

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ANNA CAROLINE FERMINO DE SOUZA
BRUNA SPARENBERG RIBEIRO DE ARAÚJO

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UMA VIGA DE PONTE
FERROVIÁRIA EM CONCRETO PROTENDIDO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA
2015

ANNA CAROLINE FERMINO DE SOUZA
BRUNA SPARENBERG RIBEIRO DE ARAÚJO

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UMA VIGA DE PONTE
FERROVIÁRIA EM CONCRETO PROTENDIDO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Curitiba, Sede Ecoville, como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. João Elias Abdalla Filho, Ph.D.

CURITIBA
2015

FOLHA DE APROVAÇÃO

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UMA VIGA DE PONTE FERROVIÁRIA EM CONCRETO PROTENDIDO

Por

**ANNA CAROLINE FERMINO DE SOUZA E BRUNA SPARENBERG
RIBEIRO DE ARAÚJO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido e aprovado em 25 de fevereiro de 2015, pela seguinte banca de avaliação:

Prof. Orientador – João Elias Abdalla Filho, Ph.D.
UTFPR

Prof. Amacin Rodrigues Moreira, MSc.
UTFPR

Prof. Rogério Francisco Kuster Puppi, Dr.
UTFPR

Dedicamos este trabalho aos nossos pais e aos que amamos, por todo o amor e dedicação incondicional.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos pela ajuda e dedicação do orientador deste trabalho, Prof. João Elias Abdalla Filho. Também somos gratas em especial ao Prof. Amacin Rodrigues Moreira pela paciência e empenho no auxílio para a realização do projeto.

RESUMO

O presente trabalho teve como principal objetivo realizar uma análise e dimensionamento de uma viga de ponte ferroviária em concreto protendido, visto que este tipo de estrutura, classificada como obra de arte especial, é de suma importância para a ferrovia. Ao se determinar o trajeto ideal para o trem, procura-se as menores declividades longitudinais, bem como os menores desvios de rota utilizando-se de extensos raios de curvatura, garantindo assim o melhor desenvolvimento de velocidade do mesmo. A estrutura base utilizada para este estudo é de uma ponte existente cujo detalhamento do projeto foi apresentado na revista ESTRUTURA, edição 93 de 1980, realizado pelo Eng. Fernando Uchoa Cavalcanti. Tomando como base as dimensões da mesma e as características presentes na publicação referentes à resistência do concreto ($f_{ck} = 28$ MPa), armadura passiva (CA-50), armadura de protensão (CP-175 RB) e ao trem-tipo (TB-32 da norma NB-7), realizou-se uma primeira verificação da estrutura utilizando os princípios da norma NBR 6118:2014 e do método simplificado *PCI/ACI*, com o auxílio do *software* Concise Beam 4.59 m. Verificou-se um resultado insatisfatório quanto ao Estado Limite Último (ELU) e ao Estado Limite De Serviço (ELS), mesmo após a inclusão de uma armadura passiva. Diante disso, foi realizado um novo dimensionamento da viga estudada, mantendo-se as dimensões geométricas, alterando a resistência do concreto ($f_{ck} = 40$ MPa), a armadura de protensão (CP-190 RB), o trem-tipo (TB-270) e uma nova armadura passiva (CA-50). A partir dessas modificações foram obtidos resultados satisfatórios de acordo com o ELS e o ELU. O que permite concluir que devido ao fato de ter havido atualizações em todas as normas utilizadas (principalmente quanto ao trem-tipo), que caso o mesmo tivesse sido realizado atualmente, seriam necessárias modificações em suas armaduras e características, de forma a inseri-lo dentro das premissas do ELS e do ELU.

Palavras – chave: Longarina. Ponte ferroviária. Concreto Protendido.

ABSTRACT

This paper has as its main goal to design and analyze a railway bridge stringer in prestressed concrete. This kind of structure, called special art of work, is very important to railway. In order to determine the ideal track to the train, one wants to look the lower longitudinal slopes, in the same way it looks for the longest curve radii, ensuring the best way to develop the train speed. The base beam used in this study already exists in a bridge which details was presented in the ESTRUTURA magazine, 93th edition, 1980, made by Fernando Uchoa Cavalcanti Engineer. Initially its dimensions and the technical features, as the concrete strength ($f_{ck} = 28$ MPa), reinforcing steel (CA-50), prestressing (CP-175 RB) and the train-type (TB-32 from Brazilian standard NB-7) were taken to make the first verification of the structure using the principles of the Brazilian Standard NBR 6118:2014 and the PCI/ACI Simplified Method. The Concise Beam 4.59m software was used in order to help with this verification. After that, when checked at the Ultimate Limit State (ULS) and Serviceability Limit State (SLS), it was seeing that the results were inconclusive, even though reinforcing steel was being used. So, in order to make a new analysis of the beam, a new design were made, maintaining its dimensions, but changing the concrete strength ($f_{ck} = 40$ MPa), the prestressing (CP-190 RB), the train-type (TB-270) and inserting a new reinforcing steel (CA-50). With these, after checking again at the ULS and SLS, the beam had satisfactory results, which allows us to conclude that since there were updates in all the standards involved (specially because of the train-type), even if the design was made nowadays, several modifications in its reinforcements and characteristics would be needed in order to make it satisfactory to the premises of the ULS and SLS.

Key-Words: Stringer. Railway Bridge. Prestressed Concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1– Gráfico de participação dos modos de transporte rodoviário e ferroviário por país	10
Figura 2– Divisão Estrutural de uma ponte	15
Figura 3– Leito da Estrada	19
Figura 4– Estrutura Trilho Vignole.....	22
Figura 5– Desenho original da Seção Transversal da Ponte	24
Figura 6– Desenho original da Seção Longitudinal.....	24
Figura 7 – Apresentação Concise Beam.....	26
Figura 8 – Propriedades do concreto C28.....	28
Figura 9 – Parâmetros do projeto.....	29
Figura 10 – Código do projeto	30
Figura 11 – Cargas permanentes aplicadas.....	31
Figura 12 – Características geométricas do trem-tipo da Engefer	32
Figura 13 – Características geométricas do TB-32	32
Figura 14 – Carga móvel devido ao trem tipo TB-32.....	34
Figura 15 – Propriedades Seção 1 – Retângulo.....	35
Figura 16 – Propriedades Seção 2 – Viga “I”	36
Figura 17 – Propriedades Seção 3 – Viga “I”	36
Figura 18 – Peso próprio das seções.....	37
Figura 19 – Visualização tridimensional da viga.....	37
Figura 20 – Distribuição dos cabos no programa (viga original).....	38

Figura 21 – Resistência à flexão (viga original) – 1ª tentativa	39
Figura 22 – Armadura Passiva (viga original).....	40
Figura 23 – Estribos (viga original).....	42
Figura 24 – Resistência à flexão (viga original) – 2ª tentativa	43
Figura 25 – Força Cortante (viga original)	44
Figura 26 – Resistência em Serviço (viga original)	45
Figura 27 – Estimativa de flecha na transferência da protensão (viga original)	46
Figura 28 – Estimativa de flecha final (viga original)	47
Figura 29– Desenho original da distribuição dos cabos de protensão	48
Figura 30– Seções originais	49
Figura 31 – Propriedades do concreto C40.....	49
Figura 32 – Características geométricas dos trens-tipo	50
Figura 33 – Carga móvel devido ao trem tipo TB-270.....	52
Figura 34 – Distribuição dos cabos no programa (projeto atual)	53
Figura 35 – Resistência à flexão (projeto atual) – 1ª tentativa	54
Figura 36 – Armadura passiva (projeto atual)	55
Figura 37 – Resistência à flexão (projeto atual) – 2ª tentativa	56
Figura 38 – Força cortante (projeto atual)	57
Figura 39 – Resistência em Serviço (projeto atual).....	59
Figura 40 – Estimativa de flecha na transferência da protensão (projeto atual).....	60
Figura 41 – Estimativa de flecha final (projeto atual).....	60

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Coeficiente de Impacto x Comprimento do vão teórico.....	13
--	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Malha ferroviária no Brasil	9
Tabela 2– Cargas dos trens-tipos	50

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Comparativo entre as características da viga original e da viga proposta	62
--	----

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	8
1.1	HISTÓRICO	8
1.2	PROJETO ESTRUTURAL	11
1.3	OBJETIVOS	12
1.3.1	Objetivo geral	12
1.3.2	Objetivo Específico	12
1.4	JUSTIFICATIVA	12
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1	ESTADO DA ARTE	14
2.2	ESTRUTURAS DE PONTE	15
2.3	CLASSIFICAÇÃO	16
2.4	SISTEMAS CONSTRUTIVOS	16
2.5	CARREGAMENTOS	17
2.6	VIA PERMANENTE	18
2.6.1	Bitola	19
2.6.2	Lastro	19
2.6.3	Dormentes	20
2.6.4	Trilhos	21
2.7	CONCRETO PROTENDIDO	22
2.8	PONTE FERROVIÁRIA EM ESTUDO	23
3	MATERIAIS E MÉTODOS	25
3.1	PROJETO ORIGINAL	27
3.1.1	Premissas	27
3.1.2	Etapa 1 – Ações Consideradas	28
3.1.2.1	Ações Permanentes	28
3.1.2.2	Ações Variáveis	31

3.1.3	Etapa 2 - Dimensionamento	34
3.1.3.1	Cálculo da Armadura Passiva	38
3.1.3.2	Cálculo da Armadura Transversal (Estribos)	41
3.1.4	Etapa 3 – Análise Estrutural	43
3.1.5	Etapa 4 – Detalhamento da viga	47
3.2	PROJETO ATUAL	49
3.2.1	Premissas.....	49
3.2.2	Etapa 1 – Ações Consideradas	50
3.2.2.1	Ações Permanentes.....	50
3.2.2.2	Ações Variáveis	50
3.2.3	Etapa 2 - Dimensionamento	52
3.2.3.1	Cálculo da Armadura Passiva.....	54
3.2.3.2	Cálculo da Armadura Transversal (Estribos)	55
3.2.4	Etapa 3 – Análise Estrutural	55
3.2.5	Etapa 4 – Detalhamento da viga	61
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	62
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	63
5.1	CONCLUSÃO	63
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	64

1 INTRODUÇÃO

1.1 HISTÓRICO

A utilização da ferrovia como meio de transporte é muito remoto. Sua origem está ligada ao trabalho nas minas de carvão da Inglaterra, e ocorreu entre o fim do século XVIII e início do século XIX. Muitos experimentos surgiram visando utilizar a força expansiva do vapor d'água e depois da máquina a vapor, em 1770. Várias tentativas foram feitas até que se tornou possível a utilização da força de expansão do vapor d'água como força motriz para a locomoção de um veículo pela estrada de ferro. Até que em 1814, George Stephenson finalmente conseguiu movimentar alguns vagões com sua máquina, utilizando vapor d'água (CUNHA,2011).

Porém, a utilização da estrada de ferro como um modo de transporte, só se tornou definitiva após a primeira viagem feita de trem pelo interior de Inglaterra. A viagem ocorreu em 25 de setembro de 1825 ligando Stockton a Darlington. A partir daí, a ferrovia foi consagrada como um meio de transporte terrestre (CUNHA,2011).

No Brasil, a primeira tentativa, sem sucesso, da implantação de uma estrada de ferro, só ocorreu dez anos depois, com o incentivo do Regente Diogo Antônio Feijó, que disponibilizou recursos para a exploração e construção. A estrada de ferro iria ligar a cidade do Rio de Janeiro e Belo Horizonte, Porto Alegre e Salvador. Porém esse projeto não foi bem sucedido. O sucesso da Ferrovia foi alcançado em 1852, durante o Segundo Império, quando a produção do café estava em alta, assim nascendo a necessidade de um meio de transporte mais barato e eficiente para a escoação do produto. No mesmo ano, iniciou-se a construção da ligação entre o Porto de Mauá (Baía de Guanabara) e a raiz da Serra (Petrópolis). Dois anos depois foi inaugurada a primeira seção de 145 km (BRINA, 1983).

A partir dessa época surgiram várias estradas de ferro, como a Estrada de Ferro Central do Brasil, Estrada de Ferro Santos-Jundiaí, Estrada de Ferro Noroeste do Brasil, entre outras linhas. Com esse novo cenário,

nasceram paralelamente várias companhias que cuidavam da manutenção e do controle das ferrovias (CUNHA, 2011).

Com o intuito de administrar, inspecionar, controlar, conservar, ampliar, padronizar e melhorar as ferrovias no Brasil, em 1957, fundiu-se a Estrada de Ferro Santos – Jundiaí, com a Estrada de Ferro Central do Brasil, formando a Rede Ferroviária Federal Sociedade Anônima– RFFSA (NETO, 2012).

Em meados de 1960, a malha ferroviária brasileira chegou a atingir cerca de 38.000 km. Em virtude do surgimento da rodovia, várias dessas linhas se tornaram inutilizadas e desativadas, reduzindo em 8.000 km o tamanho da malha ferroviária. Visando aumentar a malha ferroviária no país, e melhorar a via permanente já existente, a ferrovia brasileira foi privatizada. As privatizações ocorreram entre 1996 a 1998 (CUNHA, 2011).

Atualmente, a malha privatizada tem extensão de 28.978 km (uma redução de aproximadamente 9.000 km em relação à 1960) e está discriminada conforme tabela 1, retirada do Relatório Anual de Acompanhamento das Concessões Ferroviárias – 2013, feito pela Agência Nacional de Transportes Terrestres.

Tabela 1 – Malha ferroviária no Brasil

Concessionária	Total Km Linhas
América Latina Logística Malha Sul S.A	7.224
Transnordestina Logística S.A	4.278
Estrada de Ferro Carajás	997
Estrada de Ferro Paraná Oeste S.A	249
Estrada de Ferro Vitória a Minas	888
Ferrovias Centro – Atlântica S.A	7.858
América Latina Logística Malha Norte S.A	736
Ferrovias Norte Sul	723
América Latina Logística Malha Oeste S.A	1.954
Ferrovias Tereza Cristina S.A	164
América Latina Logística Malha Paulista S.A	2.107

Concessionária	Total Km Linhas
MRS Logística S.A	1.800
TOTAL	28.978

Fonte: Agência Nacional de Transportes Terrestres (2013)

Quando comparamos o tamanho da malha ferroviária com a rodoviária brasileira, podemos perceber a inferioridade da ferrovia perante o outro modal no país. As rodovias pavimentadas têm extensão total de 203.598 km, conforme o DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, ou seja, aproximadamente 7 vezes maior que a extensão da ferrovia. O tamanho das vias pavimentadas tem influência na sua utilização, a qual é muito superior ao da ferrovia, o que pode ser percebido na figura 1, conforme Eller *et al.*, em 2009.

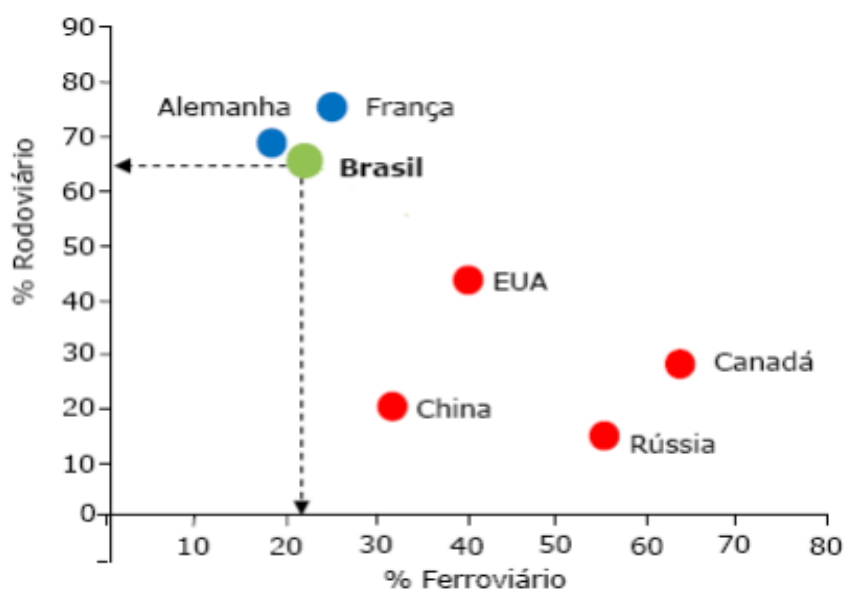


Figura 1– Gráfico de participação dos modos de transporte rodoviário e ferroviário por país

Fonte: Revista de Literatura de Transportes (2011)

A utilização da ferrovia como meio de transporte no Brasil é muito reduzido se comparado com os Estados Unidos, em que o transporte de passageiros e de carga por trem é recorrente. A ferrovia tem boas chances de se firmar como meio de transporte competitivo quando o assunto é redução de

custos, agilidade e capacidade no transporte de cargas. Entretanto, ainda há a necessidade de grandes investimentos para que o Brasil possa ampliar a sua malha e tornar a ferrovia um meio de transporte eficiente e competitivo.

Uma das grandes dificuldades de projetos de ferrovias é que em razão do grande comprimento das locomotivas, elas só conseguem vencer pequenas declividades longitudinais, e curvas com extenso raio. Em virtude disso é que existe um grande número de pontes, viadutos e túneis nas ferrovias. Essas obras, por serem obras especiais de alto risco, requerem um projeto detalhado.

1.2 PROJETO ESTRUTURAL

Algumas etapas são imprescindíveis na realização de um projeto estrutural. São elas: concepção e análise estrutural, dimensionamento e/ou verificação e detalhamento (MATTOS, 2001).

A concepção estrutural engloba a definição do tipo de estrutura, materiais a serem empregados e processo construtivo. As definições dependem de fatores econômicos e técnicos que interferirão direta ou indiretamente na execução da estrutura.

Depois de encerrada a concepção da estrutura adotando-se o modelo estrutural que melhor represente o seu comportamento real sob os carregamentos atuantes, faz-se uma análise. Esta é feita com as dimensões da estrutura arbitradas inicialmente, sendo verificados para cada tipo de ação os esforços solicitantes, as tensões, os deslocamentos e as deformações nos elementos estruturais.

Após obtidos os esforços e tensões, faz-se a verificação ou dimensionamento dos elementos em função das solicitações e materiais utilizados, respeitando-se as prescrições de norma. Na etapa de detalhamento, a estrutura é detalhada para que possa ser executada, além de serem resolvidos problemas nas ligações dos elementos.

O presente trabalho envolve duas dessas etapas: análise e dimensionamento da viga de uma ponte ferroviária em concreto protendido.

A estrutura utilizada como referência para o estudo é uma ponte ferroviária da Empresa Engefer, projeto do Eng. Fernando Uchoa Cavalcanti e publicada na Revista ESTRUTURA 93 em dezembro de 1980. Essa ponte está sendo usada em uma pesquisa sobre análise dinâmica, realizada por professores do grupo de Estruturas da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), Campus Curitiba, Sede Ecoville.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo geral do presente trabalho é analisar e dimensionar uma viga de ponte ferroviária em concreto protendido.

1.3.2 Objetivo Específico

Os objetivos específicos são:

- Comparar um projeto que apresente premissas da época em que o original foi concebido com um novo projeto nos parâmetros atuais;
- Verificar a rigidez (deslocamentos) e resistência da estrutura (estudo das tensões);
- Fazer o detalhamento de cabos de protensão e armaduras passivas da viga.

1.4 JUSTIFICATIVA

A busca pela redução de custos e economia de material e serviço sem deixar de lado a segurança, é fator de extrema importância na análise estrutural. Para tanto, é necessário que seja evitado o superdimensionamento de uma estrutura.

A norma brasileira para projeto de pontes de concreto armado e concreto protendido (NBR 7187:2003) utiliza um fator de impacto que multiplica

os esforços atuantes para corrigir a não utilização de uma análise dinâmica. Esse coeficiente é muito elevado para pontes de pequenos vãos, conforme mostra o gráfico 1.

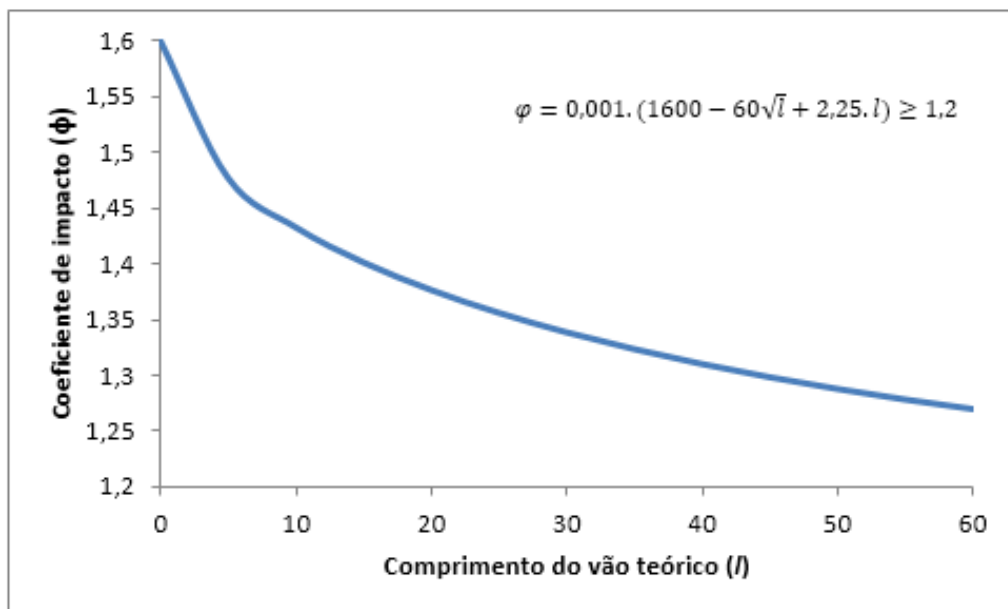


Gráfico 1 – Coeficiente de Impacto x Comprimento do vão teórico

Fonte: NBR 7187 (2003)

Há a necessidade nesse trabalho de entender a análise e dimensionamento da estrutura de acordo com as normas vigentes. A intenção é o presente trabalho servir de comparação para uma futura análise dinâmica que será realizada por um grupo de trabalho da UTFPR, como já citado, assim podendo obter-se o grau de conservadorismo da norma brasileira e da análise estática.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTADO DA ARTE

Muitos estudos vêm sendo realizados no âmbito de pontes ferroviárias e, alguns deles, foram tomados como base para a realização deste trabalho.

Foi desenvolvida em 2001, a ampliação de um programa de análise de pórticos planos, orientando-o para a análise e verificação de estruturas de pontes de concreto protendido (MATTOS, 2001).

Em 2011, Beghetto estudou a modelagem tridimensional da interação dinâmica entre veículo e ponte ferroviária considerando o contato roda-trilho, as irregularidades da via e a variação de velocidade. O autor pode concluir que, com a intensidade da vibração da estrutura da ponte, as amplitudes oscilam entre valores positivos e negativos, invertendo os sentidos das tensões às quais a estrutura está sendo submetida (BEGHETTO, 2011).

Também em 2011, Cunha estudou uma metodologia simplificada para análise dinâmica em pontes ferroviárias. Cunha concluiu que após algumas análises paramétricas, para cada tipo de sistema estrutural de ponte ferroviária, pode-se chegar a critérios com melhor avaliação quantitativa e qualitativa da segurança da estrutura com relação a estados limites últimos ou de serviço, inclusive com análise de fadiga dos componentes estruturais e estimativa de sua vida útil (CUNHA, 2011).

Foi realizado, em 2013, um estudo técnico e dimensionamento da superestrutura da ponte ferroviária sobre o rio Wouri no Camarões, África. Rezende realizou nesse estudo uma verificação que consistiu no cálculo da linha de influência em uma determinada seção da ponte e depois a determinação das tensões submetidas na estrutura. Ao comparar os resultados obtidos à mão e os valores fornecidos pelo SAP 2000 para uma seção, a autora pode concluir que os valores utilizados foram coerentes (REZENDE, 2013).

2.2 ESTRUTURAS DE PONTE

Toda obra construída com o objetivo de vencer obstáculos que impeçam a continuidade de uma via é denominada ponte. Quando o obstáculo não é constituído por água, esta obra é classificada como viaduto. As pontes e viadutos são classificados tecnicamente como Obras de Arte Especiais.

Em relação à estrutura, as pontes podem ser divididas em três partes principais: superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, conforme mostra a figura 2.

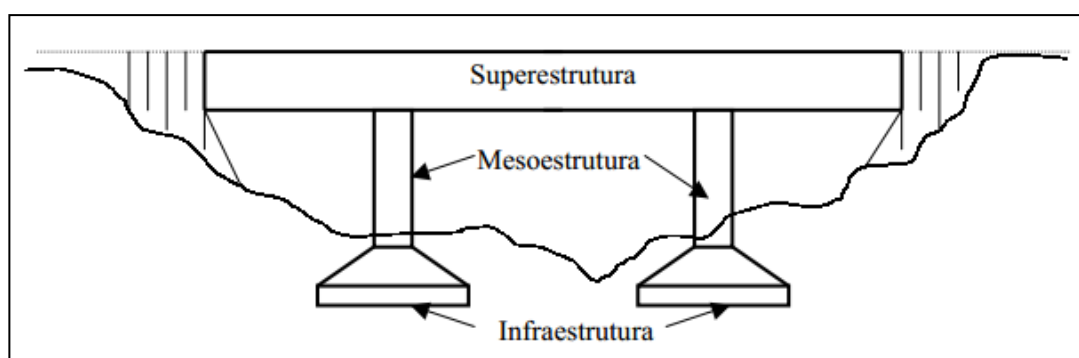


Figura 2– Divisão Estrutural de uma ponte

Fonte: Mattos (2001)

A mesoestrutura recebe os esforços da superestrutura e transmite-os para a infraestrutura, que por sua vez, transmite os esforços ao terreno. A infraestrutura é composta pelas fundações – blocos, sapatas, estacas e tubulões – a meso é formada por pilares, encontros, pilares-encontros, e muros de acompanhamento enquanto que a super é constituída geralmente de lajes e vigas principais e secundárias. Os elementos que compõe a superestrutura são os apoios e a estrutura principal, que fornecem resistência à ponte aos esforços obtidos através do vento (contraventamento) e/ou aos esforços originados da frenagem ou aceleração que atuam ao longo da estrutura.

Lajes, vigas principais e secundárias, pilares e fundações são os componentes usuais das pontes. A laje recebe os carregamentos dos veículos e pedestres e os transferem para as vigas, que transmitem aos pilares. Os

pilares recebem as cargas verticais e horizontais da superestrutura transferindo-as para as fundações, que as transmitem para o terreno (MATTOS, 2001).

2.3 CLASSIFICAÇÃO

As pontes podem ser classificadas quanto à utilização em rodoviárias, ferroviárias, para pedestres (passarelas), aquedutos, oleodutos, etc.

Elas podem ser constituídas de madeira, de pedra, de concreto armado ou protendido, de aço ou mistas. As mistas são normalmente compostas pela associação do concreto com o aço ou com a madeira. Quanto ao tipo estrutural, as pontes podem ser em laje, em arcos ou abóbadas, em vigas retas de alma cheia ou vazada (treliças), em quadros rígidos, pênses (suspensas) ou estaiadas (MATTOS, 2001).

2.4 SISTEMAS CONSTRUTIVOS

Geralmente a solução do projeto de uma ponte está relacionada ao método construtivo utilizado para a execução da obra. A metodologia executiva adotada é influenciada por diversos fatores como: comprimento da obra, regime e profundidade do rio, altura do escoramento, velocidade do rio, capacidade do solo, disponibilidade de equipamento da construtora, cronograma de execução da obra, economia, etc. (ALMEIDA *et al.*, 2000). Os principais métodos construtivos para pontes e viadutos são:

- Superestrutura em concreto armado ou protendido moldado no local;
- Superestruturas com Vigas Pré-moldadas e Pré-fabricadas;
- Sistema em Balanços Progressivos;
- Sistema por Empurramentos Sucessivos;
- Sistema de Estaios.

O sistema em balanços progressivos foi desenvolvido pelo brasileiro Emilio Baumgarten e é uma das mais interessantes técnicas de execução de pontes, porém ainda não é reconhecida internacionalmente. Geralmente é utilizada para suprir os escoramentos em construções de pontes de grandes vãos. A técnica consiste em “lançar” (executar) trechos de toda a seção transversal, chamados de aduelas (CARVALHO, 2012).

Nas pontes empurradas, a superestrutura da ponte é executada em um dos acessos e, à medida que se faz a concretagem, a ponte vai sendo empurrada através de macacos de protensão para se apoiar nos pilares já executados. A vantagem desse sistema é permitir a execução sem a interrupção do obstáculo que se deseja vencer, por exemplo, uma via (CARVALHO, 2012).

Um tipo de ponte que tem ganhado grande destaque devido à beleza e possibilidade de vencer vãos de grande magnitude é a estaiada. Esta é composta de (pelo menos) um pilar vertical que serve de apoio para um conjunto de cabos que sustentam o tabuleiro da laje (CARVALHO, 2012).

2.5 CARREGAMENTOS

Os carregamentos nas pontes são constituídos de cargas permanentes, variáveis e excepcionais. O momento e a ordem que os carregamentos atuam são tão importantes quanto o valor deles, principalmente em pontes efetuadas em concreto protendido e nas vigas pré-fabricadas e pré-moldadas nas quais ocorrem mudanças nas características da seção transversal.

De acordo com a NBR 7187:2003 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento, ações permanentes são as que podem ser consideradas constantes ao longo da vida útil da construção. As ações que crescem com o tempo, tendendo a um valor limite constante, também são consideradas permanentes. As ações permanentes para pontes ferroviárias previstas em norma são:

- a) As cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;
- b) As cargas provenientes do peso da pavimentação dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;
- c) Os empuxos da terra e de líquidos;
- d) As forças de protensão;
- e) As deformações impostas, isto é, provocadas por fluência e retração do concreto, por variações de temperatura e por deslocamentos de apoios.

As ações variáveis são definidas em norma como aquelas de caráter transitório, entre outras:

- a) As cargas móveis;
- b) As cargas de construção;
- c) As cargas de vento;
- d) O empuxo de terra provocado por cargas móveis;
- e) A pressão da água em movimento;
- f) O efeito dinâmico do movimento das águas;
- g) As variações de temperatura.

As ações excepcionais são aquelas com pouca chance de ocorrer e com pouca duração, mas que devem ser levadas em consideração em função dos efeitos nocivos que elas provocam ao longo da vida útil da estrutura. Dentre elas estão os choques de veículos nos pilares de viadutos em centros urbanos, esforços provenientes de abalos sísmicos, choque de veículos no guarda-rodas, choques provenientes de navios nos pilares das pontes (MATTOS, 2001).

2.6 VIA PERMANENTE

Via permanente é a denominação utilizada para o conjunto de elementos que possibilitam a passagem de trens na ferrovia. Ela é composta

por lastro, dormentes e trilhos, sendo estes a superfície e o apoio de rolamento para os veículos ferroviários (BRINA, 1983). Esses elementos estão identificados na figura 3.

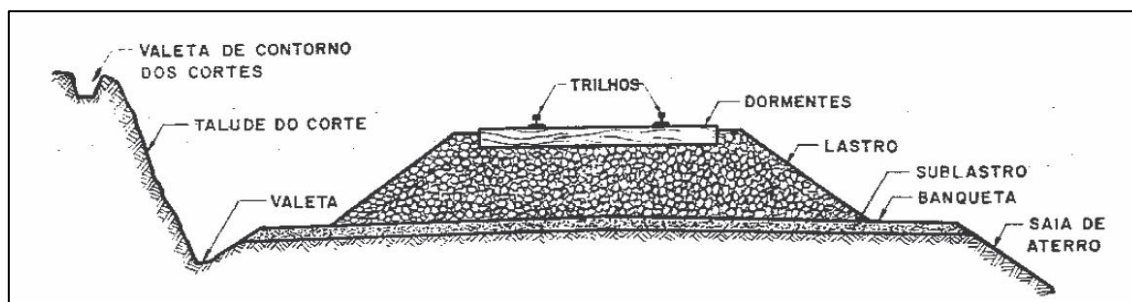


Figura 3– Leito da Estrada

Fonte: Brina (1983)

2.6.1 Bitola

A Bitola é a distância interna entre os trilhos, a qual rege as dimensões da plataforma. Para cada tipo de trem existe um tamanho de bitola. No mundo existem três tipos de bitola padrão; 1.00 m, 1.435 m e 1.6 m. No Brasil, a mais comum é a bitola métrica (1.00 m) e a bitola larga de 1.6 m.

Algumas ferrovias podem possuir duas bitolas, sendo conhecidas como vias de bitola mista. Essa via pode ser utilizada pelos trens das duas bitolas (BRINA, 1983).

Atualmente a bitola utilizada no sul do Brasil é a bitola métrica, enquanto que nas outras regiões é mais comum a bitola larga. A ponte objeto de estudo desse trabalho apresenta bitola larga.

2.6.2 Lastro

O lastro é uma estrutura que fica embaixo dos dormentes, e tem como funções principais:

- a) Produzir uma taxa de trabalho menor na plataforma pela distribuição igualitária dos esforços recebida dos dormentes;
- b) Formar um suporte a fim de suavizar as vibrações resultantes da passagem dos veículos;
- c) Formar uma superfície contínua e uniforme para os dormentes, e por consequência os trilhos;
- d) Barrar a movimentação dos dormentes, que pode vir a ocorrer com a passagem do veículo ferroviário;
- e) Promover a drenagem da estrutura (BRINA,1983).

Para que o lastro seja considerado eficaz, ele deve ter resistência suficiente para suportar os esforços repassados pelos dormentes, deve possuir elasticidade limitada, necessita ser permeável, e seu tamanho específico deve ser tal que o lastro consiga preencher as depressões da plataforma e acomodar os dormentes de forma a dar um nivelamento ideal dos trilhos (BRINA, 1983).

2.6.3 Dormentes

Os dormentes são os elementos que recebem as forças aplicadas pelo trem-tipo e transmite ao lastro, também servem de suporte ao trilho, garantindo a sua fixação, assegurando que a bitola permaneça constante ao longo da via.

Para que os dormentes consigam cumprir a sua função com perfeição é necessário que respeitem algumas diretrizes:

- a) As suas dimensões devem ser suficientes de modo que haja uma distribuição de forma igualitária da carga sob o lastro;
- b) O dormente deve ser espesso o suficiente de forma a garantir uma rigidez necessária, porém não muito, para que ainda haja alguma elasticidade;
- c) Deve suportar os esforços solicitantes;

- d) Necessita de um alto teor de durabilidade;
- e) Deve impedir os deslocamentos da linha férrea, tanto longitudinalmente, quanto transversalmente;
- f) O dormente precisa garantir uma fixação eficaz do trilho. A fixação deve ser firme, para que não haja o deslocamento do trilho, porém não deve ser excessivo, em razão de que deve suportar uma leve movimentação (BRINA, 1983).

Atualmente são utilizados apenas três tipos de dormentes: madeira, aço e concreto. O material mais usual é a madeira devido à sua boa relação de custo/benefício. Porém recentemente o uso da madeira para a fabricação de dormentes tem se tornado um ponto crítico para o meio ambiente, em razão de que o uso da madeira local tem gerado grandes discussões por se tratar de madeira nativa. A partir daí, passou-se a estudar o uso de dormentes de eucalipto de reflorestamento, entretanto o uso desse tipo de dormentação não se mostrou eficaz visto que houve dificuldades no fornecimento dessa madeira ao mercado. Diante desse empecilho com o uso da madeira e do alto custo dos dormentes de aço e de concreto, recentemente passou-se a estudar o uso de outros materiais nos dormentes. Como é o exemplo da Vale S/A, que atualmente tem estudado o uso de dormentes de plástico em algumas ferrovias, conforme aponta o Manual Técnico da Via Permanente.

2.6.4 Trilhos

O trilho é o elemento que constitui o apoio, a superfície de rolamento e é também o que guia o veículo ferroviário.

O desenho do trilho é em formato de duplo T em razão de esta ser a geometria mais econômica para elementos que sofrem flexão. Como a parte superior do trilho está sujeita ao constante atrito no contato trilho-roda, gerando um desgaste na peça, esta teve que ser mais espessa para ter uma maior durabilidade.

Segundo Brina, 1983, existem vários tipos de trilhos. O tipo mais comum e utilizado é o Vignole. A estrutura do Vignole é formada por 3 partes: boleto, alma e patim como mostra a figura 4.

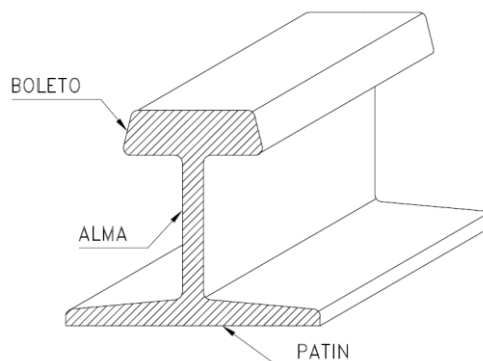


Figura 4– Estrutura Trilho Vignole

Fonte: Brina (1983)

Cada parte do trilho é responsável por uma função. O boleto é o que serve de apoio e guia para as rodas das locomotivas. A alma é a parte mais estreita do trilho e que transfere as cargas do boleto para o patim. Por fim o patim, que é responsável pelo assentamento do trilho no dormente, seja essa ligação direta ou indiretamente (BRINA, 1983).

2.7 CONCRETO PROTENDIDO

Protensão, sob diversas condições de carga, é um método que consiste em introduzir em uma estrutura um estado prévio de tensões, capaz de melhorar sua resistência ou comportamento (JUNIOR, 2009).

Dentre as vantagens de se utilizar o concreto protendido, está a rigidez maior que a estrutura com esse tipo de concreto possui, produzida pelo estado prévio de tensões que limita total ou parcialmente a fissuração da peça. Se a estrutura for solicitada por uma ação não prevista e ocorrer a formação de fissuras, ela é capaz de se recompor após cessada a ação devido à força de protensão (JUNIOR, 2009).

Pode-se considerar como uma desvantagem o fato de ser necessária a utilização de equipamentos especializados, mão-de-obra

qualificada e rigoroso controle tecnológico para a execução da estrutura em concreto protendido. Há a necessidade de utilização do concreto de alta resistência e precisão da montagem da armadura, pois caso o traçado do cabo seja consideravelmente diferente do traçado de projeto, a estrutura pode assumir esforços não previstos. Além disso, é necessária a aplicação e operação de protensão. Todos estes fatores tornam o processo de execução mais oneroso (JUNIOR, 2009).

As maiores vantagens que a utilização do concreto protendido pode gerar na estrutura é a redução da fissuração, aumento da durabilidade, redução de flechas, possibilidade de vencer grandes vãos, economia do aço e economia de concreto.

2.8 PONTE FERROVIÁRIA EM ESTUDO

Os desenhos originais da ponte que serviram como referência para esse estudo provêm do projeto da empresa Engefer, publicados na revista ESTRUTURA, em 1980. Um projeto de viga pré-moldada de ponte ferroviária em que todos os cabos são protendidos pelas extremidades, evitando-se assim uma fase extra de protensão com as vigas já lançadas e os inconvenientes de construir nichos na laje que a protensão possa ser efetuada (Revista Estrutura 93,1980).

O projeto original trata de uma viga pré-moldada em que a armadura de protensão original é constituída por oito cabos de 12 cordoalhas de 12,7mm (Aço CP-175RB – ABNT) ancorados nas extremidades da viga. A região de ancoragem é composta por placas pré-moldadas executadas 28 dias antes da primeira fase de protensão.

Importante salientar que no projeto da Empresa Engefer, foi considerada a espessura da laje como parte da seção resistente da viga. Neste trabalho não será considerada a laje, somente a seção da viga para resistir aos esforços solicitantes.

A figura 5 representa a seção transversal da ponte, podendo ser observadas duas vigas de seção composta que dão suporte à via permanente

da ferrovia. A figura 6 traz a seção longitudinal da ponte, podendo-se observar o vão de 30,6 metros.

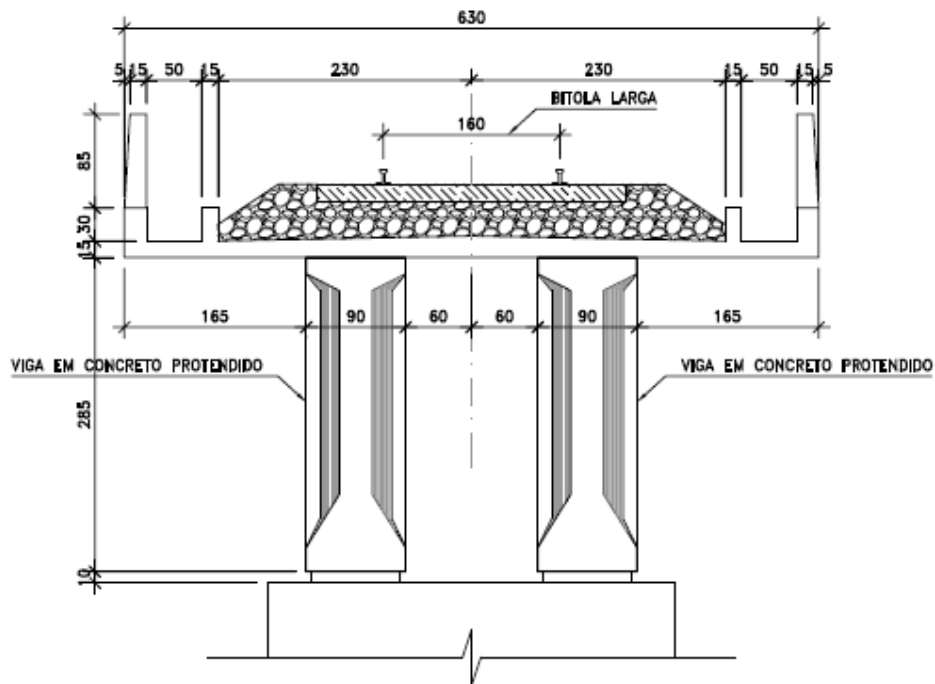


Figura 5– Desenho da Seção Transversal da Ponte

Fonte: Revista Estrutura 93 (1980)

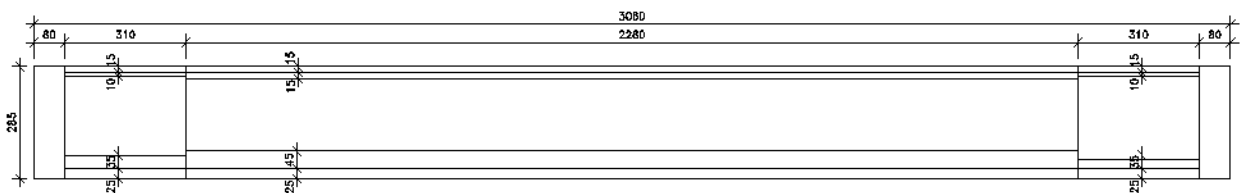


Figura 6– Desenho da Seção Longitudinal

Fonte: Revista Estrutura 93 (1980)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são apresentadas todas as etapas, incluindo materiais e métodos, utilizados para a análise e dimensionamento de uma viga em concreto protendido. Este será dividido em duas partes: uma para o redimensionamento da viga original com alguns parâmetros utilizados na época, aqui chamado de “Projeto Original” e outra com uma análise considerando as normas e parâmetros atuais, chamado de “Projeto Atual”.

Para facilitar os cálculos, principalmente no que tange à protensão, foi utilizado o programa *Concise Beam 4.59m*, com sua apresentação mostrada na figura 7.

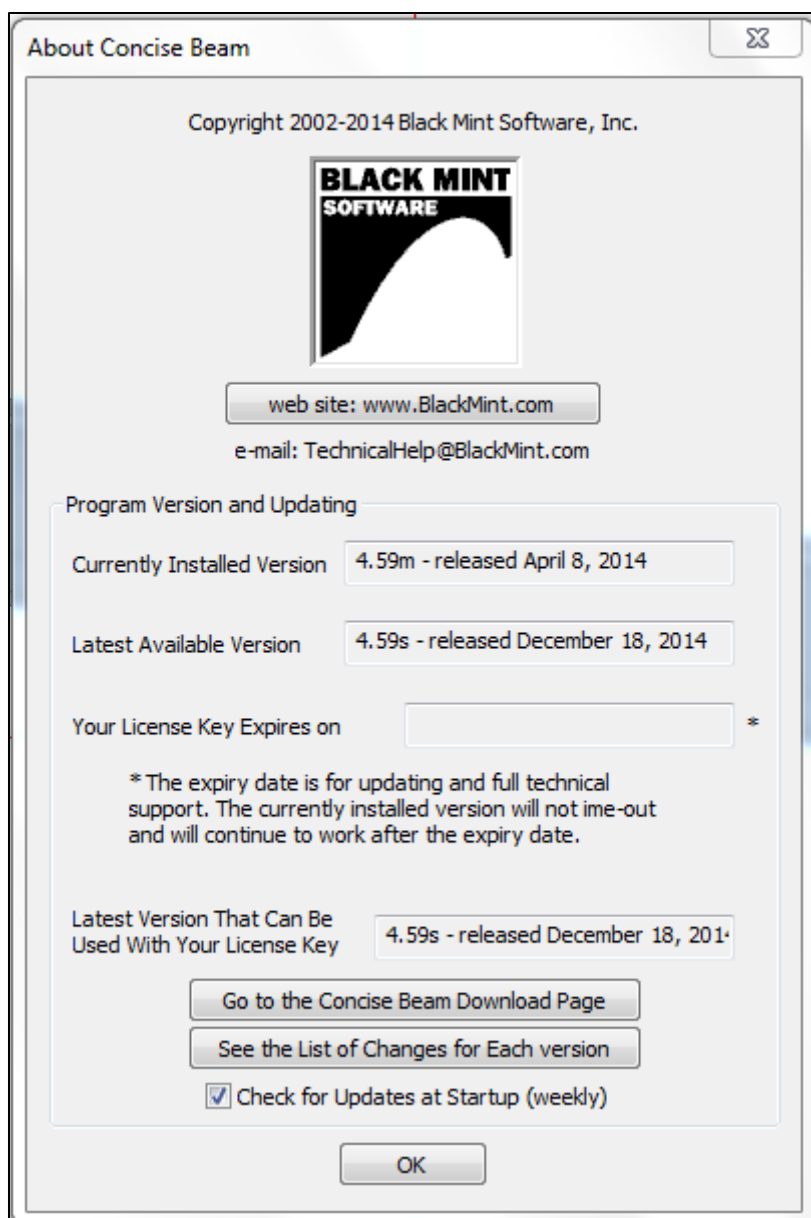


Figura 7 – Programa *Concise Beam*

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

Caso não fosse utilizado o programa acima citado, a análise e dimensionamento deveriam seguir os passos abaixo, de acordo com as premissas das normas vigentes.

1. Definição dos materiais;
2. Definição das propriedades geométricas;
3. Carregamentos atuantes;
4. Esforços solicitantes;
5. Cálculo das perdas de protensão:

- a. Perdas por atrito;
 - b. Retração do concreto;
 - c. Fluência do concreto;
 - d. Relaxação do aço de protensão.
6. Verificação do ELU (Estado Limite Último) à flexão;
 7. Dimensionamento ao cisalhamento no ELU;
 8. Verificação do ELS-D (estado limite de descompressão);
 9. Verificação do ELS-F (estado limite de formação de fissuras);
 10. Detalhamento.

3.1 PROJETO ORIGINAL

3.1.1 Premissas

- Normas Brasileiras: NB-1 Cálculo e execução de obras de concreto armado (1978); NB-2 Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento (1961); NB-116 Cálculo e execução de obras de concreto protendido (1970); NB-7 Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias (1943);
- Classe do Concreto: C28;
- Cobrimento mínimo: 35 mm;
- Tipo aço de protensão: CP 175 RB;
- Aço CA-50;
- Viga longarina.

Foram inseridas no programa as propriedades do concreto C28, com uma densidade de 2500 kg/m^3 e módulo de elasticidade de 28270 Mpa , conforme mostra a figura 8.

Figura 8 – Propriedades do concreto C28

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

3.1.2 Etapa 1 – Ações Consideradas

3.1.2.1 Ações Permanentes

Para nível de comparação, as ações permanentes consideradas foram as mesmas tanto para a análise da viga original, quanto para a nova versão do projeto.

Conforme a NBR 7187:2003, na avaliação das cargas devido ao peso próprio dos elementos estruturais, o peso específico para o concreto protendido é de 25 kN/m³.

Para as ações devido ao lastro ferroviário, considerou-se um peso específico aparente de 18 kN/m³, supondo que o lastro tenha atingido o nível superior dos dormentes e preenchido completamente o espaço limitado pelos

guarda-lastros. Para a carga referente aos dormentes, trilhos e acessórios foi utilizado o mínimo de 8kN/m por via (NBR 7187:2003).

Dentre as opções do programa *Concise Beam*, para o cálculo das forças de protensão e as suas respectivas perdas foi considerada em ambas as análises a norma americana de concreto ACI 318-11, e por essa razão adotou-se para o cálculo das perdas de protensão o método simplificado *PCI/ACI Simplified Method*.

Alguns parâmetros de projeto foram escolhidos no programa, de acordo com o método anteriormente citado. Dentre estes, podem ser destacados os relacionados às características do concreto, tais como o slump de 50mm, densidade do cimento de 410 kg/m³, 5% de ar e agregado de 20mm.

O cronograma da construção da viga termina em 143 dias, quando todas as fases de concretagem e protensão são finalizadas. Estes dados estão ilustrados nas figuras 9 e 10, retiradas do programa.

Design Parameters

Prestress Loss Calculation Method

- CPCI Detailed Method
- PCI/ACI Simplified Method
- AS3600 Detailed Method
- S6 Detailed Method

Predefined Losses

Use Predefined Losses

Initial Losses %

Total Losses %

Curing Method

- Moist Cured
- Heat Cured (i.e. Steam)

Concrete Parameters

Slump mm

Cement kg/m³

Air %

Fine/Total Aggregate

Aggregate Size mm

Basic Shrinkage Strain x 10⁻⁶

Service Environment

Relative Humidity % *

Ambient Temp. deg. C

* Climate Zones

Construction Schedule

Precast Concrete is Placed at day 0.

Transfer/Stripping days

Initial Lift days

Transport/Erection Lift days

Cast-in-Place Pour days

Composite Action days

Completion days

Save the Settings as Default Restore the Default Settings Restore to the Factory Settings

Go To Next ...

Define Prestressing Specify Concrete

OK Cancel to US Units

Figura 9 – Parâmetros do projeto

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

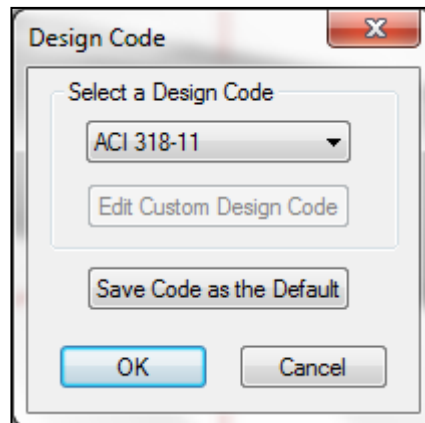


Figura 10 – Código do projeto

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

As cargas permanentes calculadas estão descritas a seguir.

1. Lastro ferroviário: 18 kN/m³. Área do lastro: 1,6 m².
Carregamento por viga = $(18 \cdot 1,6) / 2 = 14,4$ kN/m.
2. Laje de concreto: 25 kN/m³. Área da laje: 1,56 m².
Carregamento por viga = $(25 \cdot 1,56) / 2 = 19,5$ kN/m.
3. Dormentes, trilhos e acessórios = 8 kN/m. Carregamento por viga = 4 kN/m.

Soma das cargas permanentes = $(14,4 + 19,5 + 4)$ kN/m = **37,9 kN/m**.

O peso próprio da viga já é considerado no programa.

Na figura 11 estão mostradas as cargas permanentes inseridas no programa.

Applied Loads

Load Case: **Beam Weight (additional)** Load Case Type: **D**

Beam Length: **30.6** m

Load Description

Load Label	Intensity	Offset from Left
Cargas Permanentes	Left 37.9 kN/m	0 m
Line Load	Right 37.9 kN/m	30.6 m

Load Type: **Line Load**

Load Distribution

0 : No Load Distribution

0: Load applied to this beam

Edit Distributions

Add Modify Delete Move Up Move Down

Load Label	Load Description	Load Distribution
<input checked="" type="checkbox"/> Cargas Permanentes	Vertical: 37.9 kN/m full length	No Load Distribution

Cargas Permanentes [37.9/37.9]

Go To Next ...

Trial Design Define Rebar Define Prestressing

OK Cancel to US Units

Figura 11 – Cargas permanentes aplicadas

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

3.1.2.2 Ações Variáveis

Uma das ações variáveis são as cargas móveis. Inicialmente no projeto original foi considerado o trem-tipo da Engenfer, representado na figura 12, sendo posteriormente adaptado para utilização do trem-tipo TB-32 da NB-7 (1943), conforme mostra a figura 13.

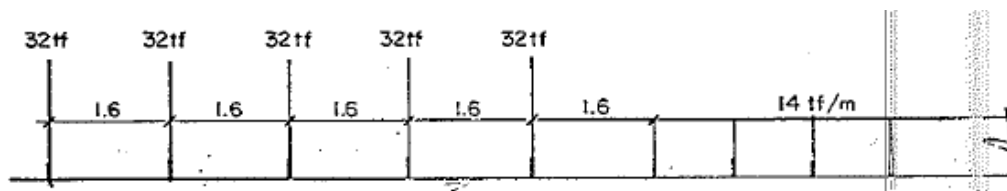


Figura 12 – Características geométricas do trem-tipo da Engefer

Fonte: Revista Estrutura 93 (1980)

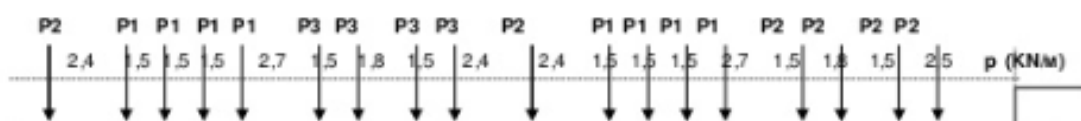


Figura 13 – Características geométricas do TB-32

Fonte: NB 7:1943

Onde:

$$P1 = 320 \text{ kN};$$

$$P2 = 160 \text{ kN};$$

$$P3 = 210 \text{ kN};$$

$$p = 100 \text{ kN/m}.$$

O efeito dinâmico das cargas móveis pode ser assimilado a cargas estáticas a partir da sua multiplicação pelo coeficiente de impacto. O coeficiente de impacto considerado nos elementos estruturais de obras ferroviárias é representado pela fórmula 1 e foi utilizado na análise do projeto original e do projeto atual (NBR 7187:2003).

$$\varphi = 0,001 \cdot (1600 - 60\sqrt{l} + 2,25 \cdot l) \geq 1,2 \quad (1)$$

Onde:

l é o comprimento de cada vão teórico no elemento carregado, qualquer que seja o sistema estrutural, em metros.

$$\text{Sendo assim: } \varphi = 0,001 \cdot (1600 - 60\sqrt{30,6} + 2,25 \cdot 30,6) = \mathbf{1,336946}$$

Os valores calculados para as cargas móveis também foram divididos por 2, devido à existência de duas vigas. Sendo assim, as cargas consideradas foram:

1. Eixo P1 do trem-tipo TB-32: $320 \text{ kN} * 1,336946 = 427,82$ kN. Carga por viga: $427,82 / 2 = 213,91$ kN;
2. Eixo P2 do trem-tipo TB-32: $160 \text{ kN} * 1,336946 = 213,91$ kN. Carga por viga: $213,91 / 2 = 106,96$ kN;
3. Eixo P3 do trem-tipo TB-32: $210 \text{ kN} * 1,336946 = 280,76$ kN. Carga por viga: $280,76 / 2 = 140,38$ kN;

Em obras ferroviárias, outra carga móvel deve ser analisada, a qual provém do choque das rodas. Essa carga é equiparada a uma força horizontal móvel, aplicada na altura do topo do trilho, normal ao eixo da linha, com um valor característico igual a 20% da carga do eixo mais pesado.

A força longitudinal devido à frenagem ou aceleração também deve ser aplicada no topo dos trilhos e igual ao maior dos seguintes valores: 15% da carga móvel para a frenagem ou 25% do peso dos eixos motores para a aceleração.

As cargas devido ao vento devem ser dimensionadas de acordo com a NBR 6123.

Como o presente trabalho se refere à superestrutura da ponte (longarinas), as forças que afetam horizontal ou verticalmente a estrutura, como as forças do vento, frenagem, aceleração e o atrito da roda, não foram consideradas no dimensionamento da viga.

A figura 14 apresenta as cargas variáveis inseridas no programa.

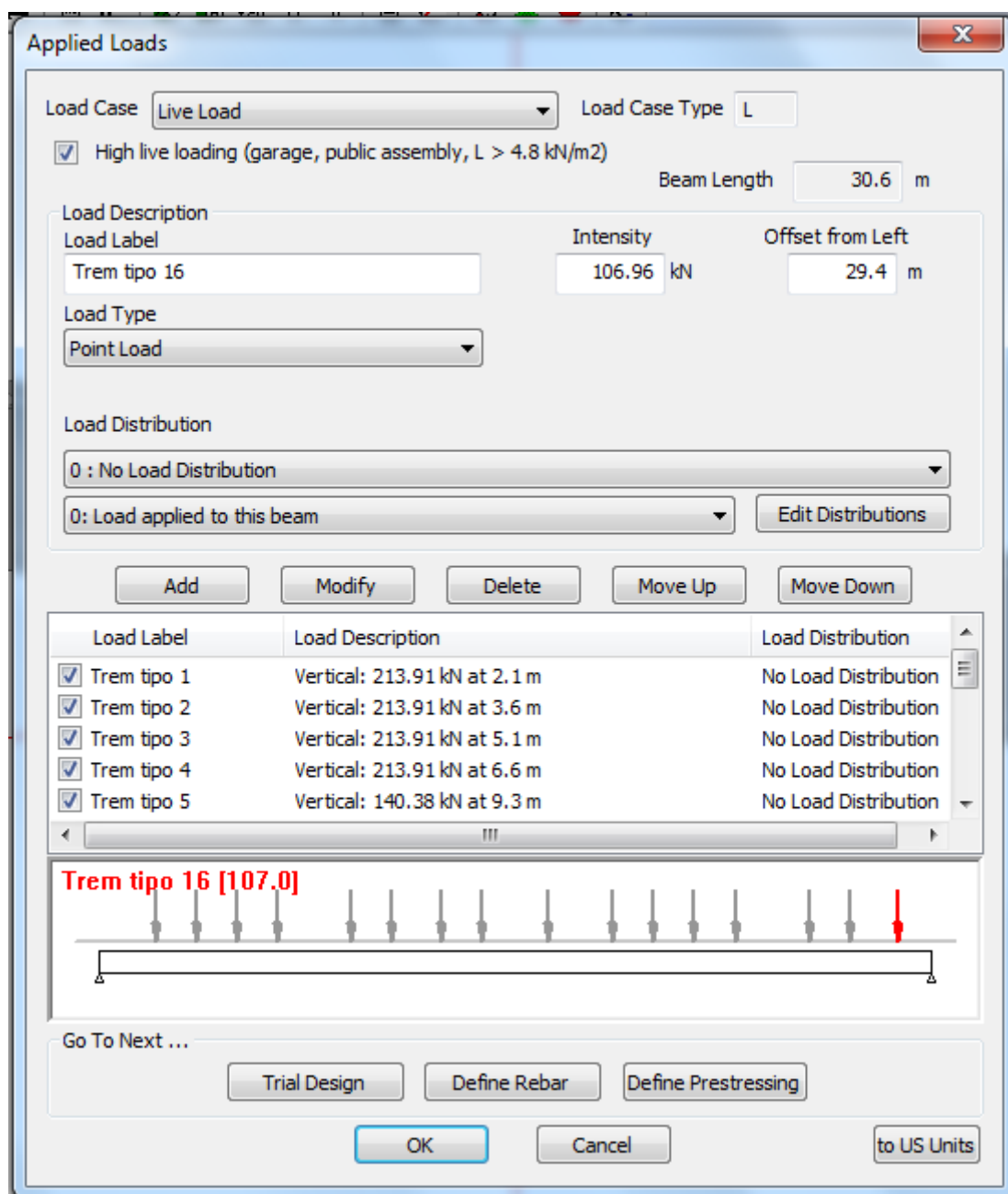


Figura 14 – Carga móvel devido ao trem tipo TB-32

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

3.1.3 Etapa 2 - Dimensionamento

As seções definidas no programa foram baseadas nos desenhos da viga original, com as mesmas dimensões. As mesmas seções foram consideradas para a análise original e atual. Seguem abaixo as figuras 15, 16 e 17 que mostram as seções incluídas no programa.

Edit Concrete Section - Seção 1

Folder
Name: Rectangle

Section
Name: Seção 1

A * 2565000 mm² V/S * 342 mm
I * 1736184375000 mm⁴ bw * 900 mm
yb * 1425 mm Section Type: Solid Beam

* these values will be generated by the Section Editor and can be over-written. The shear width bw is only an approximation and needs to be checked to ensure that it is appropriate.




Figura 15 – Propriedades Seção 1 – Retângulo

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

Edit Concrete Section - Seção 2

Folder
Name: I-Girder

Section
Name: Seção 2

A * 2120000 mm² V/S * 279 mm
I * 1543582500491 mm⁴ bw * 700 mm
yb * 1402 mm Section Type: Flanged Beam

* these values will be generated by the Section Editor and can be over-written. The shear width bw is only an approximation and needs to be checked to ensure that it is appropriate.

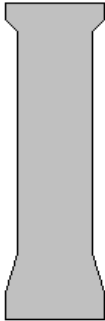


Figura 16 – Propriedades Seção 2 – Viga “I”

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

Folder Name: I-Girder

Section Name: Seção 3

Section Type: Flanged Beam

A * 1183750 mm² V/S * 146 mm

I * 1147788121663 mm⁴ bw * 250 mm

yb * 1270 mm

* these values will be generated by the Section Editor and can be over-written. The shear width bw is only an approximation and needs to be checked to ensure that it is appropriate.

OK

Cancel

Figura 17 – Propriedades Seção 3 – Viga “I”

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

Como a viga é simétrica, a Seção 4 é equivalente à Seção 2, enquanto que a Seção 5 é equivalente a Seção 1. Segue abaixo a figura 18 contendo o peso próprio de cada seção e a figura 19 com uma vista tridimensional da estrutura.

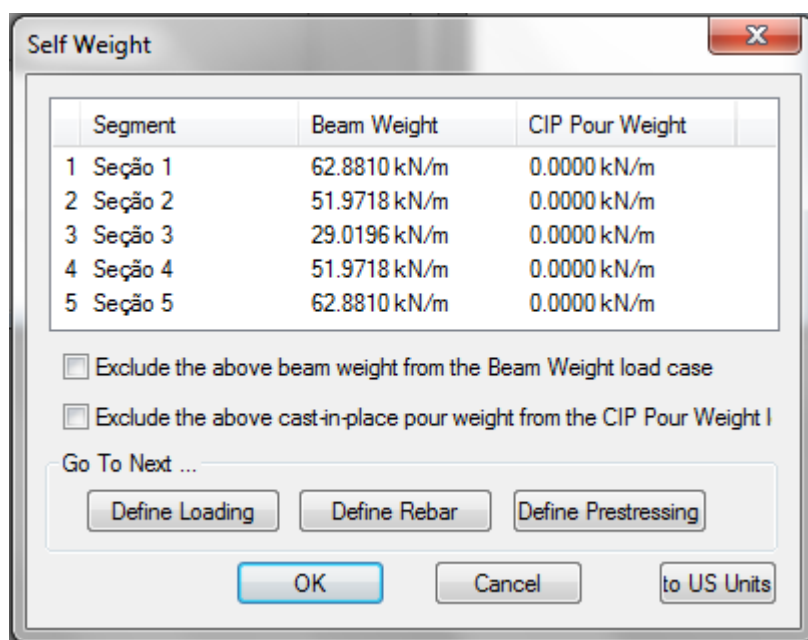


Figura 18 – Peso próprio das seções

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

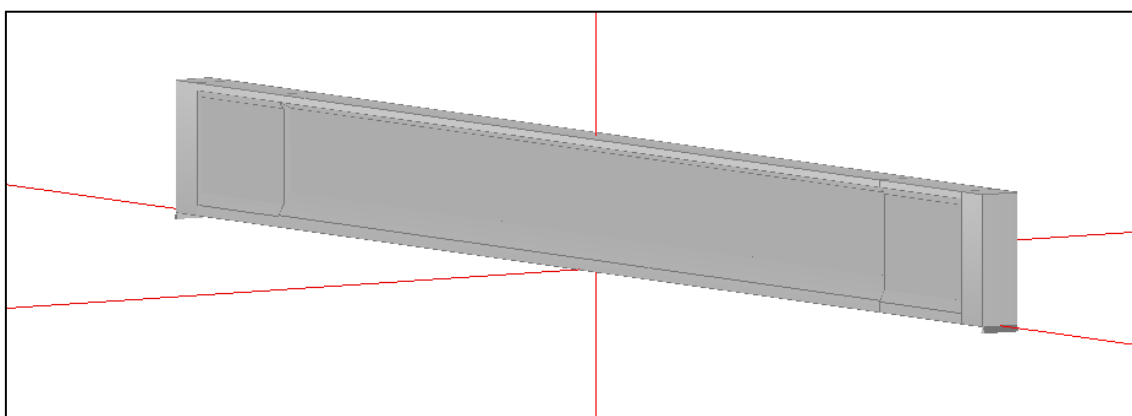


Figura 19 – Visualização tridimensional da viga

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

No apêndice A encontra-se a prancha 001 com o desenho das seções e suas medidas.

Os cabos de protensão foram distribuídos baseados nas posições da viga existente. O programa *Concise Beam* não apresentou a opção para inserir o tipo de cabo CP175RB, portanto foram utilizados cabos com 12 cordoalhas 12,7 mm CP190RB. Segue na figura 20 a distribuição dos cabos dentro do programa.

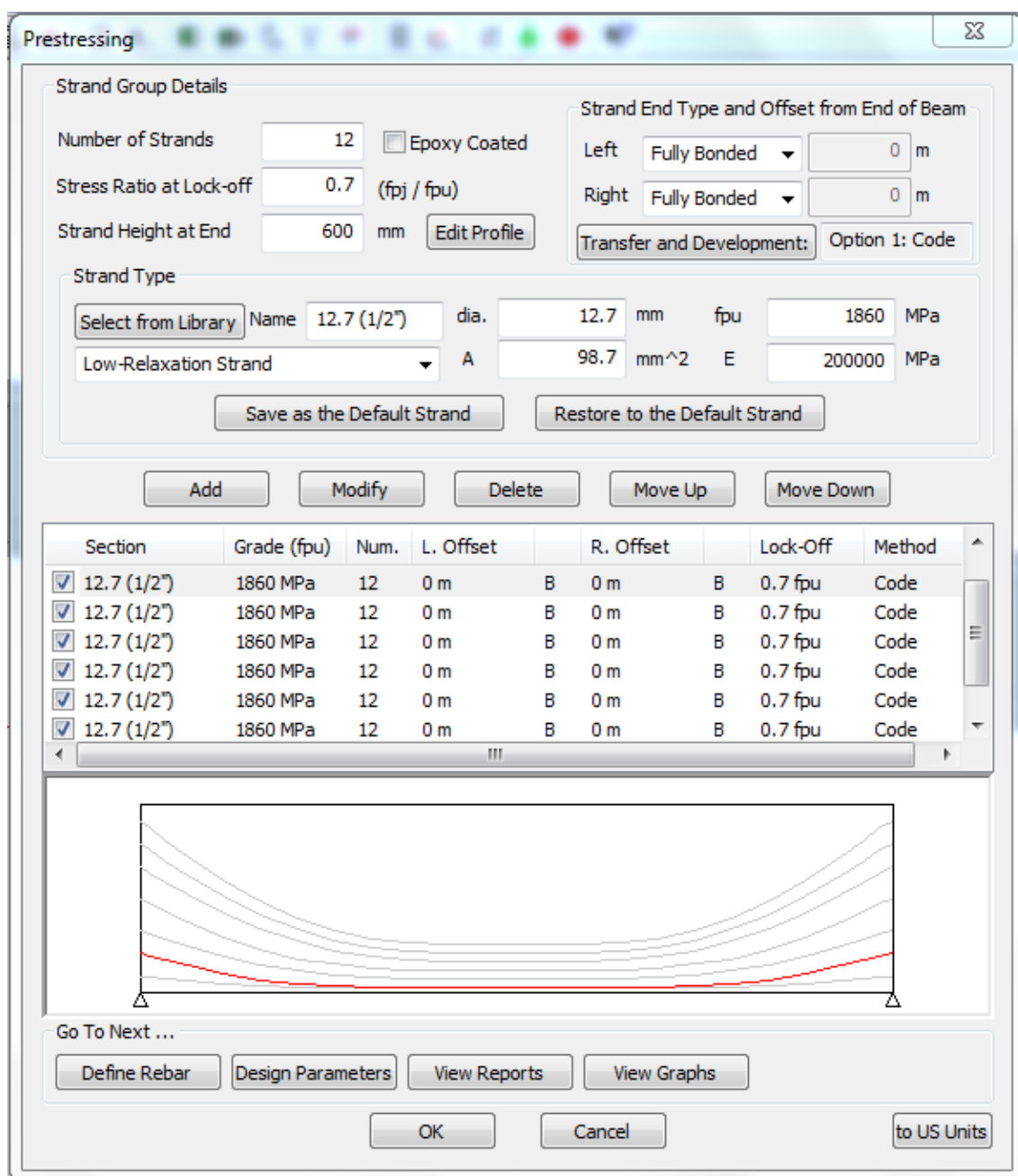


Figura 20 – Distribuição dos cabos no programa (viga original)

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

3.1.3.1 Cálculo da Armadura Passiva

Nas pesquisas realizadas para o presente estudo, não foram encontradas informações sobre as armaduras passivas consideradas na viga original.

Para o cálculo da armadura passiva, adotou-se a fórmula 2 preconizada na norma brasileira 6118:2014.

$$A_{s\text{ calc}} = 0,68 \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{x}{d} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2)$$

Onde:

b_w = largura da alma de uma viga

d = altura útil da seção

x/d = posição da linha neutra

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto

f_{yd} = resistência ao escoamento do aço

O momento para consideração foi retirado do diagrama de flexão gerado pelo programa somente contendo as armaduras de protensão (figura 21).

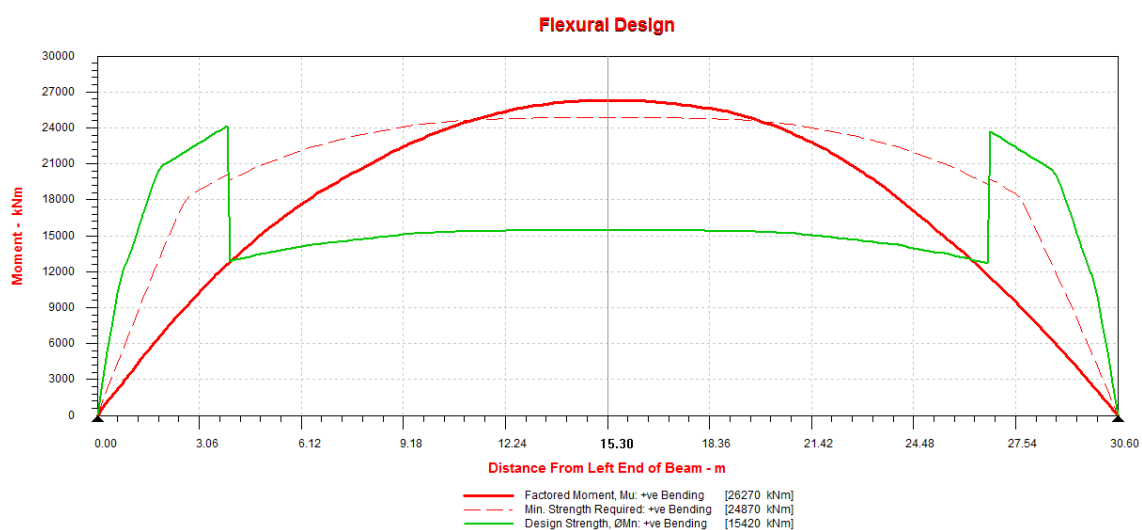


Figura 21 – Resistência à flexão (viga original) – 1ª tentativa

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

Legenda:

— Momento solicitante de projeto (ELU)

- - Mínima resistência de projeto

— Momento resistente de projeto

O momento foi calculado fazendo a diferença entre o momento solicitante e o momento resistente de projeto, conforme mostra o cálculo a seguir.

$$M = 26270 - 15420 = 10850 \text{ kN.m}$$

Logo, utilizando a fórmula 2, a área de aço necessária é de 95,45 cm² e foram utilizadas 20 ϕ 25mm (98,17 cm²), distribuídas em 2 camadas de 10 barras cada, conforme mostra a imagem do programa 22.

Reinforcing Steel

Reinforcing Steel Group Details

Number of Bars/Wires: 10 Welded Wire Reinforcement? Epoxy Coated

Spacing of Bars/Wires *: 80 mm Spacing of Cross Bars/Wires *: 300 mm * Center to center of bars/wire. If the spacing is variable then specify the minimum spacing. Use side cover for single bars.

Vertical Offset **: 57.5 mm from Bottom of Precast Beam [BB]

Offset from Left: 0 m Straight Embed. [SE]

Offset from Right: 0 m Straight Embed. [SE] ** Bars measured from the top of the CIP pour are embedded in the CIP pour. Otherwise bars are embedded in the precast beam. Offset to center of bar group.

Reinforcing Bar/Wire Type

Select from Library Name: Passiva dia.: 25 mm fy: 500 MPa

Deformed Bar A: 491 mm² E: 200000 MPa

Save as the Default Reinforcing Restore to the Default Reinforcing Low Ductility (AS/NZ Type L Steel)

Add Modify Delete Move Up Move Down

Section	Grade (fy)	Num.	Spacing	Lat. Spc	Offset	from	L. Offset	R. Offset
<input checked="" type="checkbox"/> Passiva	500 MPa	10	80 mm		57.5 mm	BB	0 m	SE 0 m
<input checked="" type="checkbox"/> Passiva	500 MPa	10	80 mm		107.5 mm	BB	0 m	SE 0 m

Go To Next ...

Define Prestressing View Reports View Graphs

OK Cancel to US Units

Figura 22 – Armadura Passiva (viga original)

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

3.1.3.2 Cálculo da Armadura Transversal (Estribos)

Segundo a NBR 6118:2014, todos os elementos lineares submetidos à força cortante devem conter armadura transversal mínima constituída por estribos, com taxa geométrica indicada na equação 3:

$$A_{sw} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m} \cdot b_w \cdot s \cdot \text{sen} \alpha}{f_{ywk}} \quad (3)$$

Onde:

A_{sw} = área da seção transversal dos estribos;

s = espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

α = inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural;

b_w = largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção;

f_{ywk} = resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal;

$f_{ct,m}$ = resistência média à tração do concreto.

A resistência do elemento estrutural, em uma determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória, quando a força resistente de cálculo é maior ou igual à força solicitante.

Sendo assim, para o cálculo da armadura transversal, é seguido o modelo de cálculo II, preconizado na NBR 6118:2014, conforme mostra a equação 4.

$$A_{sw} = \frac{V_{sw} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \text{sen} \alpha} \quad (4)$$

Onde:

θ = ângulo de inclinação das bielas de compressão consideradas no dimensionamento à força cortante.

O valor utilizado em cálculo para a força cortante solicitante foi retirado da seção crítica do diagrama, ou seja, na face de apoio da viga, onde a seção é retangular. Sendo assim, o b_w considerado foi de 90 cm.

A área de aço mínima foi de 9,96 cm²/m e a área de aço calculada 12,59 cm²/m. Portanto, a área necessária de estribos é de 12,59 cm²/m, sendo utilizado 1 ϕ 12,8mm a cada 15 cm, conforme mostra a figura 23.

Shear Reinforcing

Shear Stirrup Specification
 From To m Not Reinforced For Shear
 Symmetrical about Center of Beam

Steel Material Properties
 fy MPa E MPa

Optional Stirrup Size
 Name dia. mm
 Deformed Wire A mm²

Number of Stirrup Legs Number of Legs Extending Into Cast-in-Place Pour (Ties)

Optional Stirrup Spacing (with Stirrup Size)
 Stirrup Spacing mm Interface Tie Spacing mm

From	To	Grade (fy)	Size	S. Legs	T. Legs	S. Spcg	T. Spcg
0 m	30.6 m	500 MPa	D20	2	2	150 mm	150 mm

Shear Calculation Options
 Allow Concise Beam to Calculate Required Shear Strengthening
 Fill Cores for Shear Strengthening (Hollow-Core Beams Only)
 Beam Is Part of a Slab
 Support Regions in Vertical Compression (i.e. loaded above and supported below)

Go To Next ...

Figura 23 – Estribos (viga original)

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

3.1.4 Etapa 3 – Análise Estrutural

A análise estrutural permite, através de conceitos e procedimentos experimentais, determinar os esforços solicitantes, deformações e deslocamentos na estrutura, visando avaliar sua segurança em relação aos estados limites e orientar seu detalhamento (NBR 7187:2003).

Estão representados nas figuras a seguir os principais diagramas gerados pelo programa, demonstrando o comportamento da viga. Tais diagramas são resultado de envoltórias de esforços obtidos por meio de linha de influência. O uso de linhas de influência é próprio para cálculo de pontes.

Na figura 24, o diagrama de resistência à flexão mostra que, mesmo com a inserção da armadura passiva, a estrutura não está resistindo aos esforços solicitantes. Nota-se pela linha verde (resistência de projeto) que a resistência à flexão da estrutura é consideravelmente diminuída quando a seção é reduzida para uma seção “I”, o que traz a conclusão de que faltou no projeto resistência à compressão proveniente do concreto.

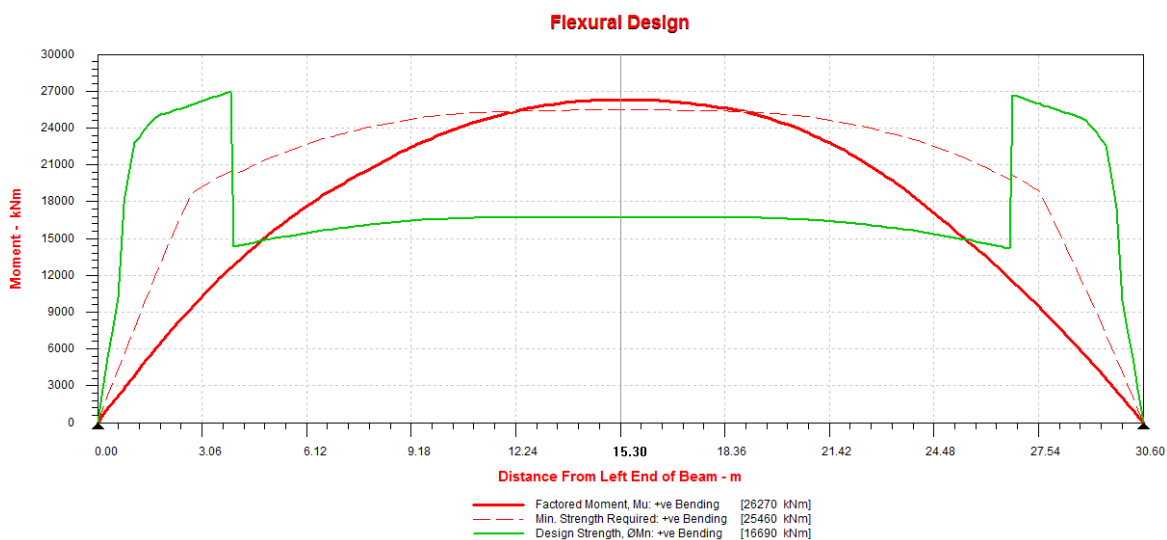


Figura 24 – Resistência à flexão (viga original) – 2ª tentativa

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

Legenda:

- Momento solicitante de projeto (ELU)
- - Mínima resistência de projeto
- Momento resistor de projeto

O próximo diagrama, representado na figura 25, demonstra o comportamento da viga com relação à força cortante. Nota-se que a linha verde, representante da força cortante resistente de cálculo, está acima das outras linhas, o que significa que a estrutura está atendendo com segurança aos esforços solicitantes.

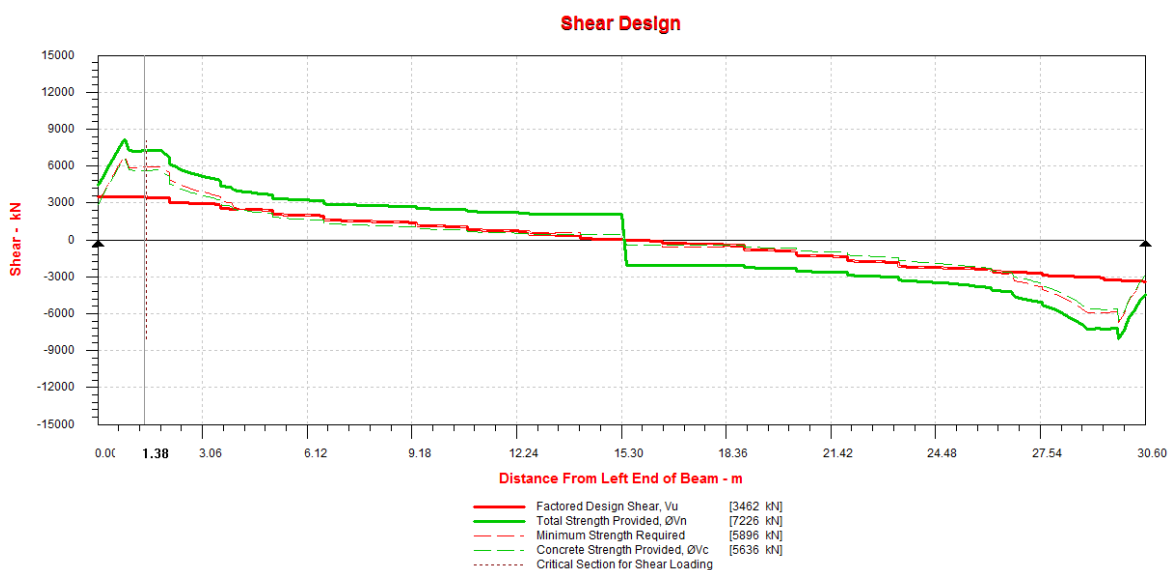


Figura 25 – Força Cortante (viga original)

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

Legenda:

- Força cortante solicitante de projeto
- Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal
- - Força cortante solicitante mínima
- - Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
- - - - Seção crítica para a cortante na face de apoio, bielas inclinadas

Na figura 26 encontra-se o diagrama que representa a resistência em serviço da estrutura. Pode ser observado que a compressão máxima resistente do concreto (linha verde) não está superando a tensão na fibra superior da viga. Isto significa que a estrutura não está segura quanto ao Estado Limite de Serviço.

Também pode ser observado nessa figura que a linha que representa a tensão na fibra inferior da viga (vermelho tracejado) está acima da linha representante da tensão limite para protensão completa. Isso significa que a viga está no regime de protensão completa. De acordo com a NBR 6118:2014, existe protensão completa quando se verificam as duas condições seguintes:

- Para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de descompressão, ou seja, para as situações em que atuarem a carga permanente e as sobrecargas frequentes, não se admite tensão de tração no concreto;
- Para as combinações raras de ações, quando previstas no projeto, é respeitado o estado limite de formação de fissuras.

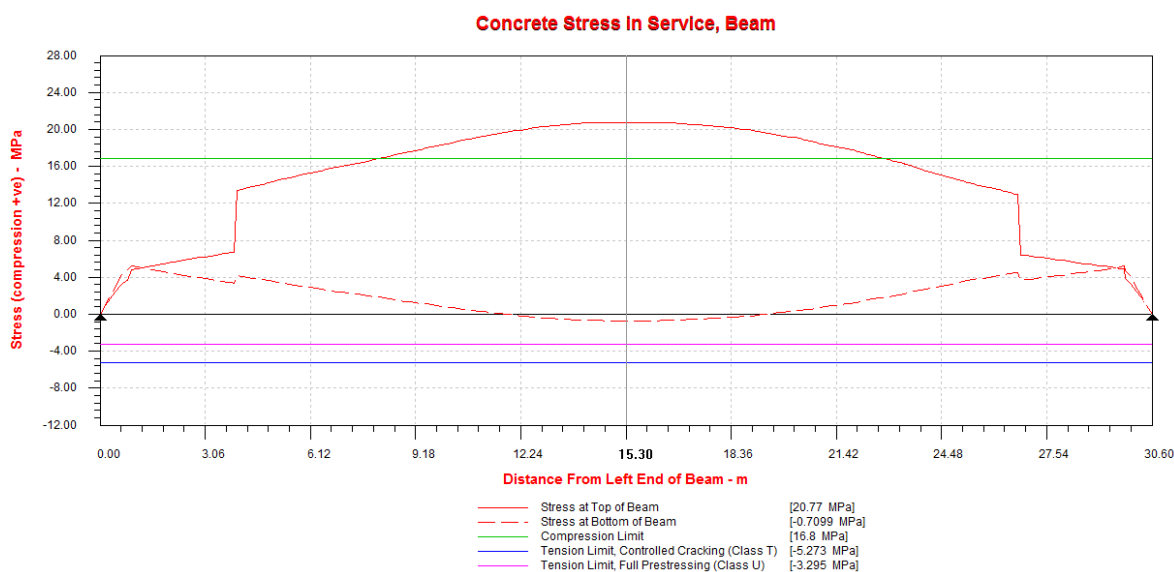


Figura 26 – Resistência em Serviço (viga original)

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

Legenda:

- Tensão na fibra superior da viga
- - Tensão na fibra inferior da viga
- Tensão máxima resistente do concreto
- Tensão limite para controle de fissuras
- Tensão limite para protensão completa

A linha vermelha no diagrama da figura 27 representa a flecha estimada pela transferência da protensão. A flecha de 9,25mm para cima é resultado dos cabos de protensão.

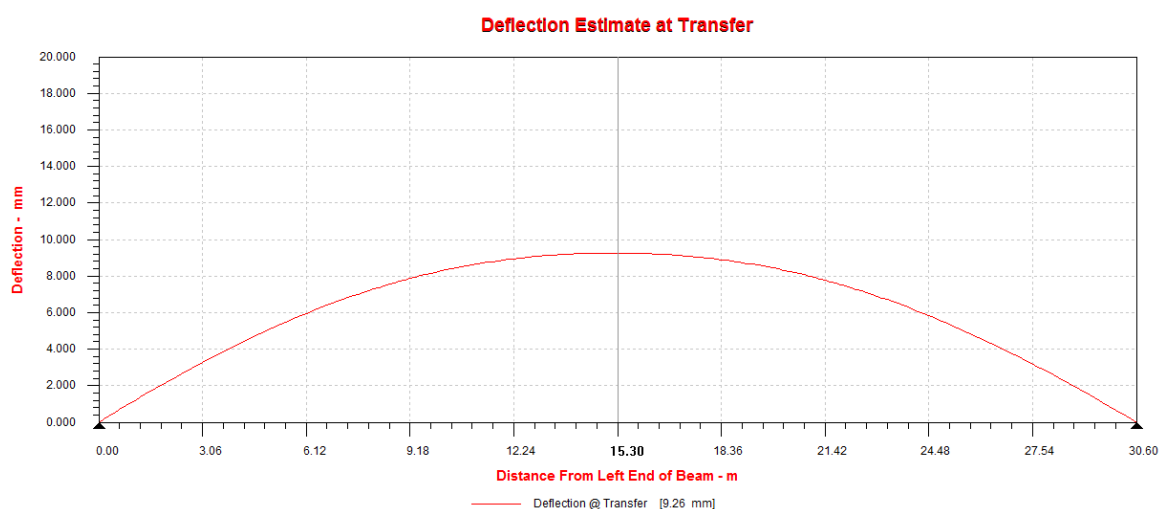


Figura 27 – Estimativa de flecha na transferência da protensão (viga original)

Fonte: Concise Beam, versão 2014

Já no diagrama mostrado na figura 28, tem-se representada a flecha total da estrutura. A flecha para a viga na fase final de protensão com as cargas permanentes e acidentais é de 15,52 mm, dentro do limite aceitável pela NBR 6118:2014 de $L/350$ (87mm), onde L é o vão da estrutura.

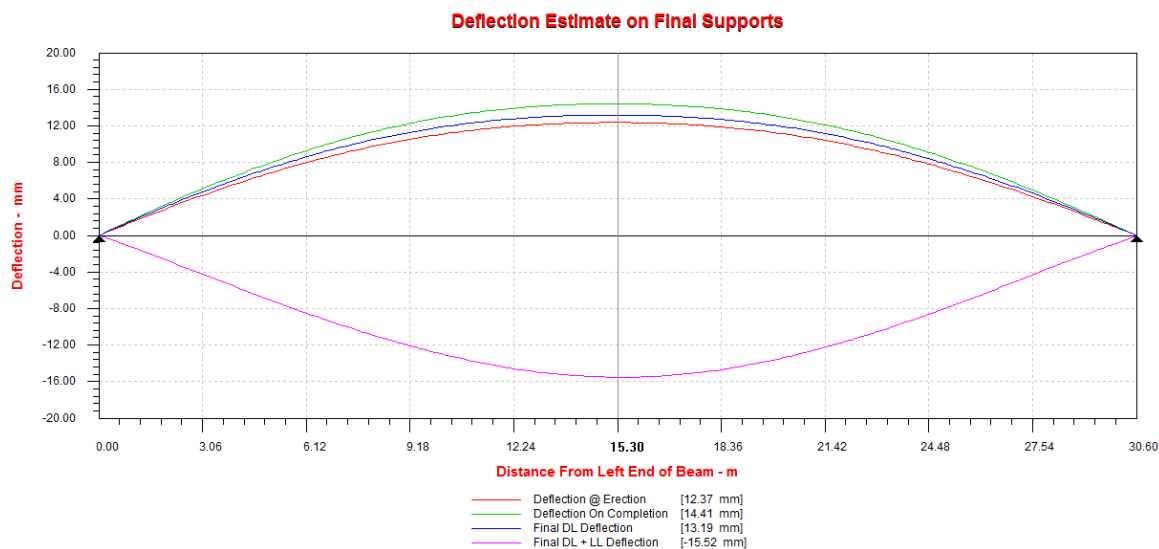


Figura 28 – Estimativa de flecha final (viga original)

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

Legenda:

- Flecha no ato da protensão
- Flecha considerando carga permanente na 1ª fase de protensão
- Flecha com efeito de longa duração
- Flecha considerando protensão, carga permanente total e carga variável

3.1.5 Etapa 4 – Detalhamento da viga

Seguem abaixo figuras com o detalhamento da viga original, retiradas da Revista Estrutura 93, publicada em 1980. Na figura 29 estão distribuídos os cabos de protensão em uma vista longitudinal, dividida em 12 seções, as quais estão detalhadas na figura 30.

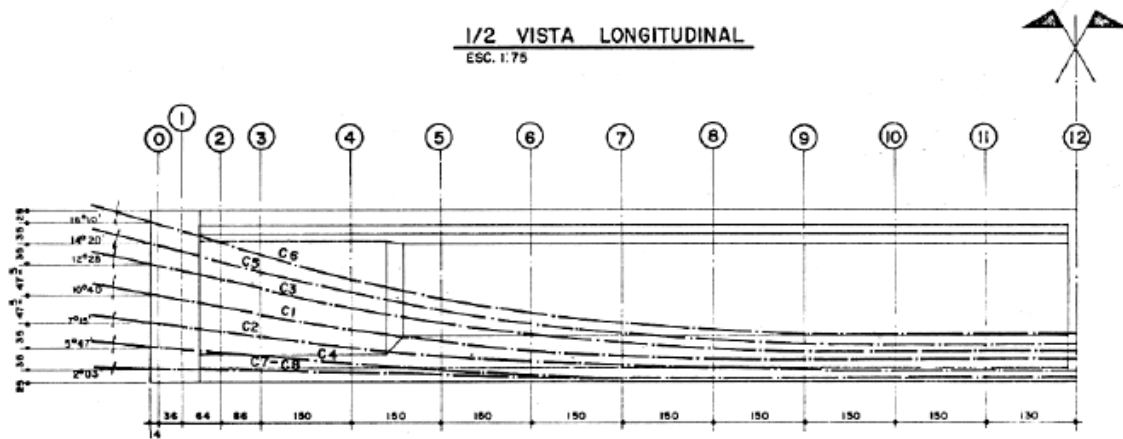


Figura 29– Desenho original da distribuição dos cabos de protensão

Fonte: Revista Estrutura 93 (1980)

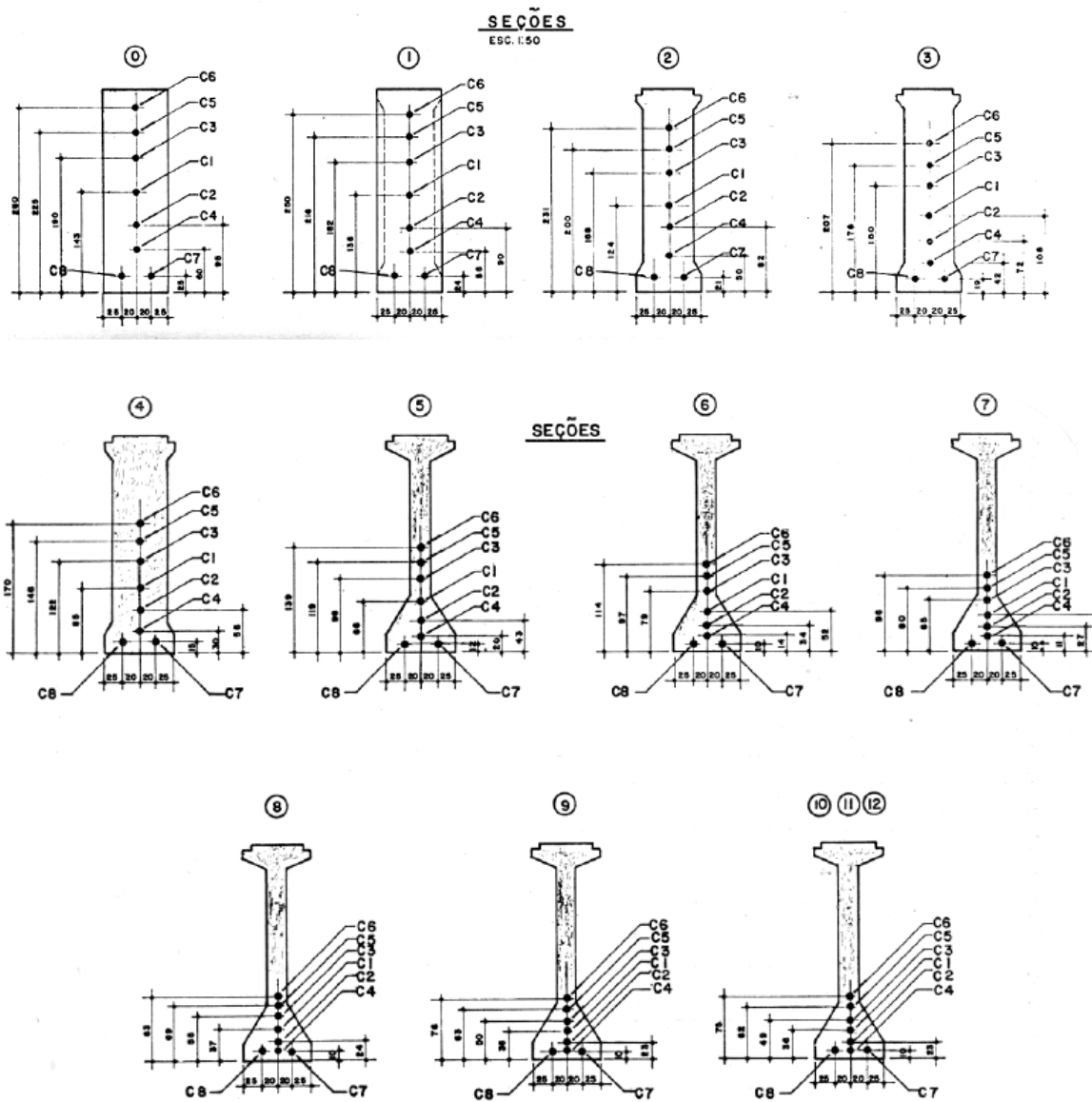


Figura 30– Seções originais**Fonte: Revista Estrutura 93 (1980)****3.2 PROJETO ATUAL****3.2.1 Premissas**

- Classe do Concreto: C40;
- Cobrimento mínimo: 35 mm;
- Tipo aço de protensão: CP 190 RB;
- Aço CA-50;
- Viga estudada: longarina.

O programa foi alimentado com os parâmetros do concreto C40, conforme mostrado na figura 31.

Concrete Material

Precast Beam

Density kg/m³

f_c MPa

E_c MPa

At Transfer (prestressed beams)

f_{ci} MPa

E_{ci} MPa

During Initial Lifting

f_{ci} MPa

E_{ci} MPa

Flowable Concrete (i.e. SCC)

Steel-Fibre Reinforced

Cast-in-Place Pour

Density kg/m³

f_c MPa

E_c MPa

Automatic Calculation of E_c and E_{ci}

Allow Concise Beam to Calculate E_c and E_{ci} (when required)

Don't Let Concise Beam Change E_c and E_{ci} (user defined)

Save as the Default Properties

Restore the Default Properties

Go To Next ...

Define Beam

Precast Concrete Details

OK

Cancel

to US Units

Figura 31 – Propriedades do concreto C40

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

3.2.2 Etapa 1 – Ações Consideradas

3.2.2.1 Ações Permanentes

As ações permanentes consideradas são as mesmas apresentadas no item 3.1.2.1.

3.2.2.2 Ações Variáveis

Para determinar as cargas móveis neste novo projeto, seguiu-se a NBR 7189:1985 – Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias. Nessa norma, são definidas algumas classes de trem-tipo de acordo com o carregamento que a via está sujeita. O trem-tipo escolhido foi o TB-270, usado para ferrovias sujeitas a transporte de carga geral.

Seguem abaixo a figura 32 e a tabela 2, ambas retiradas da NBR 7189, que representam as características geométricas e cargas dos trens-tipo.

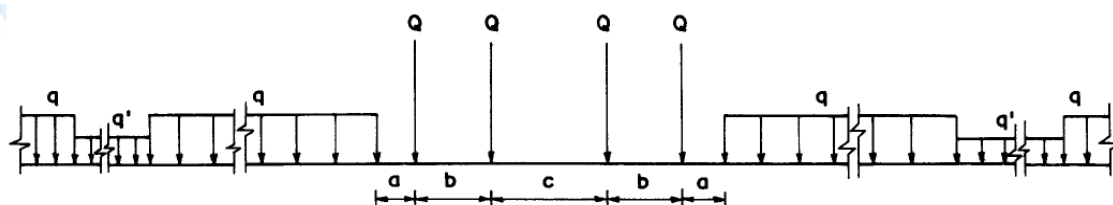


Figura 32 – Características geométricas dos trens-tipo

Fonte: NBR 7189:1985

Onde:

Q = carga por eixo

Q e q' = cargas distribuídas na via, simulando, respectivamente, vagões carregados e descarregados.

Tabela 2– Cargas dos trens-tipos

TB	Q (kN)	Q (kN/m)	q' (kN/m)	a (m)	b (m)	c (m)
----	----------	------------	-------------	---------	---------	---------

360	360	120	20	1	2	2
270	270	90	15	1	2	2
240	240	80	15	1	2	2
170	170	25	15	11	2,5	5

Fonte: NBR 7189:1985

Os valores calculados para as cargas variáveis nesse projeto também foram divididos por 2 e multiplicados pelo coeficiente de impacto, o mesmo utilizado anteriormente. Seguem abaixo os cálculos das cargas:

1. Eixos do trem-tipo TB-270: $270 \text{ kN} * 1,336946 = 360,98 \text{ kN}$. Carga por viga: $360,98 / 2 = 180,49 \text{ kN}$;
2. Carga distribuída devido aos vagões carregados: $90 \text{ kN/m} * 1,336946 = 120,33 \text{ kN/m}$. Carga por viga: $120,33 / 2 = 60,16 \text{ kN/m}$;

A figura 33 apresenta as cargas variáveis inseridas no programa.

Applied Loads

Load Case: Live Load Load Case Type: L

High live loading (garage, public assembly, $L > 4.8$ kN/m²) Beam Length: 30.6 m

Load Description

Load Label	Intensity	Offset from Left
Vagão Carregado 1	Left 60.16 kN/m	0 m
	Right 60.16 kN/m	11.3 m

Load Type: Line Load

Load Distribution

0 : No Load Distribution

0: Load applied to this beam

Edit Distributions

Add Modify Delete Move Up Move Down

Load Label	Load Description	Load Distribution
<input checked="" type="checkbox"/> Vagão Carregado 1	Vertical: 60.16 kN/m from 0 to 11.3 m	No Load Distribution
<input checked="" type="checkbox"/> Vagão Carregado 2	Vertical: 60.16 kN/m from 19.3 to 30.6 m	No Load Distribution
<input checked="" type="checkbox"/> Trem Tipo 1	Vertical: 180.49 kN at 12.3 m	No Load Distribution
<input checked="" type="checkbox"/> Trem Tipo 2	Vertical: 180.49 kN at 14.3 m	No Load Distribution
<input checked="" type="checkbox"/> Trem Tipo 3	Vertical: 180.49 kN at 16.3 m	No Load Distribution
<input checked="" type="checkbox"/> Trem Tipo 4	Vertical: 180.49 kN at 18.3 m	No Load Distribution

Vagão Carregado 1 [60.2/60.2]

Go To Next ...

Trial Design Define Rebar Define Prestressing

OK Cancel to US Units

Figura 33 – Carga móvel devido ao trem tipo TB-270

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

3.2.3 Etapa 2 - Dimensionamento

O dimensionamento das seções seguiram os mesmos princípios que os explicitados no item 3.1.3, ou seja, foram utilizadas as mesmas seções da viga original.

Os cabos de protensão foram distribuídos baseados nas posições da viga existente. Foram utilizados cabos de 7 cordoalhas, ϕ 12,7mm CP190RB, tipo de aço de protensão mais comum na atualidade. Seguem abaixo a distribuição dos cabos dentro do programa *Concise Beam*.

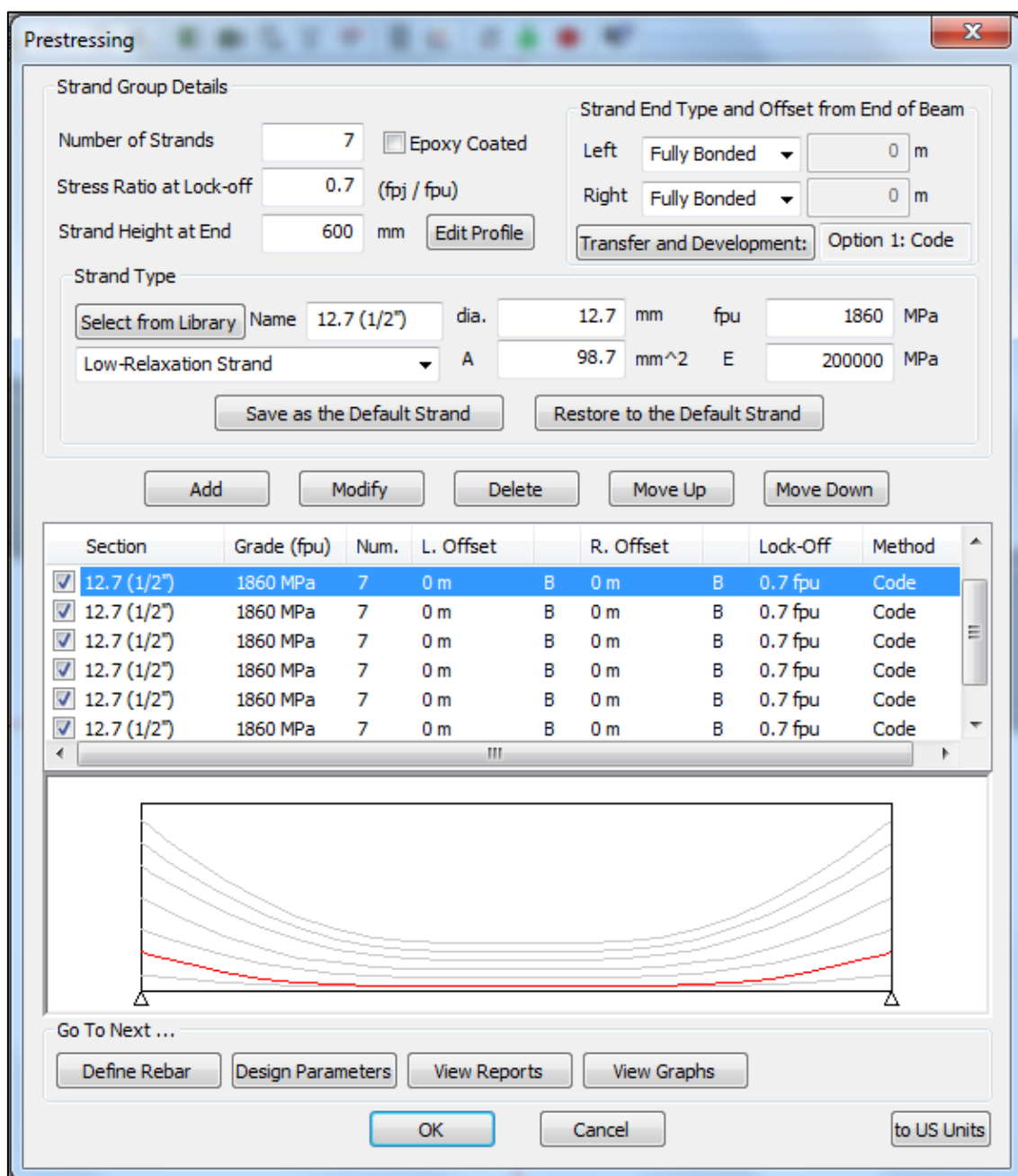


Figura 34 – Distribuição dos cabos no programa (projeto atual)

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

3.2.3.1 Cálculo da Armadura Passiva

O cálculo da armadura passiva seguiu os mesmos conceitos mostrados no item 3.1.5.1.

O momento para consideração foi retirado do diagrama de flexão gerado pelo programa somente contendo as armaduras de protensão (figura 35).

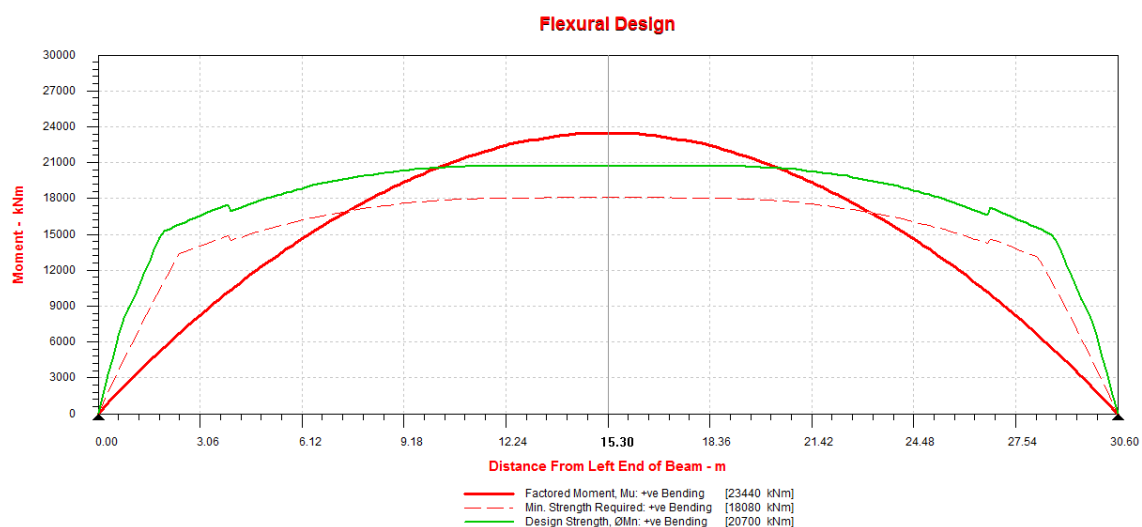


Figura 35 – Resistência à flexão (projeto atual) – 1ª tentativa

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

Legenda:

- Momento solicitante de projeto (ELU)
- - Mínima resistência de projeto
- Momento resistente de projeto

O momento foi calculado fazendo a diferença entre o momento solicitante e o momento resistente de projeto, conforme mostra o cálculo a seguir.

$$M = 23440 - 18080 = 5360 \text{ kN.m}$$

Logo, utilizando a fórmula 2, a área de aço necessária é de 45,58 cm² e foram utilizadas 10 ϕ 25mm (49,09 cm²), distribuídas em 1 camada, conforme mostra a imagem do programa 36.

Reinforcing Steel

Reinforcing Steel Group Details

Number of Bars/Wires: 10 Welded Wire Reinforcement? Epoxy Coated

Spacing of Bars/Wires *: 80 mm Spacing of Cross Bars/Wires *: 300 mm * Center to center of bars/wire. If the spacing is variable then specify the minimum spacing. Use side cover for single bars.

Vertical Offset **: 57.5 mm from Bottom of Precast Beam [BB] ** Bars measured from the top of the CIP pour are embedded in the CIP pour. Otherwise bars are embedded in the precast beam. Offset to center of bar group.

Offset from Left: 0 m Straight Embed. [SE]

Offset from Right: 0 m Straight Embed. [SE]

Reinforcing Bar/Wire Type

Select from Library Name: 15M dia.: 25 mm fy: 500 MPa

Deformed Bar A: 491 mm² E: 200000 MPa

Save as the Default Reinforcing Restore to the Default Reinforcing Low Ductility (AS/NZ Type L Steel)

Add Modify Delete Move Up Move Down

Section	Grade (fy)	Num.	Spacing	Lat. Spc	Offset	from	L. Offset	R. Offset	
<input checked="" type="checkbox"/> 15M	500 MPa	10	80 mm		57.5 mm	BB	0 m	SE	0 m SE

Go To Next ...

Define Prestressing View Reports View Graphs

OK Cancel to US Units

Figura 36 – Armadura passiva (projeto atual)

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

3.2.3.2 Cálculo da Armadura Transversal (Estribos)

O cálculo da armadura transversal foi realizado segundo os conceitos citados no item 3.1.5.2. Sendo assim, a armadura mínima foi de 12,63 cm²/m e a armadura calculada forneceu 0,59 cm²/m. Portanto, a área de aço utilizada foi a mínima, sendo 1 ϕ 12,5mm a cada 15cm.

3.2.4 Etapa 3 – Análise Estrutural

Seguem abaixo os principais diagramas fornecidos pelo programa *Concise Beam*, referentes ao novo projeto.

O diagrama de resistência à flexão, representado na figura 37, garante que a resistência de projeto é maior que a solicitante, o que pode-se concluir que a estrutura está segura quanto à flexão no Estado Limite Último.

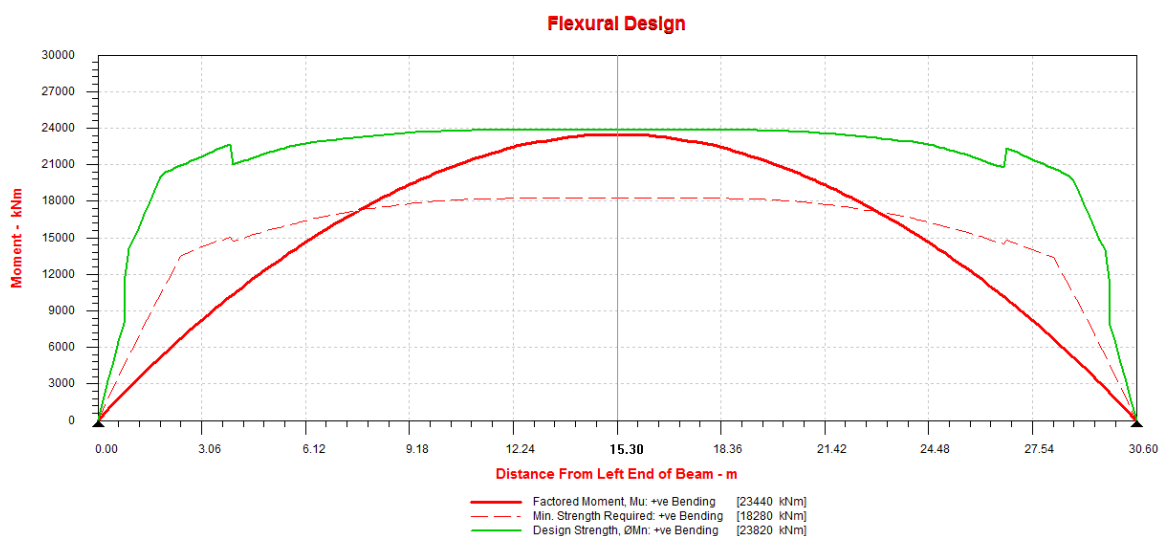


Figura 37 – Resistência à flexão (projeto atual) – 2ª tentativa

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

Legenda:

- Momento solicitante de projeto (ELU)
- - - Mínima resistência de projeto
- Momento resistente de projeto

O diagrama da figura 38 demonstra o comportamento da viga com relação à força cortante. Nota-se que a linha verde, representante da força cortante resistente de cálculo, está acima das outras linhas, o que significa que a estrutura está atendendo com segurança aos esforços solicitantes. Também pode-se notar que seção crítica está próxima aos apoios.

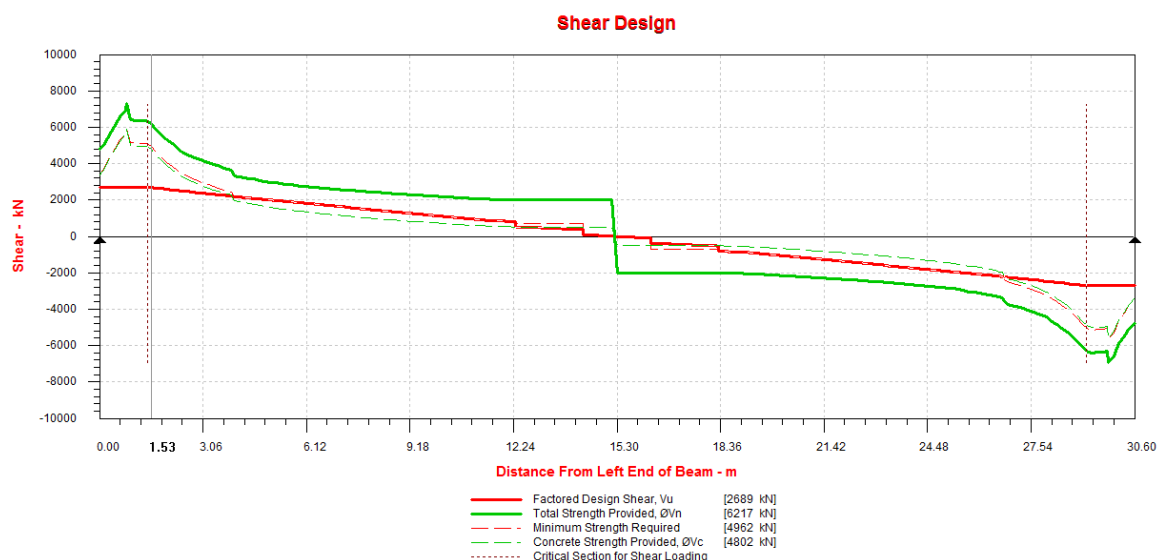


Figura 38 – Força cortante (projeto atual)

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

Legenda:

- Força cortante solicitante de projeto
- Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal
- - Força cortante solicitante mínima
- - Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
- Seção crítica para a cortante na face de apoio, bielas inclinadas

Na figura 39 encontra-se o diagrama que representa a resistência em serviço da estrutura. Pode ser observado que a compressão máxima resistente do concreto (linha verde) está superando a tensão na fibra superior da viga. Isto significa que a estrutura está segura quanto ao Estado Limite de Serviço.

Também pode ser observado nessa figura que a linha que representa a tensão na fibra inferior da viga (vermelho tracejado) está entre a linha representante da tensão limite para protensão completa e a linha de tensão limite para controle de fissuras. Isso significa que a viga está no regime de protensão limitada. De acordo com a NBR 6118:2014, existe protensão limitada quando se verificam as duas condições seguintes:

- a) Para as combinações quase permanentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de descompressão;
- b) Para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de formação de fissuras.

As vigas com protensão limitada são dimensionadas para tensões moderadas de tração em serviço, considerando-se uma probabilidade muito pequena de fissuração do concreto. As fissuras eventualmente abertas, devido à atuação de uma sobrecarga transitória, se fecham após a passagem da carga, pois as seções permanecem comprimidas sob o efeito das cargas quase permanentes. Neste caso, a viga fica sujeita a tensões de protensão menores do que a viga original produzida por uma protensão total, o que pode trazer as seguintes vantagens:

- Menores tensões de tração e compressão na época da protensão;
- Melhor comportamento no que diz respeito às deformações (flechas) sob o efeito da fluência no concreto;
- Maior participação da armadura suplementar na ruptura. Tensões de protensão menores implicam em mais armadura passiva. Como o aço CP é mais caro que o aço CA, esse balanço entre armaduras ativa e passiva pode conduzir a uma solução mais econômica.

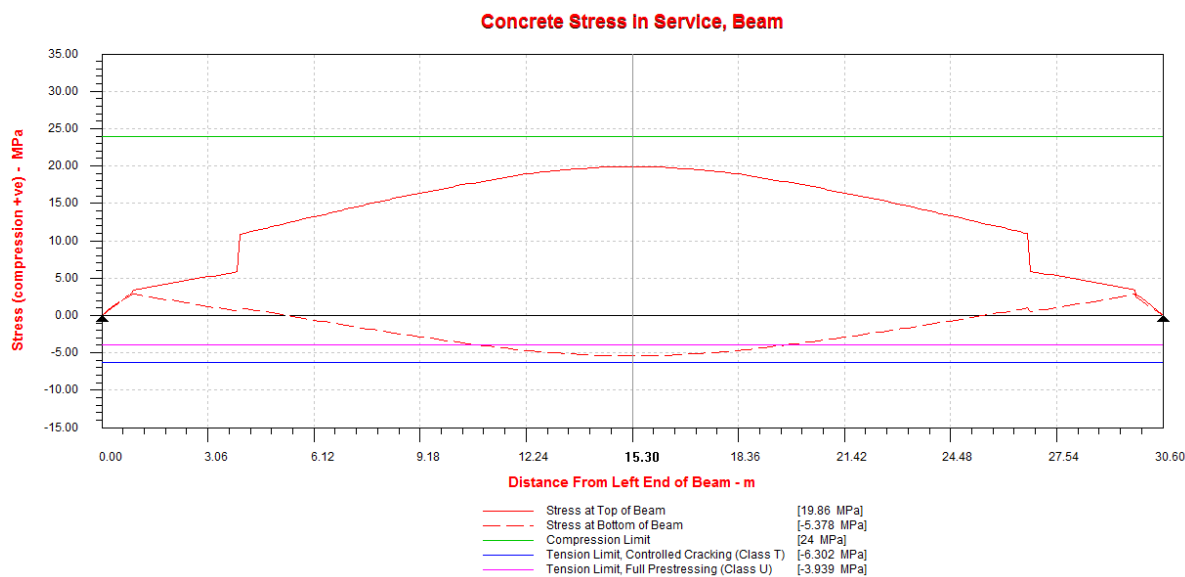


Figura 39 – Resistência em Serviço (projeto atual)

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

Legenda:

- Tensão na fibra superior da viga
- - Tensão na fibra inferior da viga
- Tensão máxima resistente do concreto
- Tensão limite para controle de fissuras
- Tensão limite para protensão completa

A linha vermelha no diagrama da figura 40 representa a flecha estimada pela transferência da protensão. A flecha de 2,245 mm para baixo significa que a viga não está totalmente protendida, como na viga original. Porém, a flecha é muito pequena frente ao tamanho do vão de 30,6 m. Assim pode ser concluído que não há a necessidade de maior protensão já que as outras solicitações estão sendo atendidas.

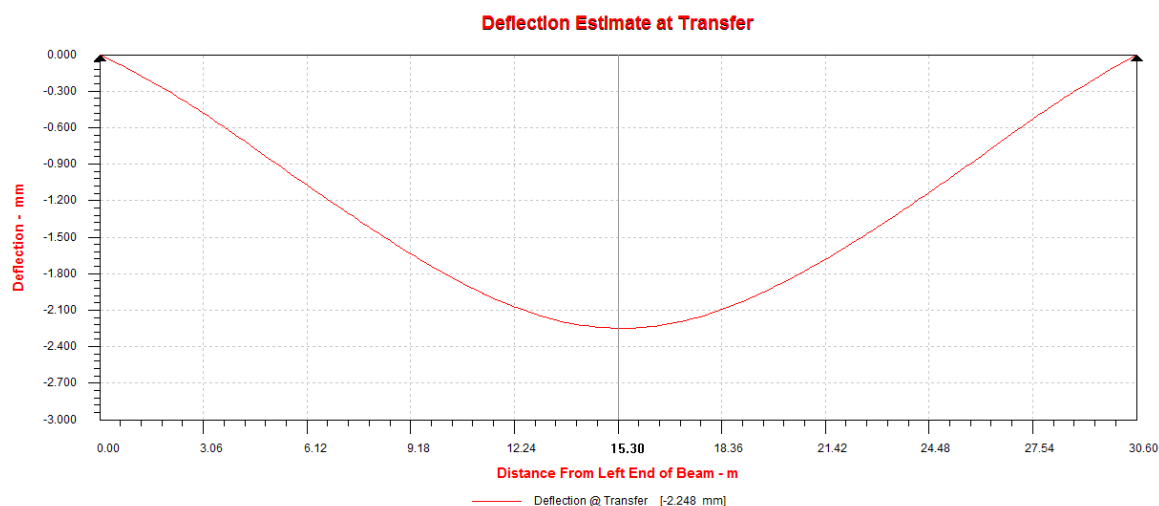


Figura 40 – Estimativa de flecha na transferência da protensão (projeto atual)

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

O diagrama mostrado na figura 41, representa a flecha total final da estrutura. A flecha para a viga na fase final de protensão com as cargas permanentes e acidentais é de 29,61 mm, dentro do limite aceitável pela NBR 6118:2014 de $L/350$ (87 mm), onde L é o vão da estrutura.

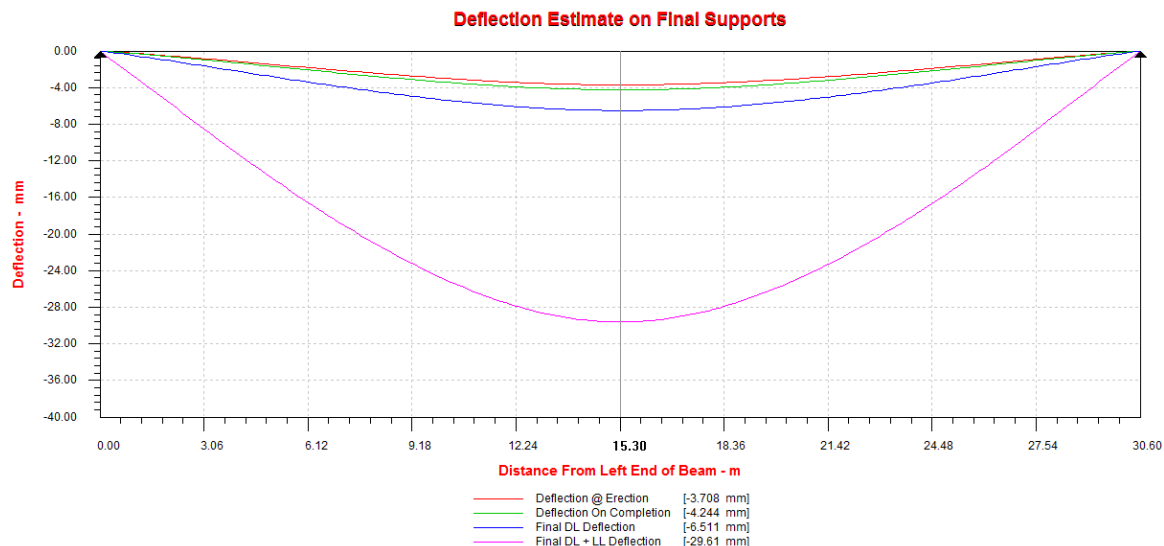


Figura 41 – Estimativa de flecha final (projeto atual)

Fonte: *Concise Beam*, versão 2014

Legenda:

- Flecha no ato da protensão
- Flecha considerando carga permanente na 1ª fase de protensão
- Flecha com efeito de longa duração
- Flecha considerando protensão, carga permanente total e carga variável

3.2.5 Etapa 4 – Detalhamento da viga

O detalhamento da viga foi elaborado com um grande número de informações e detalhes para que uma possível execução seja facilitada. Estão presentes todas as dimensões da viga, posições dos cabos, detalhamento da armadura passiva e resumo do aço.

Esta etapa está apresentada nas pranchas do apêndice A.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, é apresentado de forma sucinta um quadro comparativo entre os resultados do projeto da viga original e o da viga proposta.

Quadro 1 – Comparativo entre as características da viga original e da viga proposta

		ORIGINAL	PROPOSTA
RESISTÊNCIA A FLEXÃO	Momento solicitante de projeto (kN.m)	26270,00	23440,00
	Mínima resistência de projeto (kN.m)	25460,00	18280,00
	Momento resistor de projeto (kN.m)	16690,00	23820,00
FORÇA CORTANTE	Força cortante solicitante de projeto(kN)	3462,00	2689,00
	Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal (kN)	7226,00	6217,00
	Força cortante solicitante mínima (kN)	5896,00	4962,00
	Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto (kN)	5636,00	4802,00
RESISTÊNCIA A SERVIÇO	Tensão na fibra superior do concreto (MPa)	20,77	19,86
	Tensão na fibra inferior do concreto (MPa)	-0,71	-5,38
	Tensão máxima resistente do concreto (MPa)	16,80	24,00
	Tensão limite para controle de fissuras (MPa)	-5,27	-6,30
	Tensão limite para protensão completa (MPa)	-3,30	-3,94
	Flecha (mm)	15,52	29,61

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÃO

Um dos objetivos específicos deste trabalho é a comparação entre o dimensionamento da viga original e o redimensionamento da viga utilizando os conceitos atuais de norma. Por falta de maiores detalhes e parâmetros utilizados na época, não foi possível elaborar uma modelagem fiel à viga original, sendo necessária a suposição de algumas premissas. Ainda assim, conseguiu-se apresentar aqui importantes diferenças nos dimensionamentos e análises, principalmente no que tange aos esforços produzidos pela carga variável.

As principais diferenças de projeto entre os dois dimensionamentos foram: resistência à compressão do concreto, trem-tipo e tipo de cabo de protensão.

O f_{ck} do concreto utilizado originalmente era de 28 Mpa, enquanto que o novo foi de 40 Mpa. Com uma seção variável, apresentando-se bastante esbelta no meio do vão, a viga original não resistiu aos esforços solicitantes de compressão visto que a resistência do concreto era mais baixa. Nas vigas, é necessário garantir boas condições de ductilidade, respeitando os limites da posição da linha neutra (x/d). Já no novo projeto, os esforços solicitantes foram supridos pela resistência do concreto e do aço.

Devido ao trem-tipo considerado na época ser mais conservador que o TB-270 utilizado no novo dimensionamento, o momento fletor solicitante de projeto, no primeiro caso, foi 12,07% maior que no segundo. Já a força cortante solicitante mostrou ser 27,75% maior que na viga proposta.

A flecha final apresentada no dimensionamento da viga original foi 90,8% menor que a viga proposta. Isto deve ao tipo de cabo utilizado no primeiro caso, com 12 cordoalhas, enquanto que a nova viga foi dimensionada com cabos de 7 cordoalhas. Como a protensão na viga original foi maior que na segunda, a flecha acabou sendo menor. Apesar da flecha no redimensionamento ter sido maior, ela está ainda dentro dos limites aceitáveis

da norma, garantindo que esta, num regime de protensão limitada, torna-se mais econômica que a outra no regime de protensão completa.

Observando os diagramas produzidos pelo programa *Concise Beam*, pode-se concluir que o dimensionamento da viga com premissas da original não apresentou resultados satisfatórios com relação à flexão e a resistência em serviço. Já para o novo projeto, os resultados estão dentro dos parâmetros de segurança quanto ao Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço.

Pode ser concluído ainda, que o presente trabalho está apto para servir de comparação para novas análises, inclusive uma análise dinâmica para verificar a fidelidade do coeficiente de impacto aqui utilizado.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com os resultados obtidos no presente trabalho, e durante a sua realização, surgiram vários assuntos que podem ser utilizados como fonte de estudo para possíveis trabalhos. Esses estudos podem vir a ser uma comparação de resultados obtidos através de outros métodos e/ou outros materiais, ou até mesmo uma complementação do mesmo.

Como complementação deste estudo, pode-se realizar o dimensionamento da meso e da infraestrutura da ponte, para o mesmo tipo de cargas e situações utilizadas no dimensionamento da longarina. Obtendo-se assim o projeto da ponte inteira.

Tem-se como sugestão, também, realizar a análise dinâmica da estrutura e comparar com a análise estática aqui realizada prevista nas normas existentes.

Uma das outras possibilidades seria realizar o dimensionamento da mesma viga ferroviária com concreto armado e posteriormente comparar o resultado obtido com o presente resultado por meio de uma ótica financeira apresentando no final o projeto mais viável.

Outro recurso que pode ser explorado é a realização do mesmo dimensionamento e análise utilizando a norma brasileira vigente ao invés de utilizar o código americano de concreto (American Concrete Institute - ACI).

A partir deste trabalho, também existe a sugestão de criar um programa voltado para o concreto protendido assim como o *Concise Beam*, porém utilizando as normas brasileiras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE **ACI 318-11**: *building code requirements for structural concrete and commentary*. ACI Committee, 2011.

ALMEIDA, Sérgio Marques Pereira de; SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; CORDEIRO, Thomas José Ripper. **Processos construtivos de pontes e viadutos pré-moldados no Brasil** – I Congresso Nacional da Indústria de Pré-Fabricação em Betão. Porto, Portugal, 2000.

ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres. **Relatório Anual de Acompanhamento das Concessões Ferroviárias, 2013** - Disponível em: <<http://www.antt.gov.br>> Acesso em 27 de julho de 2014;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 1**: cálculo e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 2**: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido. Rio de Janeiro, 1961.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 7**: cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias. Rio de Janeiro, 1943.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 116**: cálculo e execução de obras de concreto protendido. Rio de Janeiro, 1970.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: projeto de pontes de concreto armado e concreto protendido. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7189**: cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias. Rio de Janeiro, 1985.

BEGHETTO, Fernando Luiz Martinechen. **Modelagem tridimensional da interação dinâmica entre veículo e ponte ferroviária considerando o contato roda-trilho, as irregularidades da via e variação da velocidade** – Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Paraná. Curitiba, 2011.

BRINA, Helvecio Lapertosa. **Estradas de Ferro** – Vol. 1 e 2 – Livros Técnicos e Científicos Editora S/A – Rio de Janeiro/RJ, 1983.

CARVALHO, Roberto Chust. **Estruturas em Concreto Protendido – cálculo e detalhamento** – Editora PINI – São Paulo, 2012.

CUNHA, Pollyana Gil. **Análise dinâmica de pontes ferroviárias: uma metodologia simplificada** – Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
<<http://www.dnit.gov.br/>> Acesso em 27 de julho de 2014.

ELLER, Rogéria de Arantes Gomes; SOUSA, Wilson Cabral de; CURI, Marcos Lopes Cançado. **Custos do transporte de carga no Brasil: rodoviário versus ferroviário** – Revista de Literatura de Transportes, vol5, n.1, 2011.

JUNIOR, Humberto Alves Gomes. **Vigas protendidas – estudo da norma e modelagem com auxílio de programa de análise comercial** – Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2009.

MATTOS, Tales Simões. **Programa para análise de superestruturas de pontes de concreto armado e protendido** – Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2001.

NETO, Camilo Borges. **Manual Didático de Ferrovias – 2012** – Universidade Federal do Paraná – Curitiba/PR, 2012.

REVISTA ESTRUTURA 93. **Ponte ferroviária da empresa Engefer – Projeto Eng. Fernando Uchoa Cavalcanti**. Publicação em dezembro 1980.

REZENDE, Robertta Dantas. **Estudo técnico e dimensionamento da superestrutura da ponte ferroviária sobre o rio Wouri no Camarões, África** - Projeto de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2013.

VALE S/A. **Manual Técnico da Via Permanente** – Vale –2009.

APÊNDICE A