

METODOLOGIA PRÁTICA PARA DETERMINAÇÃO DE CABLAGEM EM VIGAS DE PONTES ISOSTÁTICAS

Huber R. Tokunaga

huber.ribeiro@gmail.com

Mestrando em Estruturas e Construção Civil – Universidade de Brasília

SQSW 303, bloco C, AP 507, Sudoeste, CEP 70673-303, Brasília/DF, Brasil

Paulo Chaves de R. Martins

profpaulochaves@gmail.com

Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil – Universidade de Brasília

Rua 9 Sul, Lote 12, Ap 901, Águas Claras, CEP 71938-360, Brasília/DF, Brasil

William Taylor M. Silva

taylor@unb.br

Professor PhD, Departamento de Engenharia Civil – Universidade de Brasília

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil, Prédio SG-12, 1º andar, Campus Darcy Ribeiro, Universidade de Brasília, CEP 70910-900, Brasília - DF, Brasil.

Abstract. This paper aims to develop a practical methodology for determining the tendons in prestressed bridge beams. In general, in Brazil, the tendons are defined by methods based on iterative processes, highly dependent on the experience of the designer. Basically, the process involves the definition of tendons and section checking. If the expected results are not achieved, the process is repeated. The proposed methodology will include the determination of the tendons using Magnel diagrams and the definition of the feasible domain, as well the definition of the limit zone for the prestressing steel, considering isostatic structures. This article refers only to a methodology for cases of isostatic bridges. However the final research also aims at the cases of continuous beams an indeterminate bridge structures (Tokunaga,H.[1]). The developed proposal can be applied in manual calculations or inserted in automated routines, in the framework of an application for practical design process as in theoretical studies.

Keywords: *Prestressed concrete, Railway bridges, Magnel diagrams*

Introduction

A ABNT NBR 6118:2014[2] apresenta a definição de elementos de concreto protendido como aqueles nos quais partes das armaduras são previamente alongadas por equipamentos especiais de tensão, com o intuito de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, assim como propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado-limite último.

Pode se dizer que a protensão surgiu em função da deficiência da resistência à tração do concreto. Como visto em Leonhardt, F.[3], “A deficiente zona à tração do concreto fez com que, desde o início, se pensasse em colocar sob compressão as zonas tracionadas das estruturas de concreto, através de uma protensão, de tal modo que os esforços de tração tenham, em primeiro lugar, de anular estas tensões de compressão antes que surjam tensões de tração no concreto”.

Assim, basicamente, a técnica de protensão consiste em inserir uma força de compressão que gere um campo de tensões no concreto compatível com o objetivo desejado, em geral, reduzindo ou eliminando as trações. Isso significa determinar a intensidade e a posição da força na estrutura, o que depende da estática da estrutura, do processo construtivo empregado e da região onde a força é aplicada. Os cabos seguem, preferencialmente, o formato da linha do diagrama de momentos, que reproduz a linha de forças principais de tração na peça. Para vigas isostáticas o sistema de forças auto-equilibradas internas à estrutura não gera reações nos apoios (Martins,P.[4]).

O projeto deve prever as perdas da força de protensão em relação ao valor inicial aplicado pelo aparelho tensor, ocorridas antes da transferência da protensão ao concreto, durante essa transferência e depois, ao longo do tempo, durante a vida útil da estrutura (Cholfe,L., Bonilha,L.[5]). Nesse contexto, várias técnicas foram desenvolvidas ao longo do tempo com o objetivo de simplificar os cálculos e otimizar as seções transversais com a força de protensão e excentricidade do cabo. Dentre elas, destaca-se o método dos Diagramas de Magnel, ainda pouco difundido no Brasil, desenvolvido por um importante pesquisador de concreto protendido, o engenheiro belga Gustave Magnel. (Magnel,G.[6]).

Em geral, nos escritórios de cálculo estrutural no Brasil, métodos tradicionais partem de uma predefinição de cablagem, realizada a partir da experiência dos engenheiros seniores. A partir dessa predefinição, as seções são adequadas por processos iterativos, pela verificação de tensões, em estado limite de serviço (ELS) e em estado limite último (ELU).

Por sua vez, os diagramas de Magnel definem, para uma seção transversal conhecida, uma combinação de excentricidades e forças de protensão em um ponto específico ao longo do vão. (Ehsani, MR., Blewit,R.[7]). O método desenvolvido por Magnel foi ainda destrinchado e aprimorado por grandes referências em concreto protendido, como o francês Roger Lacroix (Lacroix, R.[8]) e o americano Antoine Naaman (Naaman, A.[9]).

Objetiva-se com este trabalho realizar a comparação entre: (a) o dimensionamento de vigas de concreto protendido, realizado com os métodos de cálculo tradicionais (b) o dimensionamento das mesmas vigas por meio dos conceitos dos Diagramas de Magnel.

1 Metodologia

1.1 Diagramas de Magnel

A construção dos diagramas parte das condições limite de tensões nas fibras superiores e inferiores, sob os carregamentos extremos, máximos e mínimos. Tais tensões são condições de contorno prefixadas no projeto.

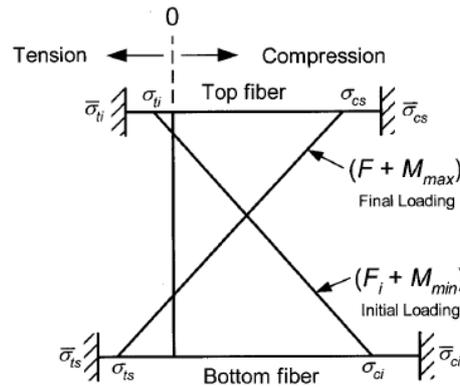


Figura 1. Digrama de tensões crítico sob carregamentos extremos (Naaman, A.[9])

Pode-se escrever, assim, uma inequação para computar as tensões numa seção transversal, partindo da força normal aplicada, do momento resultante da força de protensão e do carregamento externo (mínimo ou máximo):

$$\sigma_{ti} = \frac{F_i}{A_c} - \frac{F_i \cdot e_0}{Z_t} + \frac{M_{min}}{Z_t} \geq \bar{\sigma}_{ti} \quad (1)$$

Considerando que existem dois casos de carregamento extremos (máximo e mínimo) e que os limites de tensões ocorrem nas duas fibras (superior e inferior), surgem quatro inequações, conforme Fig. 2. A força de protensão aplicada é representada por “F” e as tensões limite são representadas por “σ”. A quinta expressão refere-se ao limite geométrico máximo para a excentricidade a ser adotada.

I	$e_0 \leq k_b + (1/F_i)(M_{min} - \bar{\sigma}_{ti}Z_t)$
II	$e_0 \leq k_t + (1/F_i)(M_{min} + \bar{\sigma}_{ci}Z_b)$
III	$e_0 \geq k_b + [1/(F \text{ or } \eta F_i)](M_{max} - \bar{\sigma}_{cs}Z_t)$
IV	$e_0 \geq k_t + [1/(F \text{ or } \eta F_i)](M_{max} + \bar{\sigma}_{ts}Z_b)$
V	$e_0 \leq (e_0)_{mp} = y_b - (d_c)_{min} = \text{maximum practical eccentricity}$

Figura 2 – Inequações dos Semi-Planos (Naaman, A.[9])

Assim, pode-se plotar um gráfico em duas dimensões das curvas definidas pelas inequações. No caso presente, são retas as igualdades derivadas das inequações para as variáveis escolhidas. Cada curva irá separar o plano em duas partes, uma na qual a inequação será satisfeita e outra não. Para o eixo Y foi adotada a excentricidade e_0 , e para o eixo X, a razão $1/F_i$, por simplicidade e praticidade gráfica.

As curvas se interceptam, formando um polígono de arestas A, B, C, D, conforme Fig. 3. Esse polígono pode-ser interpretado como um domínio de viabilidade, dentro do qual os valores de excentricidade e força satisfazem as condições de tensões representadas pelas inequações.

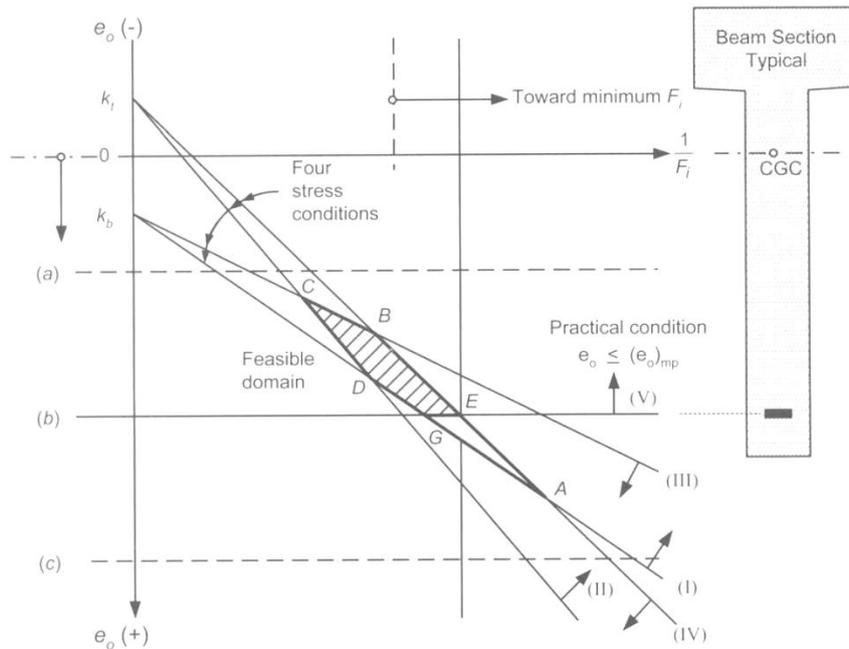


Figura 3. Domínio viável definido pelas condições de tensão dadas pelas inequações (Naaman, A.[9])

Ao determinar a força de protensão para uma seção crítica, assume-se também que a mesma força irá atuar para todo o vão. Dessa forma, é necessário determinar os limites das excentricidades ao longo do vão, sem violar as condições de tensão. Para verificar tais excentricidades, pode-se construir o Diagrama de Magnel para cada seção, ou usar as definições de fuso limite e fuso de passagem, mais práticas. O fuso limite é o lugar geométrico dos centros de pressão ao longo da viga. Os valores dos limites geométricos serão dados por c e c' , que podem ser obtidos pelos limites de tensões, conforme Fig. 4, para cada seção.

$$c \leq e_c \leq c' \tag{2}$$

Em função do núcleo limite pode-se determinar, a partir dos momentos mínimo e máximo, o núcleo de passagem, em cada seção, que dá origem ao fuso de passagem, que pode ser definido como o lugar geométrico dos limites máximo e mínimo das excentricidades ao longo do vão.

$$\begin{aligned}
 c &= \min \left(k_b \left(1 - \frac{\sigma_{ti}}{\sigma_{G0}} \right); k_t \left(\frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{G0}} - 1 \right) \right) \\
 c' &= \min \left(k_t \left(1 - \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{G\infty}} \right); k_b \left(\frac{\sigma_{ts}}{\sigma_{G\infty}} - 1 \right) \right) \\
 \text{lim sup} &= c' - \frac{M_{max}}{P_{\infty}} \\
 \text{lim inf} &= -c - \frac{M_{min}}{P_0}
 \end{aligned}$$

Figura 4 – Limites máximos e mínimos para o fuso de passagem (Martins,P.[4])

1.2 Projetos de Pontes Ferroviárias – Estudos de Caso

Para aplicação do diagrama de Magnel, foram adotados como estudos de caso, Projetos Executivos de obras de arte especiais (OAE) da Ferrovia de Integração Oeste Leste, localizada no estado da Bahia, no trecho de Ilhéus/BA até Barreiras/BA, e essencialmente voltada ao transporte de cargas.

Foram escolhidos projetos de ponte e viadutos ferroviários de lotes diferentes de construção, elaborados em épocas distintas, por projetistas de diferentes escolas do país.

O estudo trata da análise da protensão para as vigas longarinas isostáticas das OAE. Para efeitos comparativos, os projetos possuem, em semelhança, o comprimento dos vãos e a seção transversal do tabuleiro. O sistema estrutural se constitui de superestrutura em concreto protendido com pelo menos um vão de 30,0m, simplesmente apoiado. A seção transversal tem 5,85 m de largura total, comportando via permanente de 4,65 m, para bitola larga (1,60 m), dois passeios laterais de 0,60 m de largura e refúgios espaçados longitudinalmente a cada 10,00 m, com guarda-corpos ao longo de todo comprimento.

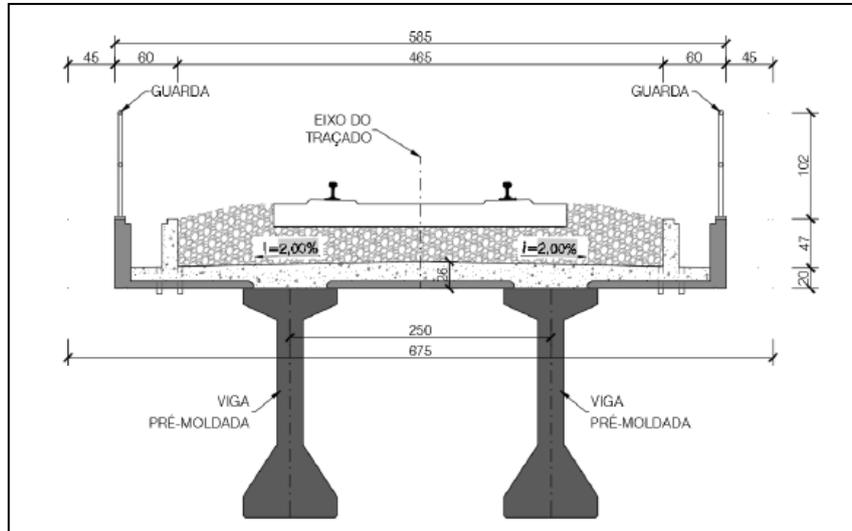


Figura 5. Seção transversal típica das OAE (Projeto Executivo – Ponte Rio Galheirão[10])

Estruturalmente a seção transversal é constituída de: duas vigas em seção “T”, em concreto protendido, ligadas por transversinas nas extremidades. Sobre elas é concretada a laje do tabuleiro, em concreto armado. São peças complementares também em concreto armado: as pré-lajes, as muretas para guarda-lastro e caixa de cabos, as placas para passeios e para refúgios. Os guarda-corpos são em estrutura metálica.

Para cada projeto analisado, variaram as seções transversais das vigas longarinas adotadas conforme critérios de cada projetista. Os projetos analisados foram:

1. Viaduto Ferroviário - BA 120, localizado no lote 1F (Projeto Executivo – Viaduto BA120[11])
2. Ponte - Rio das Rãs, localizada no lote 5F (Projeto Executivo – Ponte Rio das Rãs[12])
3. Viaduto Ferroviário – km 958, localizado no lote 5F (Projeto Executivo – Viaduto km 958[13])

Cabe destacar que foi escolhido um projeto (Viaduto km958) com seção transversal do tabuleiro diferente das demais. Essa possui três vigas longarinas por seção transversal. Foi assim escolhida por possuir uma seção menor de concreto e carregamentos reduzidos em comparação com os outros projetos.

1.3 Premissas adotadas/calculadas

Para construção dos diagramas são necessárias as seguintes premissas: as características geométricas da seção, os esforços extremos, adotados para fase inicial de protensão e fase de serviço, o coeficiente de perda total, considerando perdas imediatas e diferidas, e as tensões limites de compressão e tração para as fibras inferiores e superiores, considerando cada fase de carregamento.

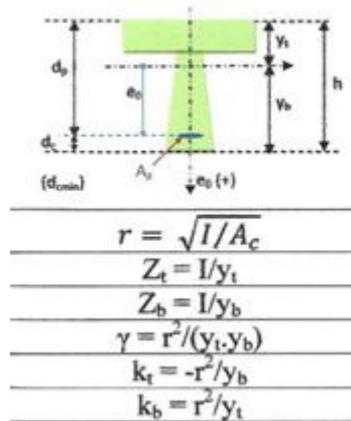


Figura 6. Parâmetros geométricos (Adaptado de Martins,P.[4]).

Para a elaboração dos ábacos foram utilizadas as características das seções transversais de cada viga, considerando a viga isolada e a viga somada a mesa colaborante da laje.

Tabela 1. Características Geométricas Seção Cheia

	Viaduto BA120	Ponte Rio das Rãs	Viaduto km958
Ac (m ²)	1,892	1,8305	1,272
I (m ⁴)	2,2700	2,0396	0,811
h (m)	2,8	2,8	2
e laj (m)	0,265	0,26	0,28
h laj (m)	3,065	3,06	2,28
Yt laj (m)	1,071	1,007	0,829
Yt (m)	0,806	0,747	0,549
Yb (m)	1,994	2,053	1,451
Zt laj (m ³)	2,120	2,026	0,978
Zt (m ³)	2,816	2,731	1,477
Zb (m ³)	1,138	0,993	0,559
γ	0,562	0,539	0,530
Kt (m)	-0,602	-0,543	-0,439
Kb (m)	1,120	1,107	0,769
dc (m)	0,100	0,100	0,160

De cada projeto foram obtidos os esforços discriminados nas seguintes categorias: peso próprio, peso laje e transversina, peso dos equipamentos de via (lastro, dormentes, trilhos e fixações) e carga móvel. Foram sempre adotados os esforços para a seção do meio do vão por serem os mais críticos.

Para a carga móvel, foi considerada a carga móvel ferroviária TB-360, definida pela ABNT-NBR 7189:1985[14], conforme esquema da Fig.7. As cargas por trens-tipo podem ser visualizadas na Fig.8.

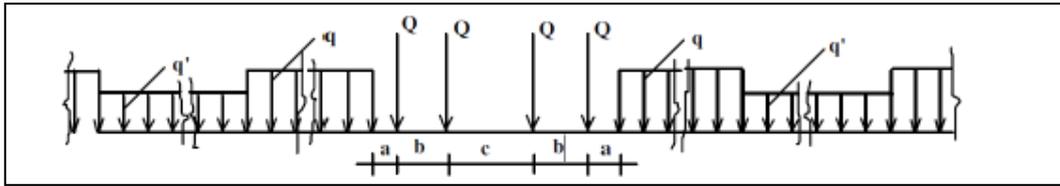


Figura 7. Carga móvel ferroviária TB-360 (ABNT-NBR 7189:1985[14])

Onde:
 Q = carga por eixo
 Q e q' = cargas distribuídas na via, simulando, respectivamente, vagões carregados e descarregados (ver Tabela 1).

Tabela 1 - Cargas dos trens-tipo

TB	Q (kN)	Q (kN/m)	q' (kN/m)	a (m)	b (m)	c (m)
360	360	120	20	1,00	2,00	2,00
270	270	90	15	1,00	2,00	2,00
240	240	80	15	1,00	2,00	2,00
170	170	25	15	11,00	2,50	5,00

Figura 8. Cargas por trens-tipo (ABNT-NBR 7189:1985[14])

O coeficiente de impacto foi calculado para considerar os efeitos dinâmicos das cargas móveis, conforme ABNT-NBR 7187:2003[15].

A viga dos projetos foi concebida para ser concretada e protendida num páteo de vigas, e então ser içada para o posicionamento final. Para as considerações de esforços mínimos, foi considerada a fase de ato da protensão (peso próprio + protensão) e a fase de cargas permanentes da superestrutura (restante das cargas permanentes + laje). Para consideração dos esforços máximos, foram adicionadas as cargas do trem tipo (considerado no meio do vão). Os esforços obtidos estão representados a seguir:

Tabela 1. Esforços – Momentos Fletores (KN.m) seção meio do vão

	Viaduto BA120	Ponte Rio das Rãs	Viaduto km958
peso próprio viga	3018	2890	2014,6
peso laje + transversinas	2195,8	2200	1473
sobrecarga permanente	3429,9	3420	2370
carga móvel	10551	10500	7041

As verificações foram feitas para os estados limites de serviço, de formação de fissura e de descompressão e também para o estado limite último. As tensões limites, fixadas para cada projeto, são mostradas na Tabela 2. As perdas a partir dos cálculos elaborados para cada projeto e estão resumidas na Tabela 3.

Tabela 2. Esforços – Momentos Fletores (KN.m) seção meio do vão

	Viaduto BA120	Ponte Rio das Rãs	Viaduto km958
$\sigma'1$ (MPa) ts	-3,85	-3,85	-3,21
$\sigma 1$ (MPa) ci	24,5	22,3	21
$\sigma'2$ (Mpa) cs	24,5	22,3	21
$\sigma 2$ (MPa) ti	-3,85	-3,85	-3,21

Tabela 3. Coeficientes de perdas

	Viaduto BA120	Ponte Rio das Rãs	Viaduto km958
perdas instantâneas	0,077	0,035	0,060
perdas diferidas	0,168	0,109	0,200
□(perdas totais)	0,755	0,855	0,740

2 Resultados e Discussões

Os diagramas de Magnel podem ser elaborados para as diversas seções e para as diversas fases de carregamento. Todavia, para as vigas longarinas das OAE supracitadas foram calculadas as curvas considerando as seções cheias e as fases mínimas e máximas descritas no item 2.3. A seguir são apresentados os Diagramas de Magnel elaborados para cada OAE, juntamente com o fuso de passagem. Nos diagramas o eixo Y está representado pela excentricidade e_0 (m) enquanto o eixo X pela razão $1/P_0$. As retas que representam as inequações da Fig. 2 estão identificadas a direita do diagrama.

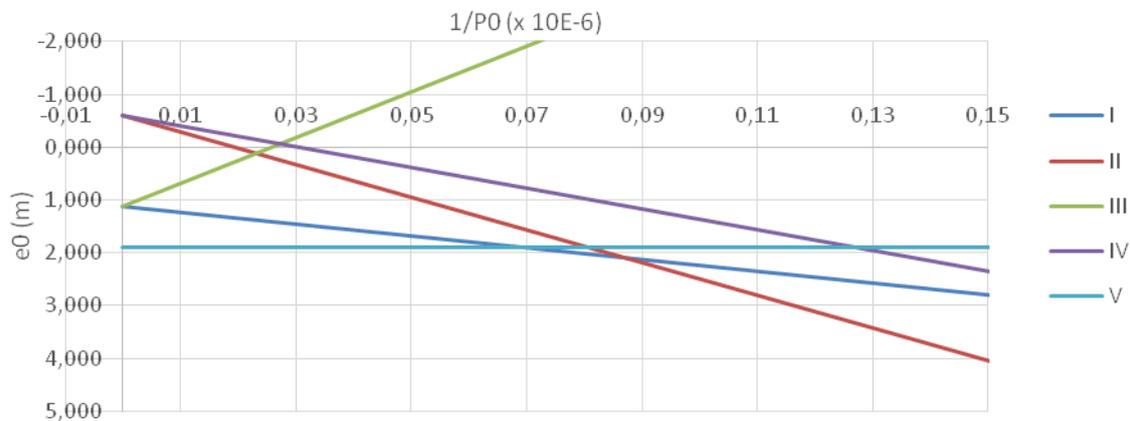


Figura 9. Diagrama de Magnel – Viaduto BA120

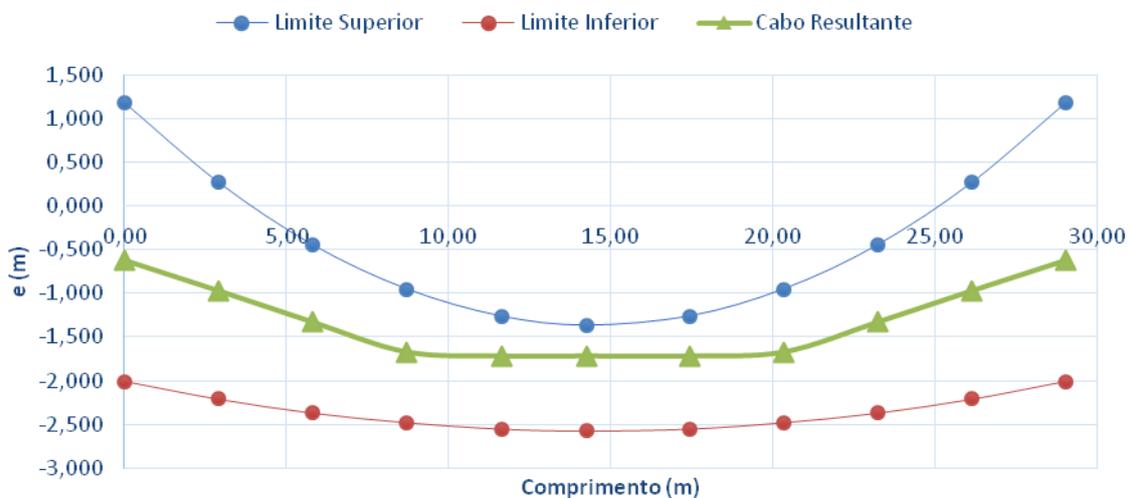


Figura 10. Fuso de Passagem – Viaduto BA120

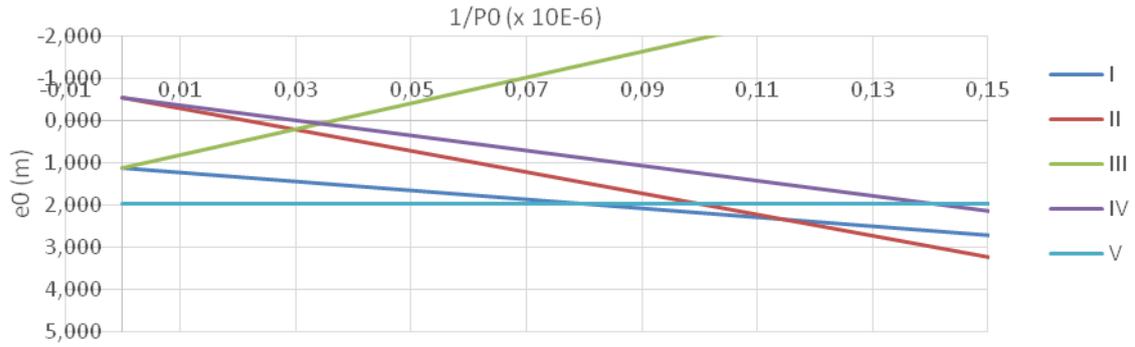


Figura 11. Diagrama de Magnel – Ponte Rio das Rãs

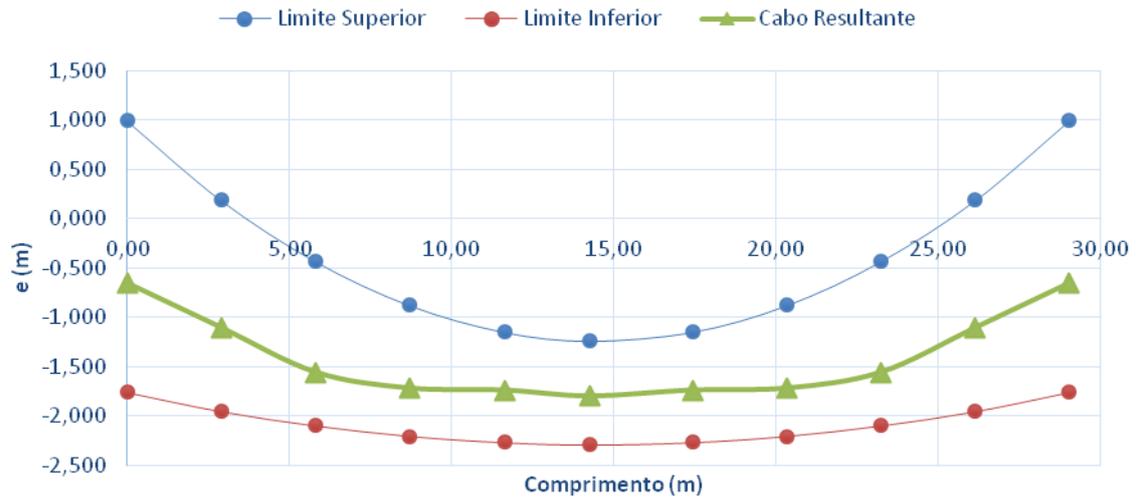


Figura 12. Fuso de Passagem – Ponte Rio das Rãs

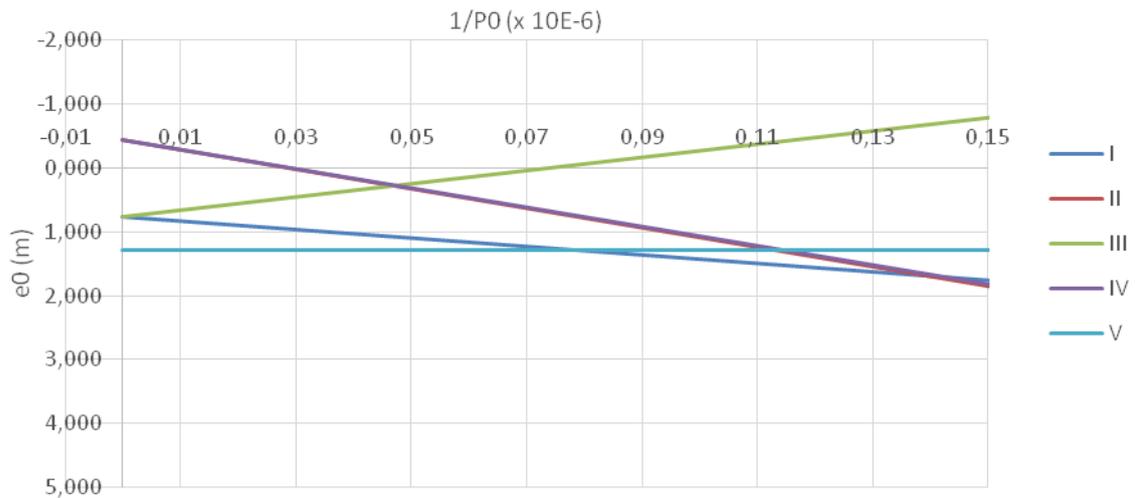


Figura 13. Diagrama de Magnel – Viaduto km958

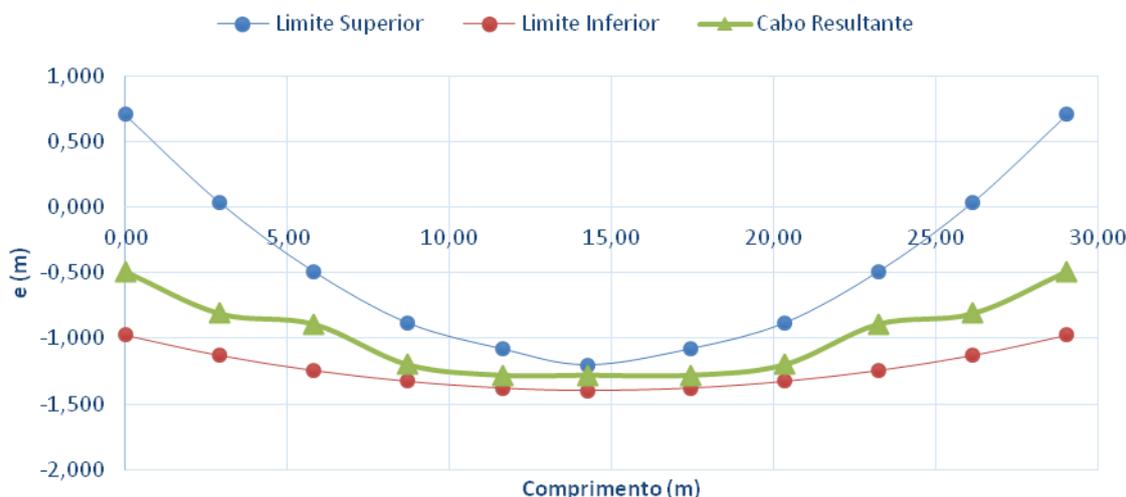


Figura 14. Fuso de Passagem – Viaduto km958

Para a obtenção da mínima força de protensão (P0), realizou-se a interseção entre as retas IV e V dos diagramas apresentados acima, obtendo-se na abscissa o valor de $1/P_0 \cdot 10^{-6}$. Para o referido ponto, chegou-se aos valores para a força de protensão apresentados na tabela 4. Já as soluções de protensão adotadas para cada projeto estão representadas na tabela 5.

Tabela 4. Força de protensão mínima pelos Diagramas de Magnel

	Viaduto BA120	Ponte Rio das Rãs	Viaduto km958
1/P0 (MN)	0,1272	0,1411	0,1247
P0 (KN)	7859,79	7112,60	8672,0

Tabela 5. Protensão adotada pelos projetos executivos

	Viaduto BA120	Ponte Rio das Rãs	Viaduto km958
Cabo de 9 cordoalhas de 12,7mm			
Quantidade	-	-	2,0
Pmax/cabo (KN)	-	-	1250,0
Cabo de 12 cordoalhas de 12,7mm			
Quantidade	6,0	6,0	4,0
Pmax/cabo (KN)	1660,0	1660,0	1660,0
Cabo de 12 cordoalhas de 15,2mm			
Quantidade	-	-	-
Pmax/cabo (KN)	-	-	-
Pmax total (KN)	9960,0	9960,0	9140,0

Verifica-se que a protensão adotada pelos projetistas possui valores superiores ao mínimo estipulado pelo diagrama. Ressalta-se que a força de protensão dada pelos encontros das retas IV e V é o mínimo a ser adotado para a seção sem que os limites de tensão sejam extrapolados. Verifica-se, assim, que os valores adotados no projeto estão dentro do quadrante determinado pelos semi planos. Em outras palavras, significa que as soluções adotadas de força de protensão e excentricidade respeitam os limites de tensão para os casos de carregamento especificados. Pode-se inferir, assim, que os projetistas agiram de modo conservador e adotaram força superior à mínima necessária. A seção transversal e a protensão poderiam ser otimizadas. Pode-se inferir, ainda, que os projetistas adotaram

valores próximos ao mínimo. Todavia, em muitos casos, a adoção da força mínima calculada de forma exata não pode ser traduzida em número de cabos e cordoalhas disponíveis para protensão no mercado.

Os fusos calculados, por sua vez, mostraram-se compatíveis com os traçados de cabos adotados nos projetos. Para efeitos comparativos e fácil visualização, obteve-se uma posição geométrica para representar os cabos de cada viga, chamada de cabo resultante. Nas figuras 12, 14 e 16, pode-se verificar que o cabo resultante de cada viga encontra-se totalmente dentro do fuso de passagem, o que significa que as excentricidades adotadas para os cabos permitem o atendimento aos limites de tensões prefixados nas fibras superiores e inferiores ao longo de toda viga.

3 Conclusão

Os resultados obtidos podem ser considerados conclusivos, pois o comparativo com os projetos realizados pelos métodos tradicionais no Brasil indicou que as soluções de protensão obtidas com o uso do Diagrama estão condizentes com as obtidas nos correspondentes projetos originais. Observa-se que a força máxima adotada em projeto sempre esteve superior àquelas obtidas no presente estudo, o que demonstra que as soluções de projeto foram conservadoras em relação à força de protensão mínima possível, considerando-se a mesma excentricidade em ambas as análises.

Tanto a força de protensão total, como a quantidade de cabos e as excentricidades puderam ser associadas à solução original. Isso demonstra que o emprego do diagrama de Magnel, por se tratar de um procedimento simples, é uma poderosa ferramenta, principalmente para a verificação de projetos e para pré-dimensionamentos.

Ademais, verifica-se que o método dos diagramas de Magnel permite outros benefícios, por sua visualização gráfica, e por ter um conjunto de inequações de fácil manuseio. A correlação entre as informações pode ser facilmente manipulada, na busca de solução otimizada. Uma vez elaborado o diagrama, inúmeras soluções ou análises podem ser obtidas. O diagrama fornece uma imagem clara de uma dada seção transversal e o que pode ser feito sobre um problema particular. A partir dos diagramas, numa análise qualquer ou na elaboração de um projeto, as seguintes verificações podem ser feitas:

1.Considerando definidas a seção transversal, a força de protensão e a excentricidade, pode-se desenhar as retas para verificar se os valores propostos, para força de protensão e excentricidade, respeitam as condições de contorno referentes às tensões. De posse do diagrama a análise fica simples. Os pontos F e e_0 , dentro do quadrante, demonstram que as condições de tensão foram respeitadas. Não há necessidade de verificar as tensões por meio de cálculos.

2.Dada uma excentricidade fixada, por e_0 , para a resultante dos cabos de uma viga, pode-se determinar uma faixa de valores viáveis para a força de protensão. Isso pode ser útil para achar uma faixa de carregamentos acidentais (máximos e mínimos) que podem ser suportados pela viga em estudo.

3.Dada uma força de protensão fixada, pode se determinar uma faixa de excentricidades para uma seção transversal dada de uma viga. Esse tipo de problema é recorrente para definir o traçado dos cabos em vigas contínuas, nas quais o meio do vão e apoio são analisados para a mesma força de protensão (protensão contínua).

4.Dada uma seção transversal, pode-se verificar qual a menor força de protensão e respectiva excentricidade que satisfazem às condições de tensão, otimizando o projeto. Verifica-se que a menor força de protensão é dada pelo encontro das retas I e IV, as inequações de ligação direta com as tensões limite de tração. Os limites de tensão de tração são os responsáveis pela definição da força de protensão.

5.A consideração da condição V nos diagramas permite identificar quando a restrição de tamanho da seção transversal prevalece sobre as condições de contorno mecânicas de tensões limite. Assim, a majoração da força para compensar a limitação da excentricidade é automaticamente feita, sem nova análise.

6.As inequações podem ainda ser usadas para definir/otimizar propriedades da seção transversal.

Supondo que, na condição de carregamento máximo, as tensões de tração e compressão de serviço não atinjam os respectivos limites, isso indica que os módulos resistentes Z_t e Z_b são maiores que o necessário. Pode-se então determinar valores mínimos de Z_t e Z_b para os quais a tensão seja atingida exatamente. (Naaman, A. [9], Fauchart, J. [16])

Por fim, o método dos diagramas de semi-planos de Magnel pode ser aplicado em sua forma gráfica, com evidentes vantagens nos processos de pré-dimensionamento e dimensionamento de estruturas, na verificação de projetos e principalmente no campo da didática do ensino do cálculo da protensão. Pode, também, ser aplicado em sua versão numérica, com implantação simples e expedita em programas de análise e projeto, em particular de vigas de pontes e assemelhadas.

Agradecimentos

Este artigo teve apoio incondicional dos professores da Universidade de Brasília, Paulo Chaves e Willian Taylor, motivo pelo qual presto meu sincero agradecimento. Agradeço também aos colegas de mestrado que, ao longo de todos os anos, foram grande fonte de trocas de conhecimentos. Por fim, agradeço pela oportunidade a Universidade de Brasília e a VALEC Engenharia, Construções e Ferrovias.

References

- [1] Tokunaga, H., Metodologia prática para determinação de cablagem em vigas de pontes isostáticas e hiperestáticas. Dissertação de mestrado em andamento, UnB, 2019.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 projeto de estruturas de concreto: procedimento.
- [3] Leonhardt, F. Construções de Concreto. Tradução de João Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro: Interciência, v. 5: Concreto Protendido, 1983.
- [4] Martins, Paulo Chaves de Rezende. Introdução ao curso de concreto protendido. Brasília: UnB, 2018. Apostila.
- [5] Cholfe, Luiz; Bonilha; Luciana. Concreto protendido: teoria e prática. São Paulo: PINI, 2013. T. J. R. Hughes. Structural Modeling of BláBláBlá. PhD thesis, University of Somewhere, 2019.
- [6] Magnel, G., Prestressed concrete, 3rd Ed. London: Concrete Publications Ltd, 1954.
- [7] Ehsani, Mohammad R., Russel Blewitt, J. "Design Curves for Tendon Profile in Prestressed Concrete Beams". In: PCI JOURNAL, pp. 114-135. May-June 1986.
- [8] Lacorix, R, and A.Fuentes, le project de Béton précontraint, in French. Paris: Editions Eyrolles, 1981.
- [9] Naaman, Antoine E. Prestressed concrete analysis and design: fundamentals. 2. ed. Ann Arbor: Techno Press 3000, 2004.
- [10] Projeto Executivo – Ponte Rio Galheirão, FIOL, lote 7F, Memória de cálculo, 80-MC-0500G-11-5100, VALEC Engenharia Construções e Ferrovias, fevereiro/2017.
- [11] Projeto Executivo – Viaduto BA120, FIOL, lote 1F, Memória de cálculo, nº 80-MC-110G-11-5400, VALEC Engenharia Construções e Ferrovias, agosto/2014.
- [12] Projeto Executivo – Ponte Rio das Rãs, FIOL, lote 5F, Memória de cálculo, nº 80-MC-0700G-11-5002, VALEC Engenharia Construções e Ferrovias, março/2018.
- [13] Projeto Executivo – Viaduto km 958, FIOL, lote 5F, Memória de cálculo, nº 80-MC-0700G-11-5014, VALEC Engenharia Construções e Ferrovias, novembro/2014.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7189:1985 Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7187:2003 Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido-procedimento.
- [16] Jacques Fauchart - Beton Precontraint, 1971