MODELAGEM DE CABLAGEM EXTERNA DE VIGAS SEGMENTADAS: ESTUDO DE CASO

Jean Marie Désir
Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Av Osvaldo Aranha, 99, Centro, 90035-190, Porto Alegre - RS - Brasil
jean.marie@ufrgs.br
Sergio Luis González Garcia
Caroline Viera Lannes
Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense
Av Alberto lamego, 2000, 28013-602, Campos dos Goytacazes - RJ - Brasil
liluiser@uenf.br ; cvlannes@uenf.br

Abstract. *A protensão constitui um sistema de forças externas equilibrado e permite controlar, através da intensidade de força aplicada, as tensões de trabalho da estrutura em função de sua finalidade. A previsão apurada dos estados finais de tensões instaladas reveste grande importância por influenciar muito no custo final do projeto. Neste sentido é fundamental a correta determinação dos esforços de protensão, sobretudo para o caso de peças hiperestáticas. A representação da protensão, etapa necessária no processo é realizada, em geral, através de métodos tradicionais como: forças equivalentes nas seções, cargas externas equivalentes distribuídas, cargas concentradas equivalentes. Todos estes métodos fazem um processamento prévio das forças de protensão e, na maioria dos casos, não consideram certos aspectos do sistema de protensão tais como o deslizamento dos cabos sobre os desviadores. Neste trabalho, apresenta-se a comparação entre um destes métodos, o de cargas concentradas equivalentes, implementado através de um programa comercial de cálculo estrutural (sistema ANSYS®) uma formulação que utiliza o método das linhas de influência para a consideração da protensão, eliminando a etapa de processamento prévio das forças de protensão. Foi analisado, com os dois métodos, um viaduto na situação "Como construído" na procura das causas da descompressão observada entre algumas aduelas após quatro anos em serviço.*

Keywords: *cablagem externa, cargas concentradas equivalentes, linhas de influência*

1. INTRODUÇÃO

Nos dias atuais, a deterioração das pontes - devido ao aumento do tráfego, à idade (ou ao tempo de utilização) e à corrosão das peças - tem sido o principal problema encontrado para a manutenção da vida útil dessas estruturas.

As cargas transportadas e o volume do tráfego nas pontes têm aumentado, excedendo os valores usados em projeto. Como conseqüência, há um número crescente de pontes que estão sofrendo fadiga e estão necessitando urgentemente de reforço e reparo.

A protensão externa pode ser considerada uma das mais versáteis técnicas usadas no reforço e restauração de estruturas. Protensão externa é um método de pós-tensão no qual os cabos são colocados externamente à estrutura, presos nos extremos pelas ancoragens e redirecionados ao longo do seu trajeto em diferentes pontos pelos desviadores, com a finalidade principal de combater os momentos de flexão.

Além de ser utilizada para reforço de estruturas, a protensão externa tem sido adotada também em obras novas construídas por justaposição de aduelas pré-moldadas. Ela constitui um sistema de forças externas equilibrado que permite controlar, através da intensidade de força aplicada, as tensões de trabalho da estrutura em função de sua finalidade.

Porém sua consideração em peças cuja geometria foge das vigas retas tradicionais exige um grande trabalho e envolve um grande número de variáveis que não podem ser desprezadas. Hiperestaticidade e estruturas de seções variáveis são apenas alguns exemplos. O

concreto, como todos os demais materiais, está sujeito a degradação natural, portanto elementos de concreto protendido podem ter sua capacidade resistente reduzida em conseqüência de várias formas de deterioração do concreto e da incorreta avaliação de certos fenômenos já bastante conhecidos e quantificados; além disto, estes elementos são particularmente sensíveis à corrosão e à fadiga em fissuras isoladas.

O bom dimensionamento de uma estrutura protendida deve obedecer a um procedimento que permita uma boa interpretação dos fenômenos físicos que se apresentam nas estruturas sob a ação de cargas. Um conhecimento mais profundo desses fenômenos permitirá definir com regras mais gerais o comportamento.

Para se ter uma melhor visão do comportamento real das estruturas de concreto protendido é preciso substituir algumas hipóteses simplificadoras por outras mais realísticas.

Estas medidas, infelizmente, não são suficientes para evitar os problemas causados por mudanças de finalidade das estruturas, deficiências de projeto de construção ou deterioração estrutural tais como rompimento de desviadores, excentricidade acidental de cabos, entre outros.

A representação da protensão é realizada, em geral, através de métodos tradicionais como: forças equivalentes nas seções, cargas externas equivalentes distribuídas, cargas concentradas equivalentes. Todos estes métodos fazem um processamento prévio das forças de protensão e, na maioria dos casos, não consideram certos aspectos do sistema de protensão tais como o deslizamento dos cabos sobre os desviadores.

Martins (1989) propõe um método racional de cálculo de vigas com protensão mista considerando os aspectos inerentes aos cabos externos: variação de tensão dependente da deformação global da viga, variação de excentricidade entre pontos de desvio ou de ancoragem e o deslizamento sobre os blocos de mudança de direção dos cabos (desviadores). Apresenta o desenvolvimento das equações de equilíbrio para o cálculo dos deslizamentos sobre os desviadores. Primeiro a resolver o problema dos desviadores, inicialmente proposto por Virlogeux and Fouré (1986).

Martins (1989) utiliza como base de cálculo o equilíbrio de um elemento de viga compreendido entre duas fissuras (ou juntas), levando em conta a distribuição de deformações no concreto e a degradação da aderência das armaduras que o atravessam com o aumento da abertura das

fissuras ou juntas.

Désir (1993) desenvolveu um programa chamado CARPE seguindo o trabalho de Martins (1989), onde faz uma análise não-linear de vigas hiperestáticas construídas por aduelas ou vigas monolíticas. As análises podem ser tanto físicas como geometricamente não-lineares.

Menegatti (2004) fez um estudo da representação da protensão em estruturas de barras através de um Conjunto de Cargas Concentradas Equivalentes (CCCE) para a determinação dos esforços solicitantes e dos deslocamentos, gerados pela protensão. O trabalho aborda a conceituação de protensão, forças de desvio e perdas imediatas de protensão. E através de exemplos, que comparam os resultados encontrados com alguns métodos tradicionais, mostra a aplicabilidade e precisão do CCCE, assim como a vantagem e desvantagem de cada um deles.

O objetivo aqui é apresentar a comparação entre o método da aplicação da protensão como um CCCE (Menegatti, 2004), implementado através de um programa comercial de cálculo estrutural (sistema ANSYS®, versão 13) e uma formulação que utiliza o método das linhas de influência para a consideração da protensão, eliminando a etapa de processamento prévio das forças de protensão; implementada no programa CARPE desenvolvido por Désir (1993).

Foi analisado, com os dois métodos, um viaduto na situação "como construído" na procura das causas da descompressão observada entre algumas aduelas após quatro anos em serviço. [A EXPRESSÃO "COMO CONSTRUÍDO" PODERIA SER EXPLICADA SUCINTAMENTE].

2. ASPECTOS TEÓRICOS USADOS NOS MODELOS

Como mencionado nos objetivos, duas simulações foram realizadas: no programa CARPE (Désir, 1993) que permite acompanhar o comportamento das vigas protendidas até a ruptura e o programa ANSYS® (versão 13) onde a protensão foi considerada como um CCCE (Menegatti, 2004).

Para o estudo em ambos os programas, foram consideradas: peso próprio da estrutura, sobrecargas proveniente de caminhões, além da força de protensão.

A seguir são apresentadas as considerações para o cálculo das forças de protensão nos cabos através do Método da Corda Vibrante (MCV) e das cargas equivalente de protensão, assim como as considerações do modelo computacional implementado por Désir (1993).

2.1 Procedimento teórico do MCV

Com o objetivo de avaliar as forças reais nos cabos no estado de servido utilizou-se o MCV apresentado por Robert et al. (1991); Robert (1993).

A força de protensão está vinculada a uma freqüência natural de vibração que envolve o comprimento do cabo, sua massa específica e rigidez a flexão. Um cabo rígido (EI elevado) exibe um comportamento semelhante ao de uma barra vibrante e a relação entre a freqüência e a força axial é dada por:

$$f_{barra} = \frac{n}{2L}\sqrt{\frac{T}{\rho}}\left[1 + 2\sqrt{\frac{EI}{TL^2}} + \left(4 + \frac{n^2\pi^2}{2}\right)\frac{EI}{TL^2}\right] \tag{1}$$

um cabo que possui rigidez quase nula (EI baixo) comporta-se semelhantemente a uma corda vibrante e tem a frequencia definida por:

$$f_{corda} = \frac{n}{2L}\sqrt{\frac{T}{\rho}} \tag{2}$$

Considerando $R = \sqrt{EI/TL^2}$ A diferença relativa entre as freqüências da barra vibrante

e da corda vibrante se escreve:

$$\frac{\Delta f}{f_{corda}} = \frac{f_{barra} - f_{corda}}{f_{corda}} = 2\,R + (4 + \frac{n^2\pi^2}{2})R^2 \tag{3}$$

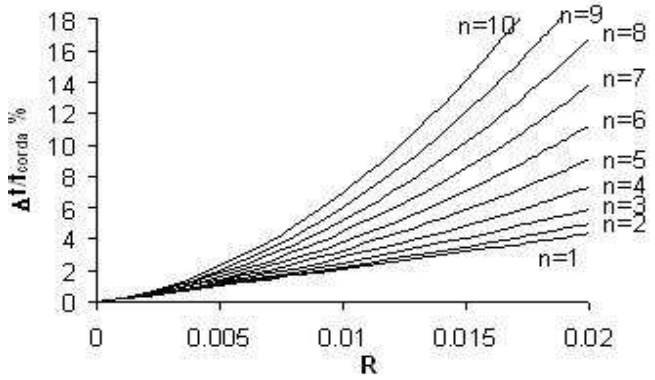


Figure 1: Direfença relativa de Freqüência entre barra e corda vibrante

Observa-se que para R=0,005 a diferença é inferior a 1%. Defini-se desta forma o limite para o qual o cabo se comporta como uma corda vibrante, podendo portanto a tensão ser avaliada pelo MCV

As forças foram obtidas levando em conta as considerações:

O comprimento do cabo (L) é a distância entre as aduelas de apoio e o primeiro desviador onde está passando o cabo;

A medição da freqüência de ressonância (f) foi realizada nos trechos iniciais e finais de cada vão;

Se os valores de R foram superiores a 0,005, então aplicou-se a correção prevista, obtendo-se as freqüências corrigidas e assim as forças corrigidas em cada trecho do cabo;
F_{mi} e F_{mf} são as forças médias em cada trecho;
$F_{mc} = (F_{mi} + F_{mf})/2$ são as forças médias nos trechos centrais.

2.2 A protensão como um CCCE

No caso de estruturas hiperestáticas, a aplicação desses carregamentos externos equivalentes já fornecem os esforços totais (isostáticos + hiperestáticos).

Cálculo das componentes de desvio: a análise do equilíbrio do vértice i envolve os nós i-1 e i+1.

A força média de protensão é dada por:

$$F_i = \frac{P_{i-1,i} + P_{i,i+1}}{2}$$

Conhecidas as forças médias dos dois segmentos do vértice i procedeu-se ao cálculo das força de desvio. Este cálculo pode ser feito multiplicando as forças médias pelos cossenos

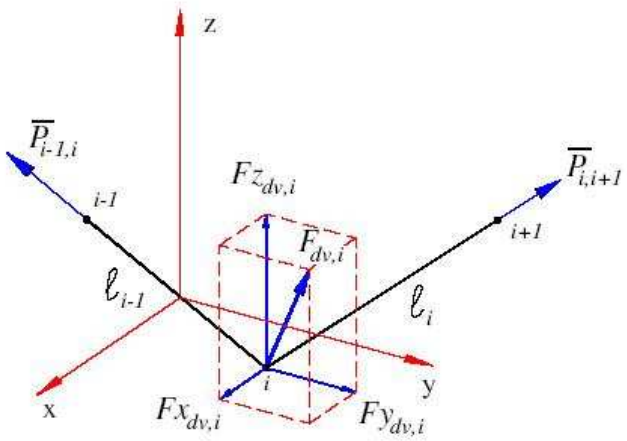


Figure 2: Representação das forças atuando sobre um desviador (adaptado de Menegatti (2004))

diretores em cada uma das três direções, ou através das equações:

$$\begin{aligned} Fx_{dv,i} &= P_{i,i+1}\frac{x_{i+1}-x_i}{\ell_i} - P_{i-1,i}\frac{x_i - x_{i-1}}{\ell_{i-1}} \\ Fy_{dv,i} &= P_{i,i+1}\frac{y_{i+1}-y_i}{\ell_i} - P_{i-1,i}\frac{y_i - y_{i-1}}{\ell_{i-1}} \\ Fz_{dv,i} &= P_{i,i+1}\frac{z_{i+1}-z_i}{\ell_i} - P_{i-1,i}\frac{z_i - z_{i-1}}{\ell_{i-1}} \end{aligned} \tag{4}$$

O somatório das forças de desvio deve resultar nulo, comprovando o equilíbrio das forças para cada um dos eixos.

Orientações dos eixos e momentos aplicados: Em estruturas de barras, além da aplicação das componentes de desvio deve-se considerar também os momentos devido à translação em relação ao CG da seção. Os momentos em tornos dos eixos globais são dados por:

$$\begin{aligned} Mx_{dv,i} &= Fz_{dv,i}\cdot D_y - Fy_{dv,i}\cdot D_z \\ My_{dv,i} &= Fx_{dv,i}\cdot D_z - Fz_{dv,i}\cdot D_x \\ Mz_{dv,i} &= Fy_{dv,i}\cdot D_x - Fy_{dv,i}\cdot D_y \end{aligned} \tag{5}$$

Onde D_x, D_y e D_z são as distâncias entre o vértice e o nó da estrutura, ou seja no CG da seção.

As 3 componentes da força de desvio $Fx_{dv,i}$, $Fy_{dv,i}$ e, $Fz_{dv,i}$ assim como os 3 momentos$Mx_{dv,i}$, $My_{dv,i}$ e, $Mz_{dv,i}$ representam o conjunto de ações que cada vértice aplica sobre um determinado nó da estrutura.

O somatório das forças de desvio e seus respectivos momentos em cada nó da estrutura representam o CCCE a uma determinada força de protensão aplicada.

2.3 Modelo numérico do CARPE

No programa CARPE são tratadas 2 não-linearidades: a física devido a variações dos materiais e a geométrica devido à variações de excentricidades dos cabos para a seção fletida. Este programa calcula vigas hiperestáticas com protensão externa em dois tempos:

- faz uma análise local de cada seção da discretização: O equilíbrio é verificado observando a contribuição de cada material na seção.

- faz uma análise global da estrutura: A viga em uma determinada etapa de carga, adota uma nova configuração geométrica.

Considerações específicas para a protensão externa: A) Nova configuração da viga; B) Variação da excentricidade do cabo; C) Deslizamento sobre os desviadores;

Se em certa etapa de carga a diferença entre as tensões superar a capacidade de absorção do desviador, ocorrerá um deslizamento do cabo no sentido do trecho de maior tensão até que retornem ao equilíbrio. Este deslizamento é a deformação necessária para restabelecer o equilíbrio sobre o desviador, que depende fundamentalmente das tensões dos trechos que o cercam.

3. DESCRIÇÃO DO VIADUTO

Nesta dissertação foi estudado um viaduto construído com aduelas pré-fabricadas de seção caixão protendidas externamente. Analisou-se este viaduto, pois após anos em serviço, foram detectadas aberturas em algumas juntas, o que significa a descompressão do concreto.

O viaduto de comprimento total de 579,0 m possui 16 vãos, sendo o maior de 45,0 m e o menor de 24,0 m. Existe uma variação na largura dos caixões no trecho central deste viaduto (entre os vãos 8 e 12), essa variação, assim como a diferença entre as aduelas dos apoios e as do meio dos vãos é apresentada a seguir.

3.1 Seção transversal

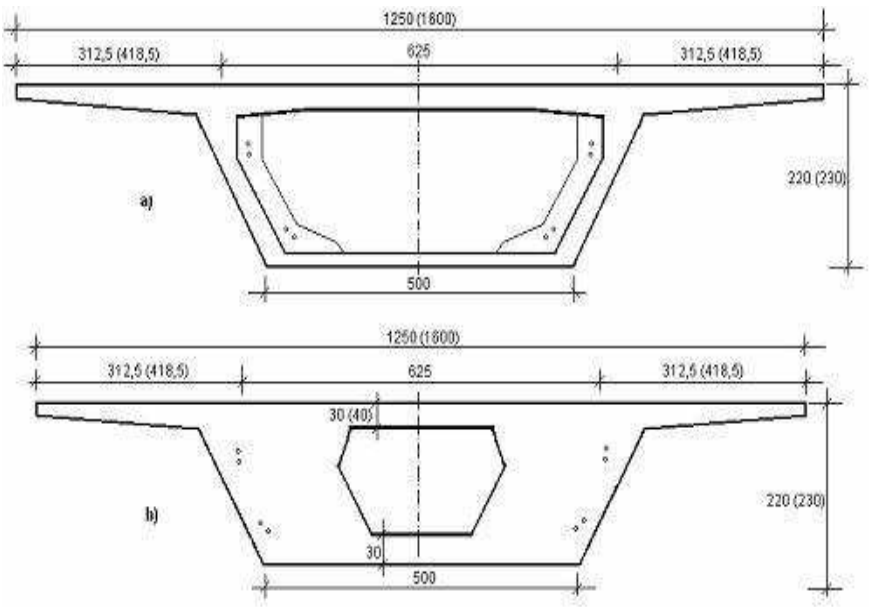


Figure 3: Seção transversal: a) Vão; b) Apoio

3.2 Materiais

Table 1: Características dos materiais

Parâmetro	Nomenclatura	Valor
Resistência características do concreto	f_{ck}	30 MPa
Módulo de elasticidade do concreto	E_c	38200 MPa
Aço de protensão	CP-190 RB	ϕ 15,2 mm
Tensão de escoamento do aço	f_y	1900 MPa
Módulo de elasticidade do aço	E_s	195000 MPa
Área por cordoalha		145,5 mm^2
Número de cordoalhas por cabo		12
Área total de um cabo		2764,5 mm^2

A forma de distribuição dos cabos ao longo da alma é simétrica em número de cabos e em relação ao eixo vertical da seção transversal

3.3 Cablagem

A figura 4 mostra a distribuição dos cabos em elevação

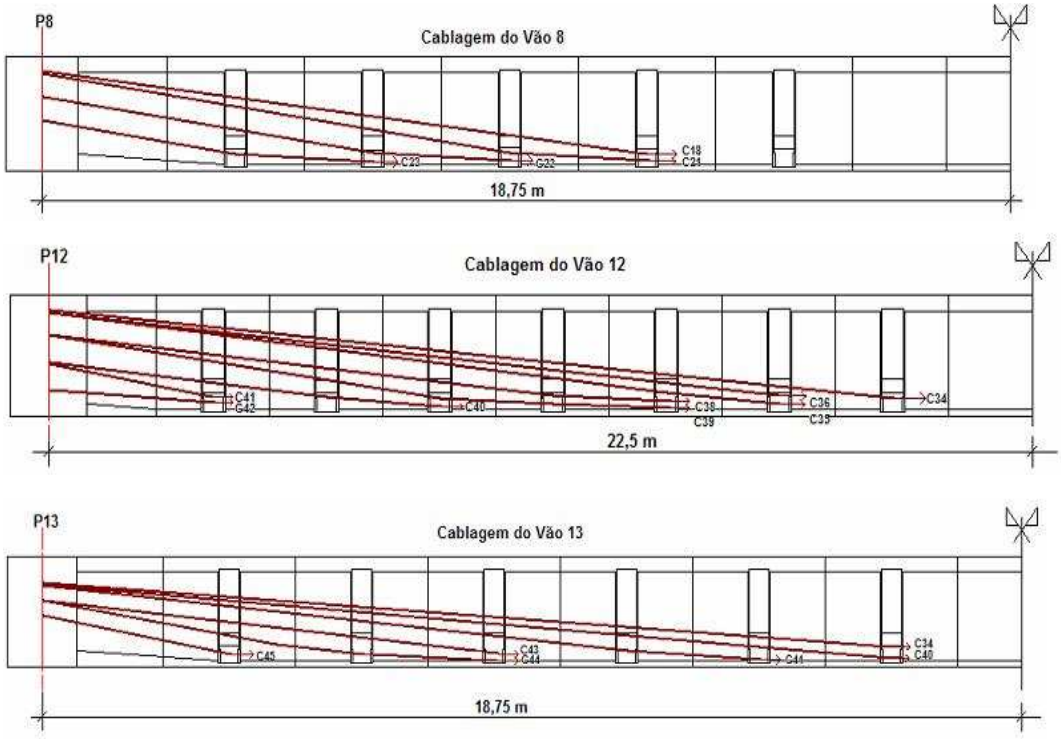


Figure 4: Esquema de distribuição dos cabos em elevação ao longo do Viaduto

4. Metodologia e procedimentos

1. Forças de protensão segundo a NBR6118 (2003): As forças teóricas foram calculadas considerando os cabos tensionados por um só extremo. A tensão inicial foi de 1463 MPa, equivalente a 77% da tensão de ruptura do aço, resultando em força inicial de 4047 kN em cada cabo.

   Deduzidas as perdas, os valores de forças teóricas médias por cabo nos trechos inicial, central e final foram utilizadas posteriormente para o cálculo das forças reais através do MCV.

2. Valores de abertura de juntas (Garcia et al., 2004a,b): Foram determinadas aberturas de juntas, cada vão foi sobrecarregado com um conjunto de caminhões distribuídos uniformemente. Foram registrados valores de abertura de juntas nos vãos 8, 12 e 13. Em decorrência destes valores os vão simulados foram o 7 ao 14.

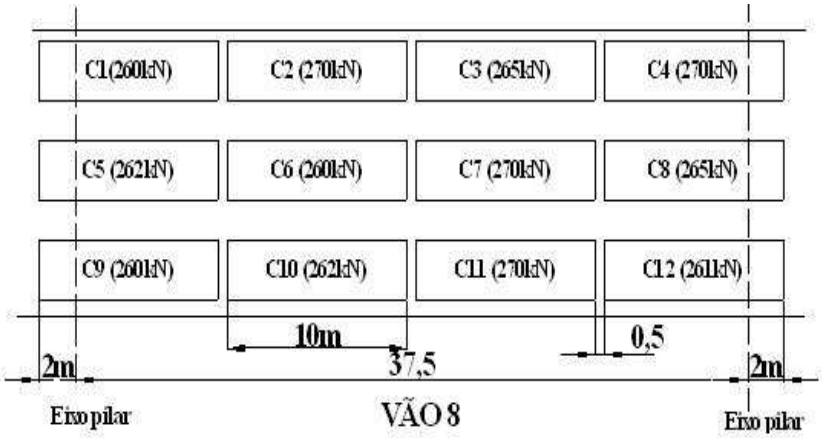


Figure 5: Carregamento de teste atravé de caminhões

4.1 Implementação no programa ANSYS

Foi utilizado o elemento BEAM 44, que permite qualquer geometria e possui 6 graus de liberdade.

Foram inseridas 12 seções transversais, 6 do tipo apoio e 6 do tipo meio do vão, sendo necessária para isso a média de cada vão variável

a sobrecarga de caminhões foi inserida como carregamento distribuído, separadamente para os vãos 8, 12 e 13;

A análise dos resultados foi realizada como o aplicativo CIVILFEM, onde foram gerados diversos gráficos, tabelas de resultados e tensões no concreto.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Momentos fletores

Além disso os diagramas de momento fletor apresentaram saltos nos nós onde foi aplicado o CCCE, além de inclinações entre elementos dadas pela influência das mudanças bruscas das rigidezes das aduelas de apoio, quando comparadas com as rigidezes das aduelas do meio do vão.

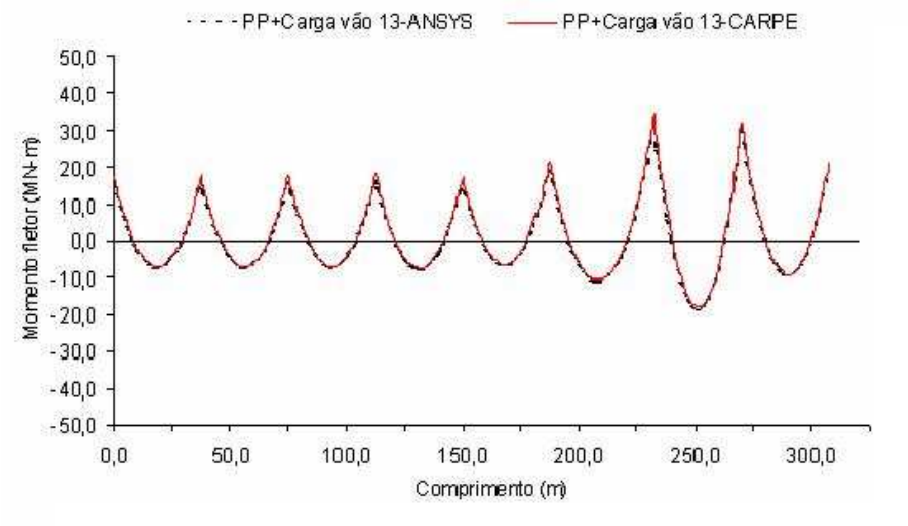


Figure 6: Comparação de momentos fletores devido a peso próprio

Discretização dos vãos 8, 11, 12 e 13 e demais vãos com cabo único resultante. Observa-se uma suavização do gráfico nos vãos discretizados, representando melhor a protensão existente. Comprovou-se assim a eficiência da consideração da protensão como um CCCE.

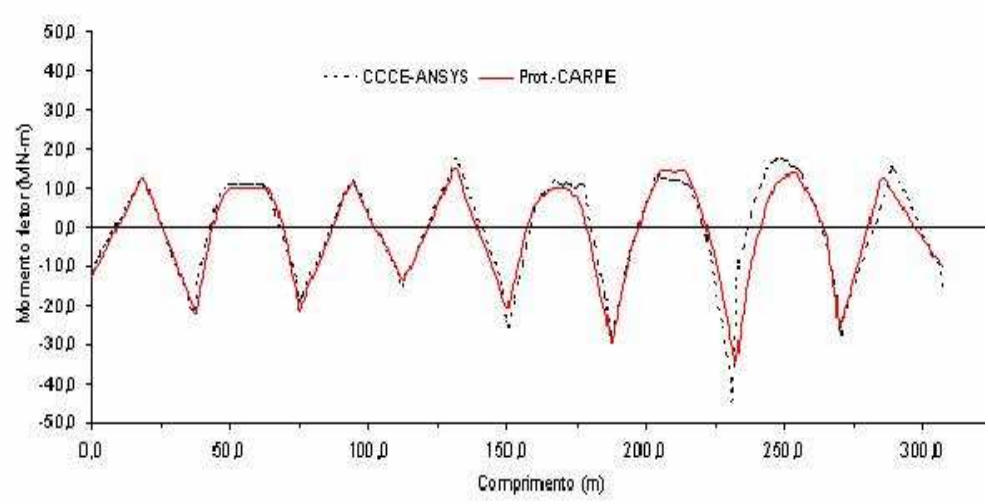


Figure 7: Comparação de momentos fletores devido a protensão

Combinação dos carregamentos (vão 12): peso próprio + sobrecarga de caminhões + CCCE (menos 5%) para o ANSYS e protensão (menos 5%) para o CARPE. Assim permite-se levar em conta a consideração da margem de erro de $\pm 5\%$ da força de protensão calculada pelo MCV.

5.2 Estado tensional das seções transversais

Analisou-se também o nível de tensão nas seções transversais para verificação da descompressão que foi observada nas seções centrais dos vãos 8, 12 e 13. Diferentes combinações de cargas foram consideradas, sendo elas definidas por:

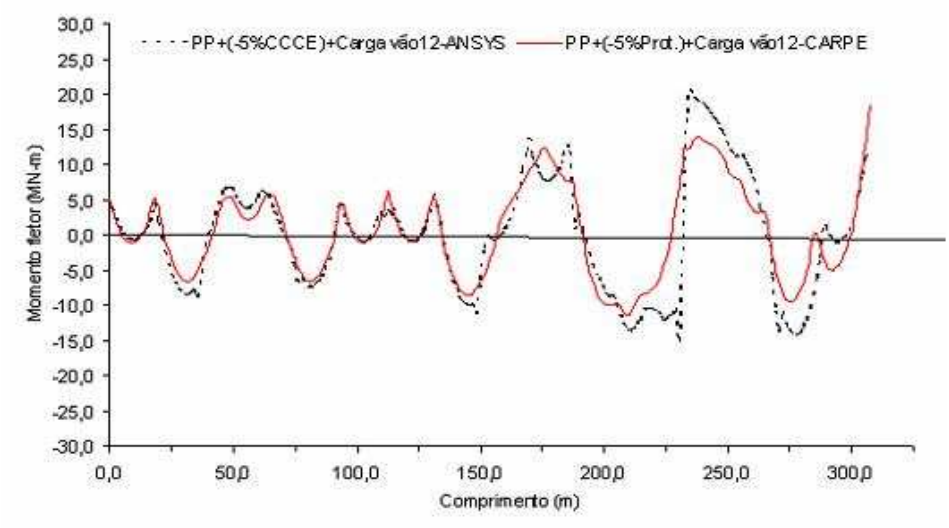


Figure 8: Comparação de momentos fletores devido a peso próprio + 95% da protensão

Table 2: Combinações de carregamento

Combinação	Carga
I	peso próprio + protensão + caminhão no vão 8
II	peso próprio + protensão + caminhão no vão 12
III	peso próprio + protensão + caminhão no vão 13
IV	peso próprio + 95% protensão + caminhão no vão 8
V	peso próprio + 95% protensão + caminhão no vão 12
VI	peso próprio + 95% protensão + caminhão no vão 13

Table 3: Tensões Nas seções centrais

Simulações	Combinações						
	Local	I	II	III	IV	V	VI
ANSYS	Fibra superior	-5,033	-6,667	-3,956	-4,050	-9,121	-3,423
	Fibra inferior	-2,051	-6,710	-3,458	-2,755	-0,285	-3,60
CARPE	Fibra superior	-5,40	-8,72	-4,43	-2,92	-6,52	-2,91
	Fibra inferior	-2,21	-4,17	-2,20	-7,54	-0,84	-5,07

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na comparação dos resultados de momentos fletores em ambos os programas, nos vãos estudados, demonstrou-se que a consideração da protensão como um CCCE de acordo com a proposta de Menegatti (2004) representa de forma satisfatória a protensão, até mesmo em uma estrutura com cablagem tão complexa.

O procedimento de análise levou a resultados bastante satisfatórios na determinação de estado tensional da seção transversal do viaduto nos vãos 8, 12 e 13, que para uma margem baixa de erro explicariam as descompressões observadas.

References

Désir, J. M., 1993. Análise não-linear do comportamento até a ruptura de vigas de concreto com protensão externa. *COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro*.

Garcia, S. L. G., Désir, J. M., & León, J. D. U., 2004a. Avaliação das causas de descompressão das juntas entre aduelas de viaduto com protensão externa. In *VI Simpósio Mineiro de mecânica Computacional*.

Garcia, S. L. G., Désir, J. M., & León, J. D. U., 2004b. Medições de abertura de juntas secas entre aduelas pré - moldadas em viaduto com protensão externa. In *XXII Congresso Nacional de Ensaios não Destrutivos*.

Martins, P. C. R., 1989. *Modelisation du comportament jusqu'à la rupture en flexion de poutresen béton à précontrainte exterieure ou mixte*. PhD thesis, EcoleCentrale des Arts et Manufactures de Paris.

Menegatti, M., 2004. A protensão como um conjunto de cargas concentradas equivalentes. *Escola Politécnica da Universidade de São Paulo*.

NBR6118, 2003. Projeto de estruturas de concreto. *ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS*.

Robert, J. L., 1993. Mesure de la tension des câbles par vibration - méthode d'essai. *Technique et Méthods des Laboratoires des Ponts et Chausséess*, , n. 35.

Robert, J. L., Bruhat, D., & Gervais, J., 1991. Mesure de la tension des cables par méthode vibratoire. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, , n. 173.

Virlogeux, M. & Fouré, B., 1986. Précontrainte extérieure au béton: comportement jusqu'à rupture de poutres à voussoirs préfabriqués. *X Congrès International de la F.I.P.*