

Vigas Pré-Moldadas Protendidas de Pontes Ferroviárias com 40 metros de Vão

Rodrigo Ruas Bastos¹
Fernando Celso Uchôa Cavalcanti²
Benjamin Ernani Diaz³

Resumo

Os projetos atuais de vigas pré-moldadas protendidas para pontes ferroviárias apresentam duas limitações que têm restringido esta solução estrutural a vãos máximos da ordem de 31 m. A primeira é o próprio dimensionamento da viga e a segunda é a limitação de seu peso em 1200 kN, tendo em vista a capacidade das treliças de lançamento existentes hoje no mercado brasileiro. Sabe-se, no entanto, que já foram desenvolvidas, em âmbito mundial, novas treliças com capacidade de 1600 kN. Este artigo tem por finalidade apresentar o resultado de um projeto desenvolvido na Escola Politécnica da UFRJ que teve por objetivo estudar a possibilidade de aumento do limite do vão atualmente empregado em pontes ferroviárias para 40 m, quando consideramos os avanços obtidos no aumento da resistência dos materiais concreto e aço de protensão ao longo dos últimos anos, e o emprego de uma treliça lançadora com capacidade de 1600 kN.

Palavras-chave: Pontes ferroviárias; concreto protendido; vigas pré-moldadas protendidas.

1 Introdução

A ideia básica foi projetar pontes com um vão de 40 m, entre eixos dos pilares, considerando-se o Trem-tipo TB-360 da NBR 7189. Foram realizadas duas alternativas relacionadas às razões altura/vão de 1:12 e 1:11. Assim, foram realizadas as modelagens das vigas, a obtenção das solicitações, o lançamento dos cabos e, finalmente, partiu-se para o dimensionamento e verificações de tensões na estrutura.

A armadura de protensão é constituída de cabos de 15,2 mm (Aço CP190 RB). O concreto empregado tem uma resistência com um $f_{ck} \geq 40$ MPa e a armadura passiva composta por barras de aço CA-50. Para que se possa ter uma ideia mais clara dos detalhes do projeto representam-se a seção transversal da superestrutura no meio do vão (Figura 1) e no apoio (Figura 2), bem como o corte longitudinal e a planta do tabuleiro (Figura 3) para a segunda alternativa, com razão altura/vão de 1:11.

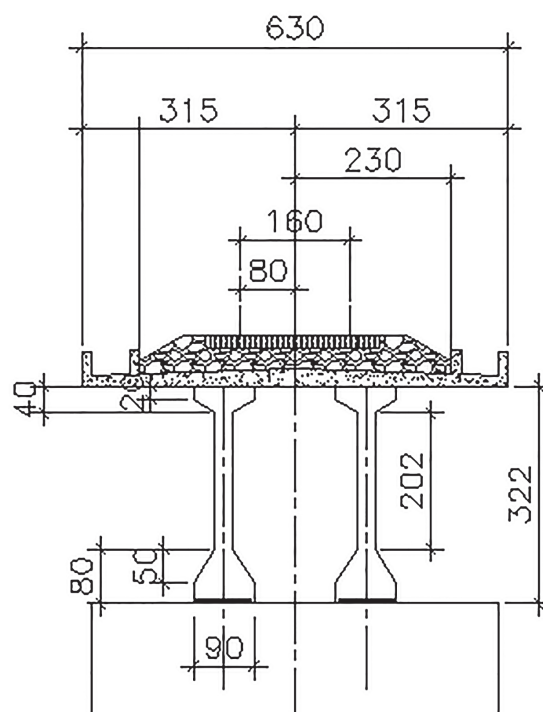


Figura 1 – Relação 1/11 – Seção do meio do vão.

1 rodrigorb@poli.ufrj.br

2 Escola Politécnica da UFRJ / Departamento de Estruturas / feruchoa@poli.ufrj.br

3 Escola Politécnica da UFRJ / Departamento de Estruturas / ernani.diaz@gmail.com.

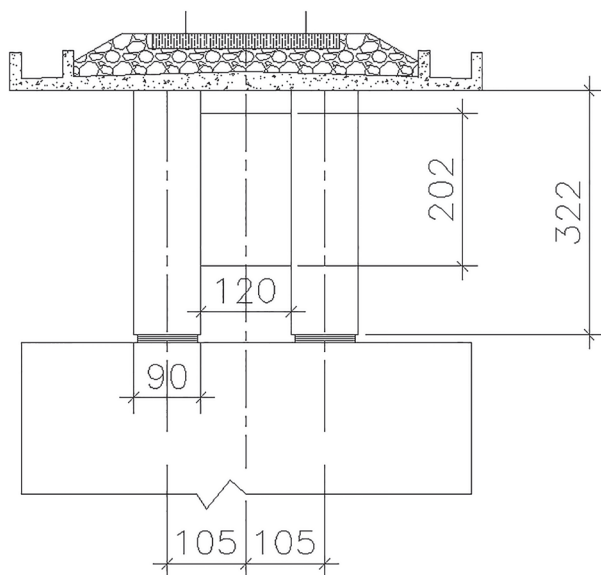


Figura 2 – Relação 1/11 – Seção do apoio.

2 Observações sobre o Projeto

A viga apresentada neste artigo tem um comprimento total de 38,20 m, com a finalidade de cobrir um vão de 40 m. As propriedades geométricas das seções transversais da viga pré-moldada isolada, da viga completa e das transversinas foram calculadas por meio de planilhas desenvolvidas por Diaz, B. E. A laje foi definida em elementos de área com 0,25 m de espessura. No cálculo da inércia à torção das seções foram utilizadas fórmulas de Roark, R. J. (1965), com a redução de inércia da norma NBR 6118:2014. Em relação às áreas de força cortante, foram utilizadas as fórmulas de Timoshenko, (1985). Com essas informações, foi utilizado o *software* SAP2000, v 14.2.0.

Os carregamentos atuantes considerados foram o peso próprio da viga pré-moldada (g1), o peso próprio da laje e das transversinas (g2), o peso próprio do conjunto lastro, trilhos, dormentes, guarda-corpos e canaletas (g3) e a carga-móvel (q). O coeficiente de impacto é o mencionado na NBR 7187:2005. No projeto da segunda alternativa (1:11), para a carga permanente, a discrepância observada entre os valores dos momentos fletores máximos (valores do SAP2000 e os teóricos) razão foi de 2,5% e entre as forças cortantes máximas foi menor que 5%. Para a carga móvel as discrepâncias entre as mesmas solicitações foram inferiores a, respectivamente, 1% e 4%. As solicitações adotadas para o dimensionamento e a verificação de tensões foram os obtidos com o SAP2000.

O número de cabos foi definido por meio de uma planilha de dimensionamento das seções à flexão no estado limite último, com as solicitações de

cálculo sendo obtidas por meio da tabela 11.3 da NBR 6118:2014.

O cálculo indicou a necessidade de quatro cabos com 18 cordoalhas de 15,2 mm, sem necessidade de armadura passiva para complementação no combate à força de tração. O traçado dos cabos, com a disposição esquemática dos cabos (Figura 4) foi desenvolvido com o AutoCAD, encontrando-se, em cada seção, as inclinações e calculando-se os ângulos de desvio.

No cálculo das perdas imediatas, considerou-se o item 9.6.3.3.2.2 da NBR 6118:2014 para as perdas por atrito e, no das perdas progressivas, incluindo retração e fluência do concreto e relaxação do aço de protensão, os itens 8.4.8 e 9.6.3.4 e o anexo A da mesma norma.

A verificação à flexão e o dimensionamento à força cortante no Estado Limite Último de todas as alternativas foram realizados com auxílio de planilhas desenvolvidas por Diaz, B. E.

3 Verificação de tensões

Foram examinadas as seguintes combinações:

a) Caso para 1,1p₀ + g1:

trata-se da situação crítica criada pela protensão inicial. A tensão no concreto não deve ultrapassar $0,7 f_{ck,j}$ (resistência no dia da protensão). Assim, a tensão não deve ultrapassar 28 MPa. As tensões de tração não devem ser maiores que $1,2 f_{ctm}$ na data da protensão e precisam ser resistidas por armaduras dimensionadas no estágio II com tensões de 250 MPa, de acordo com o item 17.2.4.3.2 da NBR 6118:2014.

b) Combinações frequentes:

Segundo as Tabelas 11.4 e 13.3 da NBR 6118:2014 e a tabela 6 da NBR 8681, as combinações frequentes para ferrovias não especializadas são $p_0 + g + 0,7q$ e $p_{\infty} + g + 0,7q$, e o estado limite de descompressão (ELS-D) não pode ser atingido. Não pode haver tensões de tração.

c) Combinações raras:

de acordo com as mesmas tabelas do item anterior, as combinações raras para ferrovias não especializadas são: $p_0 + g + q$ e $p_{\infty} + g + q$, e o estado limite de formação de fissuras (ELS-F) não pode ser atingido. São permitidas tensões de tração limitadas à tensão de tração na flexão, que segundo os itens 3.22 e 8.2.5 da NBR 6118:2014 vale: $f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{2/3} = 3,51$ MPa (com a consideração da resistência à tração na flexão e a resistência característica).

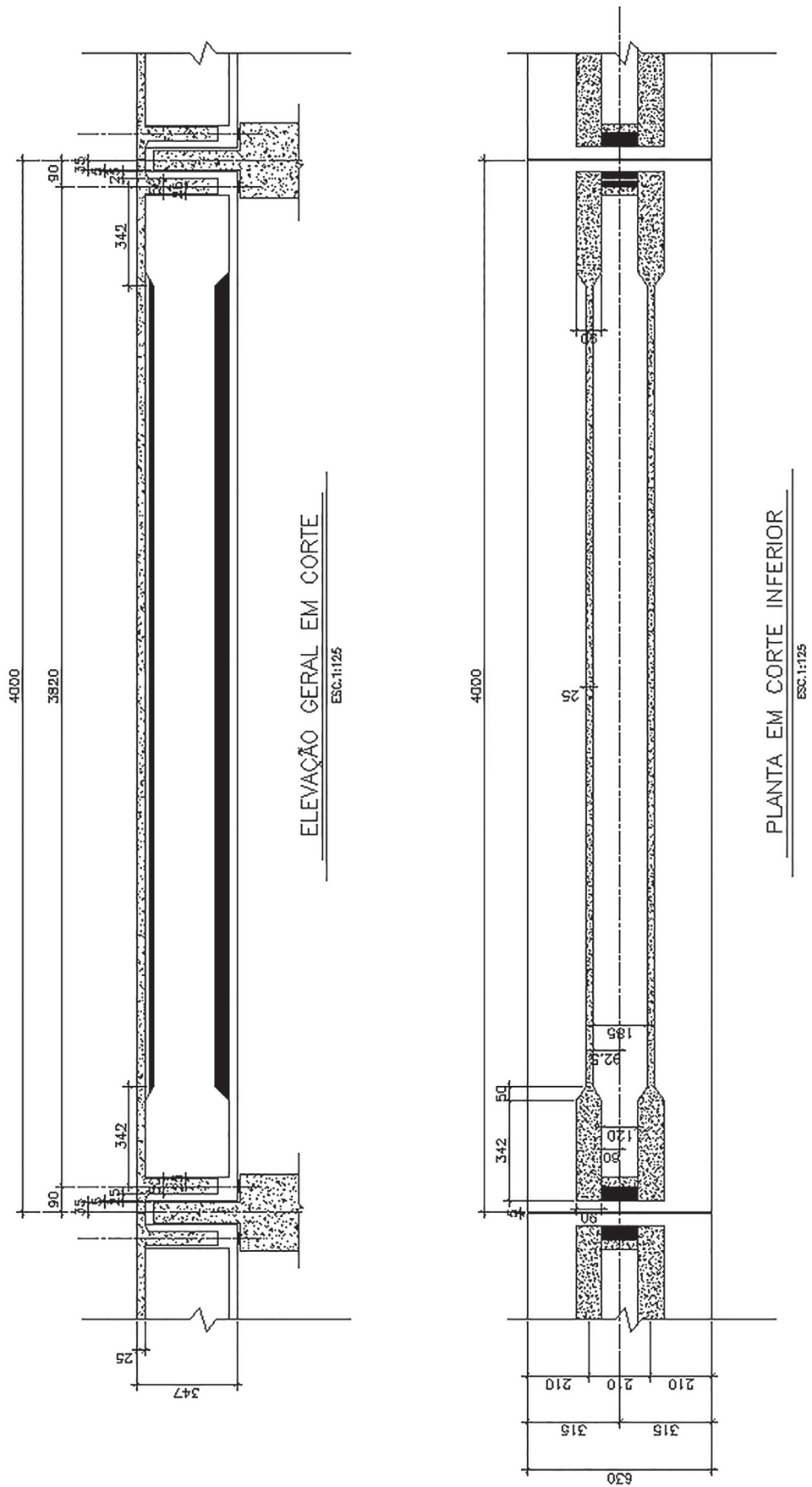


Figura 3 – Relação 1/11 – Corte longitudinal e planta do tabuleiro.

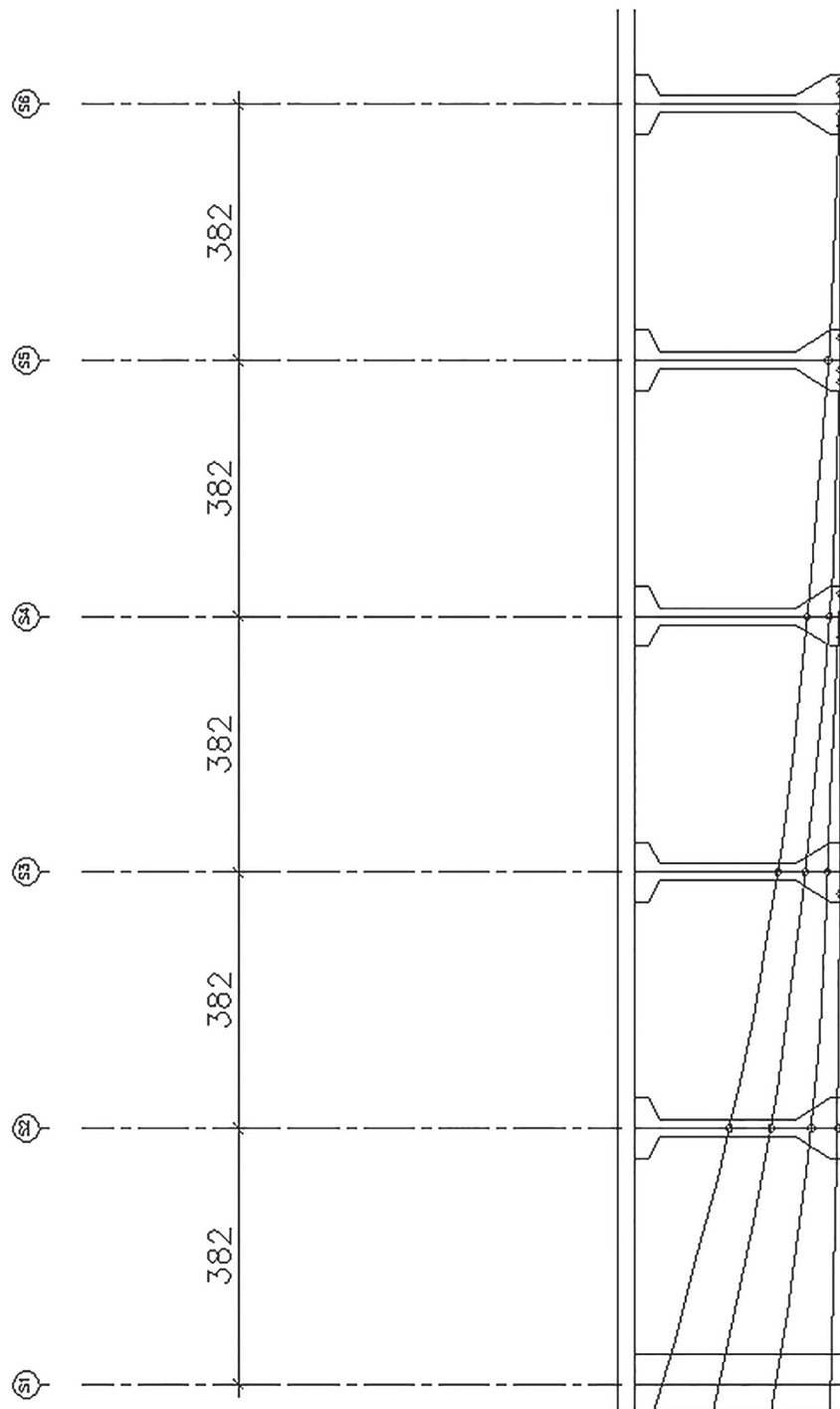


Figura 4 – Disposição esquemática dos cabos..

4 Conclusões

As alternativas analisadas neste trabalho foram:

- razão altura/vão 1/12;
- razão altura/vão 1/11;
- razão altura/vão 1/11 considerando-se a possibilidade de diretriz curva.

É importante ressaltar que todas as alternativas estão dentro dos limites e requisitos de segurança das normas brasileiras.

Na primeira alternativa, foi analisada uma viga com 2,93 m de altura e 1519 kN de peso. A seção 6, localizada no meio do vão, apresentou tensão elevada de compressão (23,3 MPa), um valor pouco superior ao máximo recomendado por norma, que é de 22,9 MPa.

Como a resistência aumenta com a idade do concreto, o resultado foi considerado aceitável. Pode-se também utilizar um cimento CP5 ARI – alta resistência inicial – que consegue atingir altas resistências já nos primeiros dias de aplicação.

Para tentar reduzir essa tensão de compressão, foi desenvolvida uma alternativa à geometria da viga. A altura foi aumentada de modo que seu peso ficasse o mais próximo possível do limite da estrutura lançadeira (1600 kN) e chegou-se a uma razão altura/vão 1/11. Foi utilizada, portanto, uma viga com altura de 3,22 m e 1627 kN de peso, valor que, embora seja levemente superior ao limite da treliça lançadora, foi considerado aceitável. Essa alternativa, devido a sua maior altura, apresentou tensões de compressão menores, sendo o valor máximo, de 21,0 MPa, inferior ao limite pré-estabelecido.

Utilizando-se a geometria dessa última alternativa, foi analisada uma situação em que a ponte esteja em um trecho curvo da estrada de ferro. Como o raio utilizado foi de 900 m, da Ferrovia do Aço, que é bastante elevado, as solicitações não apresentaram muita variação. Enquanto a viga interna à curva apresentou resultados bastante próximos ao da segunda alternativa, a viga externa apresentou solicitações até 12% menores (no meio do vão), devido à maior excentricidade da carga móvel, o que acarretaria em uma pequena redução no número de cordoalhas e na armadura passiva. A solicitação de torção gerado pela força centrífuga foi resistido pela transversina. Mesmo com essa diferença entre as solicitações, não seria economicamente vantajoso fazer um dimensionamento diferente para a viga externa, caso sejam mantidos raios desta magnitude.

Para que esse tipo de projeto seja realizado, é fundamental que haja um completo controle da resistência do concreto e do correto posicionamento da armadura ativa. Todo processo construtivo deve passar

por um controle de qualidade eficiente para evitar qualquer disparidade entre o projeto e a obra.

A resistência à flambagem lateral exige dispositivos especiais na montagem. As avaliações de flechas e rotações não foram consideradas nesse projeto.

É importante salientar que uma treliça limitada ao peso de 1200 kN dificulta muito o processo de otimização de projetos de vigas pré-moldadas protendidas com vãos maiores no Brasil. Isto significa dizer que essa situação já está impedindo a redução significativa de custos nesse tipo de obra. Há necessidade de seguir a tendência mundial de emprego de treliças com capacidade de transportar vigas com um maior peso. É facilmente perceptível que uma obra ferroviária com a adoção da solução aqui apresentada, com vãos de 40 m, é bem mais econômica do que uma obra convencional com vãos da ordem de 30 m.

Referências

- ABNT NBR 7189 – Cargas Móveis para Projeto Estrutural de Obras Ferroviárias, 1985.
- ROARK, J. R. *Mechanics of Materials*. McGraw-Hill Kogakusha Ltd., 1965.
- TIMOSHENKO, S. *Resistência dos Materiais*. LTC Livros Técnicos e Científicos S. A., 1985.
- SAP2000 Advanced 14.0.0. *Computers and Structures, Inc.*, 1995.
- ABNT NBR 7187 – Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido, 2003.
- ABNT NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado, 2014.
- Autodesk, AutoCad, 2009.
- ABNT NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas, 2003.