até 40 metros.

No Brasil, a utilização de vigas pré-moldadas de concreto teve início na década de 30 e, com o avanço da tecnologia da protensão, do sistema de transporte e de montagem, essa técnica teve grande avanço na década de 50. A prática usual no Brasil é de utilizar essas estruturas em vãos isostáticos biapoiados (Pinho et al., 2009). Esse sistema tem diversas vantagens por dispensar a utilização de formas/escoramento e permitir a execução da estrutura com o tráfego liberado sob as obras.

Por outro lado, as pontes brasileiras mais antigas, por volta da década de 60, eram comumente executadas em estruturas contínuas moldadas no local.

De acordo com o manual de inspeção de pontes rodoviárias do DNIT (2004), a malha rodoviária brasileira evoluiu com o tempo e a largura total das obras em geral aumentou com o tempo. Pontes executadas na década de 60 apresentam em geral uma largura de 8,3m, com barreiras que não atendem as prescrições normativas atuais. Atualmente, devido ao aumento de tráfego nas rodovias e melhores condições de segurança dos usuários, a largura de 8,3m não atende aos requisitos mínimos de larguras



em rodovias e necessitam ser alargadas para comportar barreiras, faixas de rolamento, faixa de segurança e acostamento, sem o estrangulamento da rodovia no trecho de Obra de Arte Especial.

Para atender as larguras mínimas necessárias em rodovias modernas, é necessário alargar essas obras que foram executadas com sistema estrutural em vigas contínuas. Utilizar uma longarina pré-moldada contínua com o comprimento total da OAE, não é viável, visto que o peso para içamento e comprimento para transporte seriam maiores que os praticáveis. Para viabilizar a utilização de longarinas pré-moldadas, que reduzem o tempo de execução e transtornos na rodovia, já em utilização, é necessário segmentar a longarina pré-moldada e para manter o esquema estrutural da OAE existente, dar continuidade posterior com uma concretagem in loco de ligação entre os elementos.

Esse processo com diversas etapas construtivas e mudança de esquema estrutural requer uma complexa análise estrutural. Esse foi o caso para diversas pontes e viadutos alargados para implantação de faixa adicional nas OAEs da BR-386, operado pela concessionária Via Sul da CCR. Esse artigo apresenta o estudo de caso do alargamento do Viaduto sobre a várzea do Taquari, localizado no município de Lajeado no Rio Grande do Sul, onde foi necessária a implementação desse esquema executivo.

O trabalho faz uma análise comparativa com os resultados da análise estrutural tradicional elástica considerando efeitos reológicos de forma analítica, conforme indicado pela Portland Cement Association (PCA), baseada no trabalho de Freyermuth (1969) com uma análise sofisticada análise reológica com o uso do método dos elementos finitos com faseamento executivo (“staged construction”) em um programa comercial de análise estrutural de pontes.

## **2. Descrição da estrutura**

A estrutura existente do Viaduto sobre a Várzea do Taquari (Pista Norte) é de geometria longitudinal curvilínea com raio de aproximadamente 1495,8 m, com extensão total de 100 metros e largura de 10,60 m. A superestrutura foi concebida com duas longarinas contínuas espaçadas em 6 m em concreto protendido com aproximadamente 160 cm de altura, sendo os vãos de 23, 25 e 23m respectivamente. O tabuleiro possui transversinas nos apoios e 3 transversinas intermediárias nos vãos extremos e 4 no vão central.

Nos apoios extremos, as longarinas estão assentes em cortinas que confinam o aterro das cabeceiras com alas laterais. As alas têm aproximadamente 15 m de comprimento com altura variável e uma cortina na extremidade

Nos apoios centrais, superestrutura está diretamente apoiada sobre os pilares circulares, sendo um por longarina. Os pilares são ligados por uma viga no topo. Não foi possível identificar o tipo de aparelho de apoio.

De acordo com o projeto geométrico, foi necessário alargar a estrutura existente em 5,19 m para atender a largura da pista que comporta dois guarda rodas tipo New-Jersey, duas faixas de segurança (60 cm), três faixas de rolamento (360 cm), e uma faixa para passagem de pedestres (150 cm). Parte do balanço do lado leste será demolido para execução do alargamento que será feito para este lado da pista.

O alargamento foi projetado com vigas pré-moldadas em concreto protendido com altura compatível com a estrutura existente e com continuidade dada após concretagem posterior in-loco, de acordo



com o sistema estrutural da OAE existente. As lajes do alargamento serão concretadas in-locu com auxílio de pré-lajes de 7 cm.

As longarinas se apoiam sobre os aparelhos de apoio em elastômero fretado assentes em travessas. Os pilares novos estão no mesmo alinhamento dos apoios existentes e se descarregam em blocos estaqueados que transmitem a carga ao terreno por meio de estacas do tipo raiz  $\varnothing 450$  mm. Nas extremidades, foram projetados vãos biapoiados com vãos equivalentes ao comprimento do encontro estruturado com longarinas de concreto armado. Na extremidade do viaduto, as longarinas são apoiadas em encontros sobre estacas.

As fases de execução são as seguintes:

- 1) Execução da infraestrutura (estacas e blocos);
- 2) Execução da mesoestrutura (pilares e travessas) em paralelo com a execução das longarinas pré-moldadas;
- 3) Protensão das longarinas pré-moldadas, após atingir a resistência mínima especificada
- 4) Lançamento das longarinas e travamento provisório;
- 5) Lançamento das pré-lajes com 7cm de altura;
- 6) Concretagem da capa com 13cm;
- 7) Concretagem de consolidação das longarinas e transversina dos apoios centrais.
- 8) Concretagem de consolidação do alargamento na estrutura existente.
- 9) Execução de pavimento e guarda rodas
- 10) Liberação para o tráfego.

As figuras a seguir ilustram a definição do projeto:

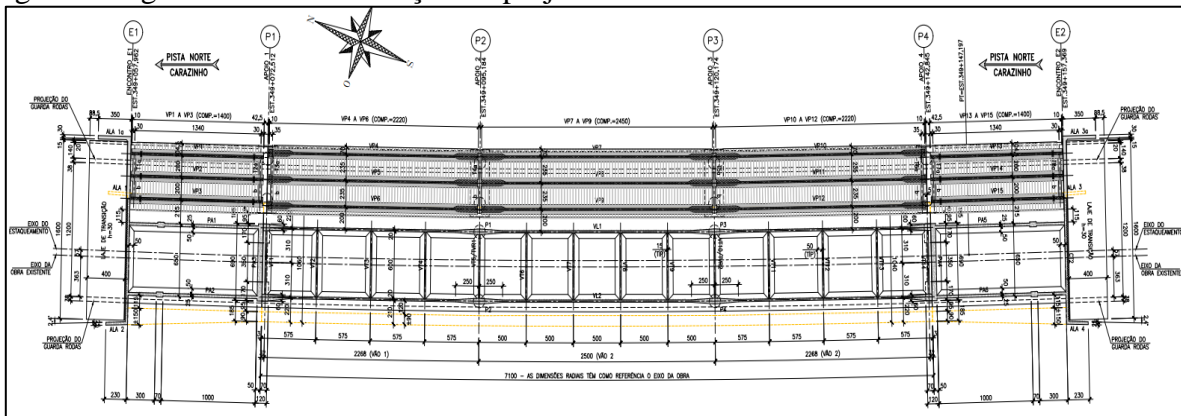
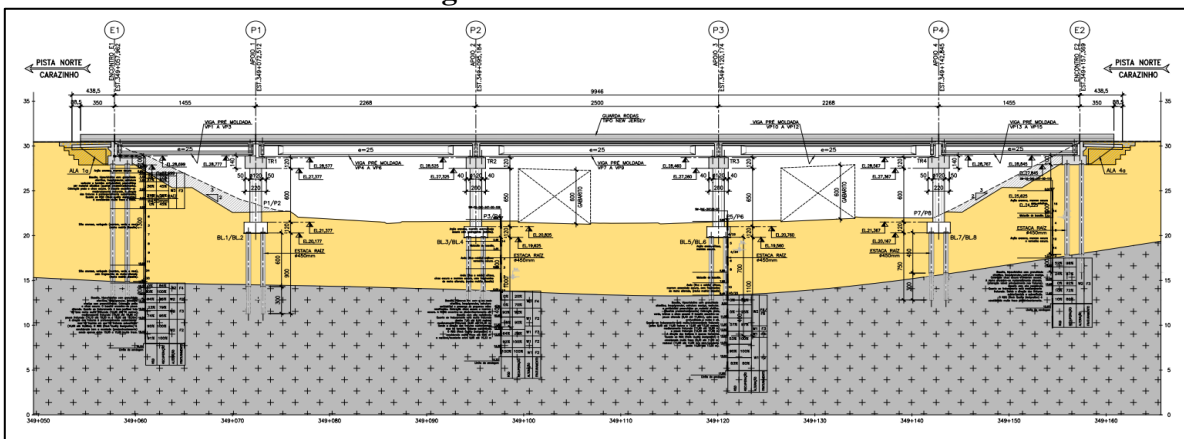


Figura 1 – Vista em Planta





III Seminário Sul  
Brasileiro de Pontes  
e Estruturas

10 de novembro  
PUCRS  
Porto Alegre - RS

**Figura 2 – Perfil Longitudinal**

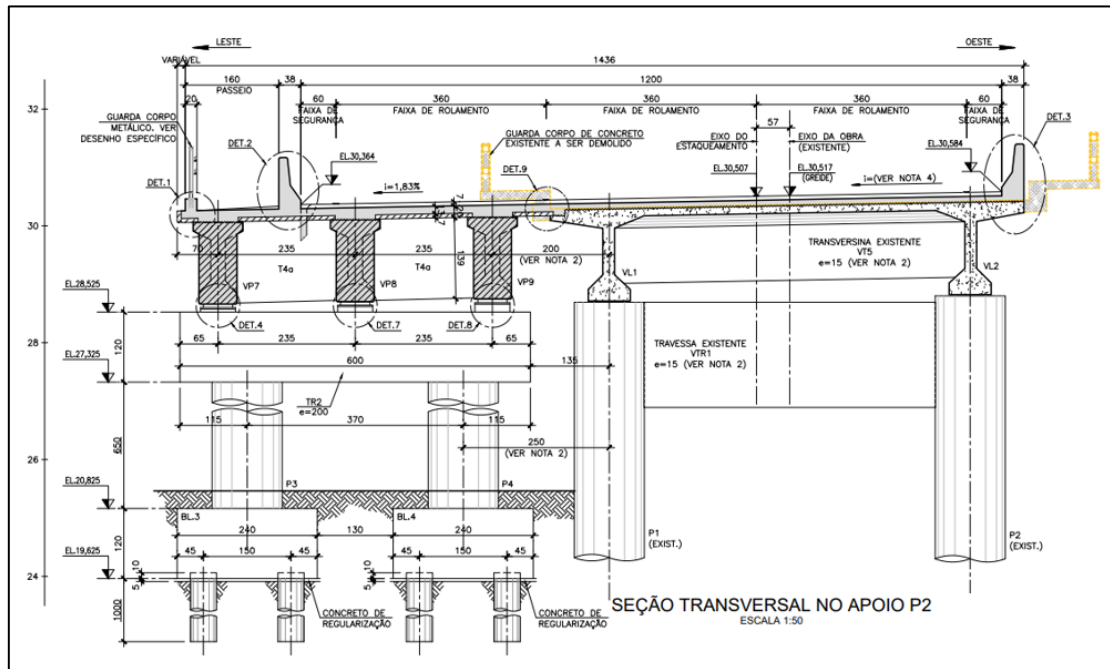


Figura 3 – Seção Transversal nos apoios centrais

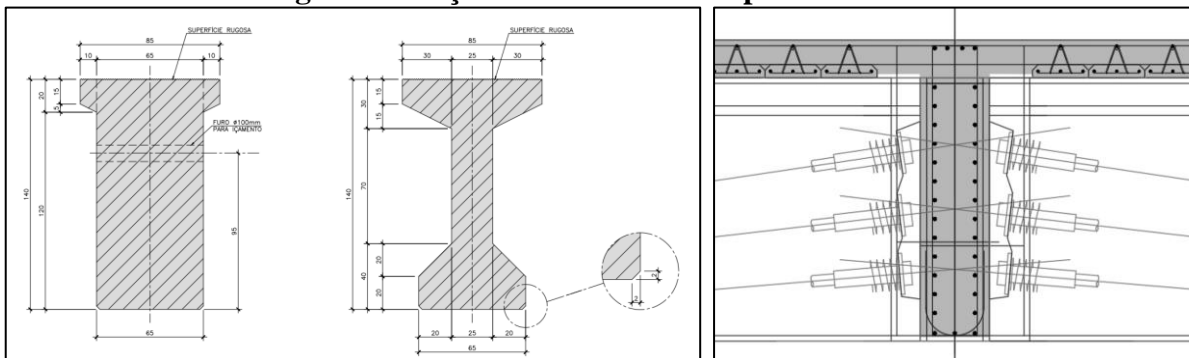


Figura 4 – Seção transversal da longarina e detalhe da armadura de consolidação

### 3. Análise de continuidade posterior pelo método PCA

Em 1969, a PCA publicou um boletim com um roteiro para o projeto de pontes pré-moldadas protendidas com continuidade. O boletim indica como determinar a magnitude dos momentos que desenvolvem nos apoios internos devido a fluência e retração diferencial entre a laje e a longarina. Quando comparado a outros métodos, o “Método PCA” apresenta valores mais conservadores para os momentos devido a restrição das deformações diferidas. As expressões básicas do método são as seguintes:

$$M_s = \varepsilon_s \cdot E_b \cdot A_b \left( e_2 + \frac{t}{2} \right) \quad 1$$

$$M_r = (M_c - M_{DL})(1 - e^{-\phi}) - M_{Re} \left( \frac{1 - e^{-\phi}}{\phi} \right) \quad 2$$

onde:

$M_s$  é o momento básico de retração

$\varepsilon_s$  é a deformação diferencial de retração, nesse caso adotado como  $-240 \times 10^{-6}$  (FREYERMUTH, 1969)

$E_b$  é o módulo de elasticidade da laje (32GPa)



$A_b$  é a área da seção transversal do tabuleiro (3760cm<sup>2</sup>)

$e_2$  é a distância do centróide da seção composta ao topo da viga (37,9 cm)

$t$  é a espessura da laje (20cm)

$M_r$  é o momento final devido à restrição das deformações

$M_C$  é o momento de restrição devido à fluência da protensão

$M_{DL}$  é o momento de restrição devido à fluência da carga permanente

$M_{Re}$  é o momento de restrição devido a retração diferencial

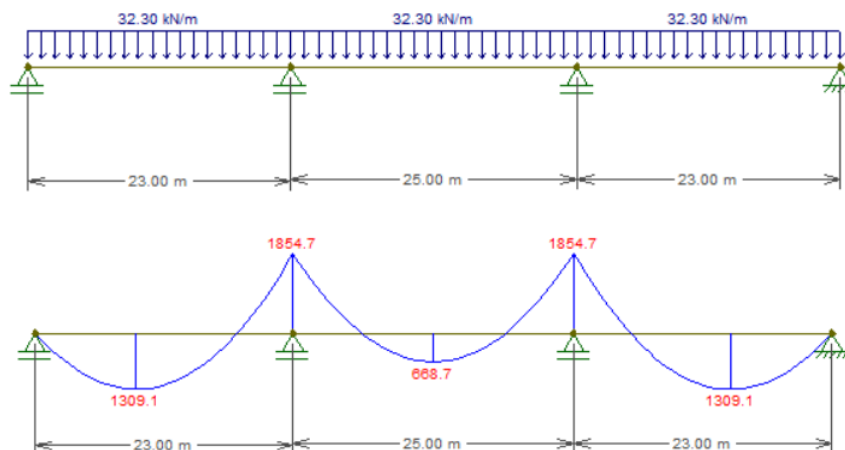
$\phi$  é o coeficiente de fluência, nesse caso adotado como 1,95 (FREYERMUTH, 1969)

- **Momento de restrição devido a fluência causado pela protensão:**

A protensão das longarinas apresenta um traçado parabólico. Em um vão biapoiado o momento máximo pode ser calculado como:

$$q = \frac{8P_0 \cdot f}{L^2} \quad 3$$

Onde  $f$  é a excentricidade do cabo ao centróide a longarina pré-moldada, nesse caso  $f=0,623$  m e  $P_0$  é a força de protensão total de puxada (nesse caso 4050 kN), sendo  $q=32,3$  kN/m. Aplicando esse carregamento em uma viga contínua com a configuração do viaduto em estudo temos que o momento negativo no apoio proporcionado pela carga de protensão é de 1854 kN.m ( $M_{C_{t0}}$ ), conforme Figura 5.



**Figura 5 – Momento fletor de restrição devido a protensão**

Considerando as perdas de protensão em 20%, no tempo infinito temos:

$$M_{C_{t0}} = 0,8 \times 1854 = 1483,2 \text{ kN.m}$$

- **Momento de restrição devido a fluência causado pela carga permanente:**

Considerando a geometria dos elementos, o peso específico do concreto e as sobrecargas permanentes de barreira guarda rodas, a carga distribuída devido ao peso-próprio estrutural é dado por 35 kN/m<sup>2</sup>. De forma análoga, ao aplicado na protensão, o momento negativo considerando a viga contínua é de:

$$M_{DL} = 2010 \text{ kN.m}$$



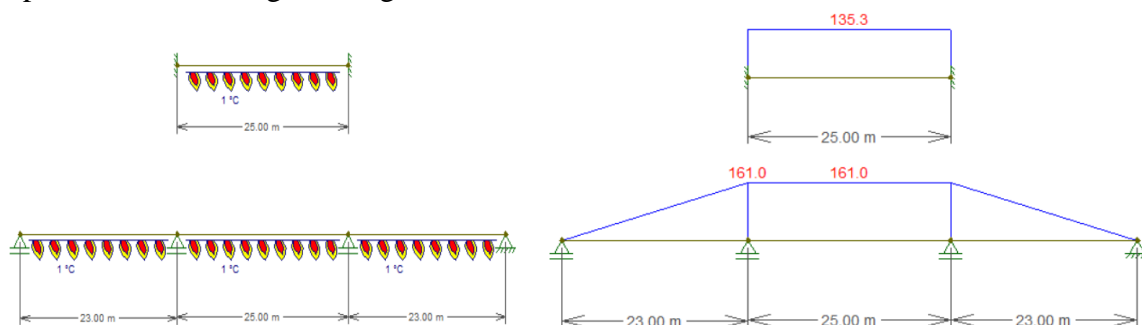


- **Momento de restrição devido a retração diferencial**

Adotando os valores aplicados nessa obra, o momento básico de retração, constante ao longo da estrutura é dado por:

$$M_s = \varepsilon_s \cdot E_b \cdot A_b \left( e_2 + \frac{t}{2} \right) = 1158 \text{ kNm}$$

No entanto, por se tratar de uma viga contínua o momento é superior ao de engastamento perfeito, como pode ser visto na figura a seguir:



**Figura 6 – Momento fletor de restrição devido a retração diferencial**

Logo o momento de restrição devido a retração diferencial  $M_{Re}$  é dado por:

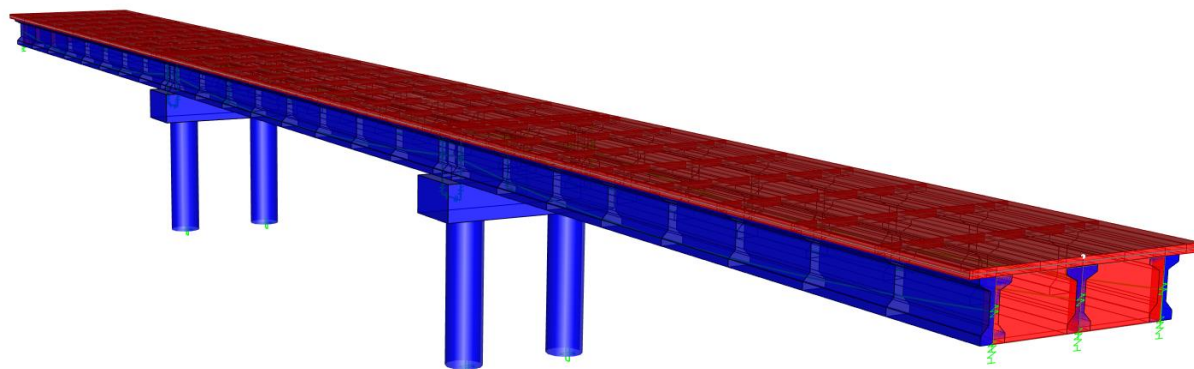
$$M_{Re} = \left( \frac{161}{135} \right) \times 1158 = 1,193 \times 1158 = 1381 \text{ kNm}$$

Sendo assim, o momento de restrição no apoio é dado por:

$$M_r = (1483,2 - 2010) \cdot (1 - e^{-1,95}) - 1381 \left( \frac{1 - e^{-1,95}}{1,95} \right) = -1059 \text{ kNm}$$

#### 4. Análise de continuidade posterior pelo método dos elementos finitos

Para a análise comparativa com o método PCA, utilizado desde 1969, foi elaborado um modelo de elementos finitos no software CSI Bridge, específico para a análise estrutural de pontes e viadutos. A figura a seguir apresenta o modelo computacional.



**Figura 7 – Modelo em elementos finitos**

O programa permite montar o faseamento executivo da superestrutura, considerando propriedades reológica dos materiais, seguindo as prescrições do *fib Model Code 2010*. Para tanto, determinação dos efeitos de retração e fluência no concreto e relaxação do aço, necessárias para as análises foram consideradas a umidade relativa do ar (80%), tipo de cimento (42.5N) utilizado no concreto e o tipo

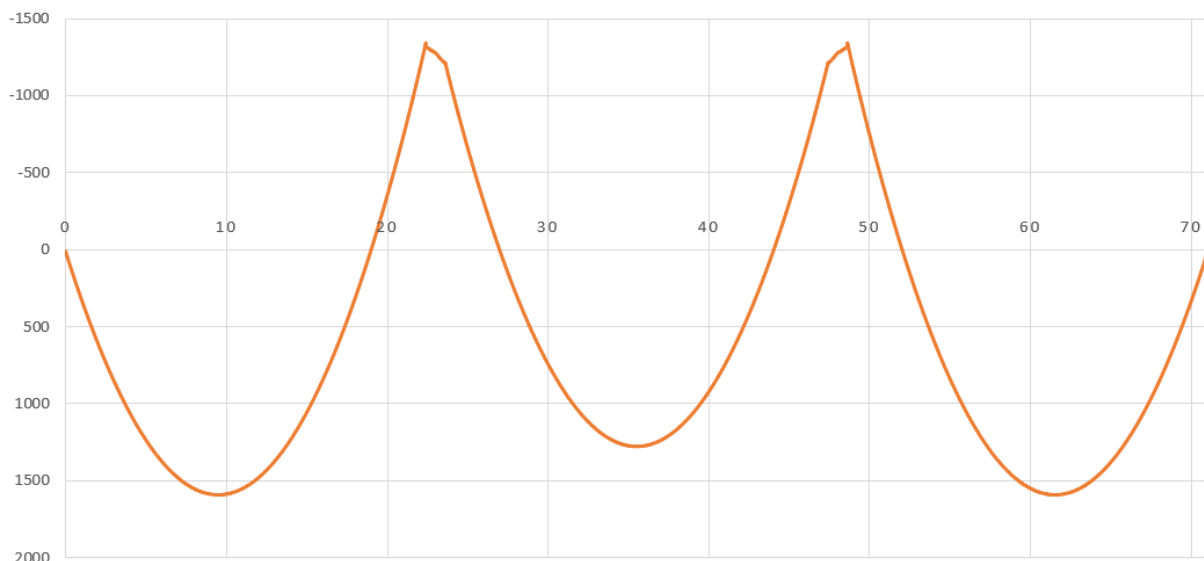


de aço de protensão (baixa relaxação) das longarinas. Foram montados os casos de carga *staged construction* de modo que a estrutura apresentasse os carregamentos em espaços de tempo similares ao que a estrutura real estaria submetida ao longo da construção, assim como a consideração de envelhecimento do concreto nas diversas fases construtivas. A tabela 1, apresenta as considerações para montagem do faseamento construtivo do modelo.

**Tabela 1 – Staged Construction**

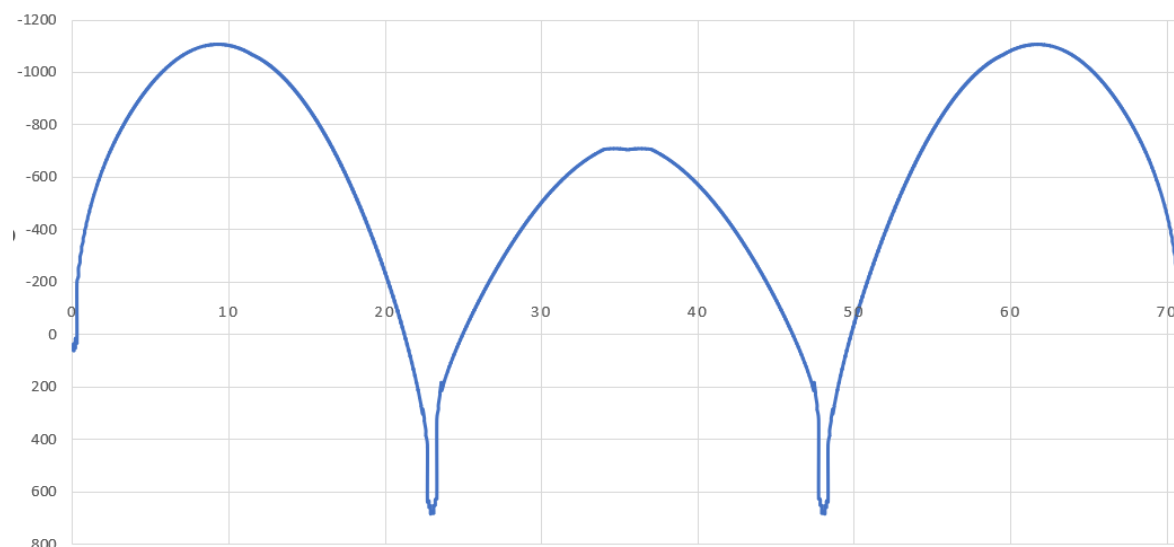
Etapa	Duração (dias)	Idade (dias)	Nome Operação	Operação	Nome do Grupo	Nome Carregamento	Fator de Carga
1	0	-	Adicionar estrutura (guia)	Add guide structure	Slab	-	-
				Add guide structure	Closure_pour_guide	-	-
2	0	-	Adicionar estrutura	Add structure	All but slab	-	-
			Adicionar carregamento	Load object if added	All but slab	DEAD	1
			Adicionar carregamento	Load object if added	All but slab	Protensão	1
3	7	3	Travamento temporário	Add structure	Travamento temporário	-	-
4	0	-	Concretagem continuidade	Pour concrete	Slab	-	-
5	0	-	Remover formas	Concrete pour	Slab	-	-
			Remover travamento temporário	Remove structure	Travamento temporário	-	-
6	14	21	21 Dias				
7	0	-	Adicionar continuidade	Add structure	Closure_pour	-	-
8	14	35	35 Dias				
9	0	-	Adicionar carregamento	Load object	ALL	G2	1
10	100	135	135 Dias				
11	200	335	335 Dias				
12	500	835	835 Dias				
13	1000	1835	1835 Dias				
14	4000	5835	5835 Dias				

Após a análise, é possível avaliar os esforços nas longarinas em cada fase. Na Figura 8, apresenta-se o diagrama de momento fletor devido às cargas permanentes. As Figuras 9 e 10, por sua vez, exibem os esforços de protensão isostática e a combinação das cargas permanentes com os esforços de protensão isostática, respectivamente. Os diagramas apresentados mostram esforços com idades de 5800 dias após a protensão das longarinas ( $t_{inf}$ ).

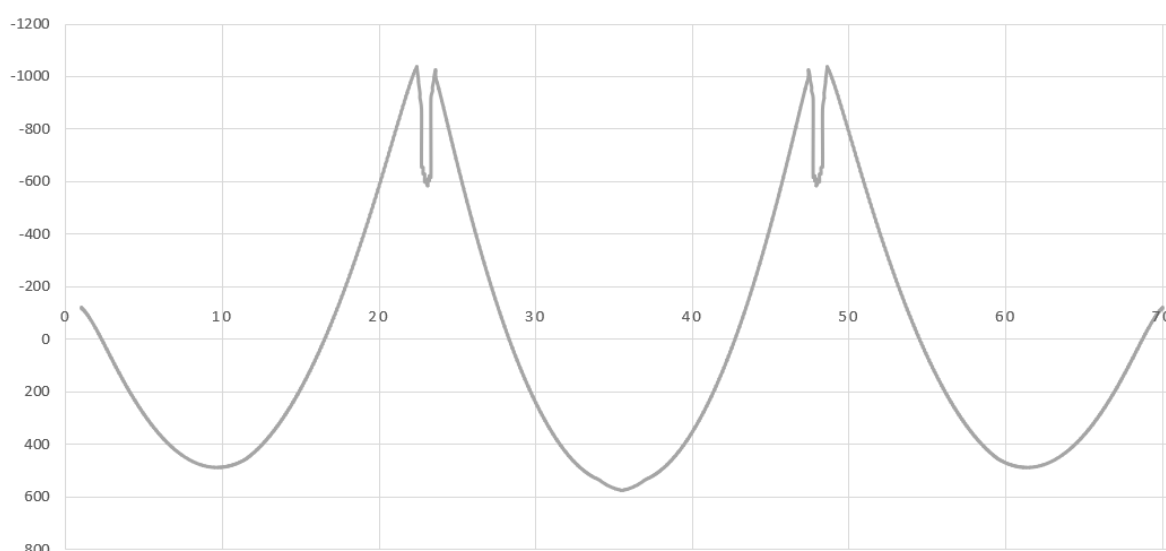


**Figura 8 – Momento fletor de restrição sobre os apoios a partir de modelo por elementos finitos (Sobrecarga permanente) – Etapa 14**





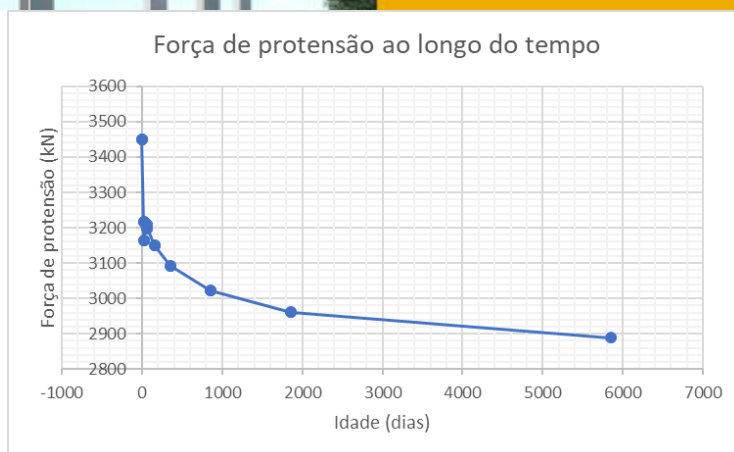
**Figura 9 – Momento fletor de restrição sobre os apoios a partir de modelo por elementos finitos (Protensão isostática) – Etapa 14**



**Figura 10 – Momento fletor de restrição sobre os apoios a partir de modelo por elementos finitos (Sobrecarga permanente+Protensão isostática) – Etapa 14**

A modelagem com faseamento executivo incluindo propriedades dependentes do tempo como retração e fluência, permite ainda avaliar a perda de tensão nos cabos. O gráfico a seguir apresenta a força de protensão no cabo ao longo do tempo.

Nota-se que a perda da força de protensão foi de aproximadamente 28% da força de puxada, e 16% quando comparada as forças após perdas iniciais.



### 5. Comparação dos métodos

A partir dos resultados obtidos de momento de restrição devido à fluência, retração e relaxação, é possível comparar a avaliação do método PCA com o modelo de elementos finitos:

$$\text{Tempo infinito}(t_1) = \frac{\text{Método PCA}}{\text{Elementos finitos}} = \frac{-1059 \text{ kNm}}{-1025 \text{ kNm}} = 3,3\%$$

Observa-se que a diferença obtida entre os métodos não apresenta diferença numérica significativa entre si.

### 6. Conclusão

Apesar de simplificado, o método PCA, devido às hipóteses de consideração de apenas dois passos de tempo (inicial e final) e à mesma equação para consideração dos efeitos de retração e fluência, mostra-se bem calibrado ao estudo de caso quando comparado com modelos mais refinado de análise numérica, como o realizado. A diferença entre os resultados obtidos pelos métodos empregados está na ordem de 3%. Portanto, para o estudo de caso apresentado, a abordagem analítica e numérica obtivera uma convergência de resultado satisfatória, com uma margem de variação abaixo de 10%. Vale ressaltar que, de acordo com ANDRADE (apud OESTERLE et al., 1994), o método PCA foi o mais utilizado dos Estados Unidos no final da década de 80 para cálculo de continuidade posterior em vigas pré-moldadas protendidas de pontes de pequenos vãos. Isso reforça sua compatibilidade para o cálculo da influência da continuidade posterior em pontes com vãos similares aos do estudo de caso.

Por outro lado, as análises em elementos finitos permitem a avaliação de modelos estruturais cada vez mais complexos. No entanto, à medida que a complexidade dos modelos aumenta, torna-se evidente o aumento do número de variáveis necessários para calibrar o modelo e obter um resultado o mais realista possível. Portanto, é de suma importância que métodos numéricos sejam validados por métodos analíticos e vice-versa, a fim de obter um resultado coerente e seguro.

### Referências

ANDRADE, J. Contribuição ao cálculo dos momentos fletores dependentes do tempo em vigas pré-moldadas protendidas com a continuidade estabelecida no local. Tese (Doutorado em engenharia civil) – Universidade de São Paulo. p.75-82, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. Manual de inspeção rodoviária. 4.ed. DNIT, 2004.



III Seminário Sul  
Brasileiro de Pontes  
e Estruturas

10 de novembro  
PUCRS  
Porto Alegre - RS

FREYERMUTH, C. Design of continuous highway bridges with precast, prestressed concrete girders. PCI Journal. 1969.

PINHO, M. F., ARAÚJO, E. R., REGIS, P. A., Pontes de encontros integrais – Conceito e aspectos de projeto. anais do 51º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC2009, 056-2011, São Paulo, Outubro, 2009.