

Luiz Antonio Forte

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE DIFERENTES
PROPOSTAS DE LONGARINAS PARA PONTES DE
CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso
submetido à aprovação parcial do
Curso de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Santa
Catarina para a obtenção do Título de
Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Daniel Domingues
Loriggio, Dr.

Florianópolis
2014

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Forte, Luiz Antonio

Dimensionamento e análise de diferentes propostas de longarinas para pontes de concreto armado / Luiz Antonio Forte ; orientador, Daniel Domingues Loriggio - Florianópolis, SC, 2014.

101 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Dimensionamento e análise. 3. Longarinas de pontes. 4. Concreto armado. I. Loriggio, Daniel Domingues . II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE DIFERENTES
PROPOSTAS DE LONGARINAS PARA PONTES DE
CONCRETO ARMADO**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado à obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 14 de Julho de 2014.



Prof. e Orientador Daniel D. Luggio, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

À minha família, em especial a minha mãe Eva, pela educação, dedicação e amor durante todos esses anos de convívio. Mesmos nos mais difíceis dias das nossas vidas onde muito nos faltava, sempre existiu o que mais importa nas nossas vidas, o amor e o companheirismo. Ao meu tio Adão, pessoa que sempre foi um espelho para mim, na falta de um pai, sempre próximo durante minha criação e no desenvolvimento do ser humano que sou hoje, nunca negando um amparo de qualquer espécie que fosse.

Aos meus colegas de aula alguns mais próximos que outros, mas ninguém menos importante, por tantos dias de estudos, de trabalhos que muitas vezes nos consumiram finais de semanas inteiros. E aos meus professores pelo conhecimento transmitido em especial ao professor Daniel pela disposição na orientação deste Trabalho de Conclusão de Curso.

"A mente que se abre a uma nova idéia jamais volta ao seu tamanho original."

(Albert Einstein).

RESUMO

Esta monografia tem como objetivo a apresentação de uma proposta de tabelas eletrônicas de cálculo, para o dimensionamento de longarinas de pontes de concreto armado convencional com duas longarinas. Para obtenção os momentos fletores sobre as vigas utilizou-se do aplicativo Dualong, desenvolvido por Souza (2011). Foi realizado um levantamento sobre os tipos de pontes e considerações que se devem ter antes de sua concepção, a partir da situação proposta de pontes em concreto armado com duas vigas principais. Foi utilizado para critério de comparação e validação dos resultados encontrados, a ponte do projeto 01 das Notas de Aula de Spornau (2013), a qual também serviu de referência para Souza (2011). Nas planilhas de cálculo estão contidos os dimensionamentos das armaduras de flexão e a análise da fadiga nas mesmas. As vigas foram tratadas como vigas T, considerando a contribuição da laje do tabuleiro. Teve-se como intuito avaliar as implicações no consumo de materiais a partir da alteração da posição dos elementos construtivos da ponte, a fim de encontrar entre as propostas estudadas aquelas que fossem mais interessantes no que se refere ao consumo de materiais

Palavras-chave: Longarinas de pontes. Armaduras de flexão. Análise da fadiga. Vigas T. Aplicativo Dualong.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Vista geral de uma ponte, mostrando os principais elementos estruturais	14
Figura 2 - Tipos estruturais de pontes.....	15
Figura 3 - Ilustração da esconsidade à direita (a) e à esquerda (b).....	16
Figura 4 - Figura dos trens tipo.....	24
Figura 5 - Tipos de seções transversais das pontes em viga e laje	25
Figura 6 - Janela de apresentação do Dualong.....	27
Figura 7- Seção longitudinal 1, Dualong	28
Figura 8 - Seção longitudinal 2, Dualong	29
Figura 9 - Seção transversal 1, Dualong	29
Figura 10 - Seção transversal 2, Dualong	30
Figura 11 - Seção transversal 3, Dualong.....	31
Figura 12 - Cortina e Ala 1, Dualong.....	31
Figura 13 - Cortina e Ala 2, Dualong.....	32
Figura 14 - Barreiras, Dualong.....	33
Figura 15 – Dimensionamento, Dualong.....	33
Figura 16 - Tabela de Momentos, Dualong.....	34
Figura 17 - Diagrama de Momento, Dualong.....	35
Figura 18 - Projeto 01.....	37
Figura 19 - Notação usual para seção T.....	38
Figura 20 - Vigas contínuas.....	38
Figura 21 - Largura colaborante	39
Figura 22 - Largura de mesa colaborante.....	40
Figura 23 - Linha neutra cortando a mesa.....	41
Figura 24 - Linha neutra cortando a nervura próximo à mesa	41
Figura 25 - Linha neutra cortando a nervura.....	42
Figura 26 - Planilha Calc, dados de entrada.....	47
Figura 27 - Planilha Calc – Momentos Fletores resultados do Dualong.....	47
Figura 28 - Planilha Excel, dados esforço cortante e reação de apoio.....	48
Figura 29 - Planilha de dimensionamento a flexão.....	48
Figura 30 - Distribuição das armaduras.....	49
Figura 31 - Verificação da fadiga para armadura de flexão.....	51
Figura 32 - Dimensionamento armadura de cisalhamento.....	51
Figura 33 - Gráfico dos momentos fletores.....	53
Figura 34 - Gráfico dos momentos fletores decalado.....	54
Figura 35 - Planilha de dimensionamento à flexão.....	55
Figura 36 - Planilha de dimensionamento à flexão, referência.....	55
Figura 37 - Avaliação da fadiga para armadura de flexão.....	57
Figura 38 - Avaliação da fadiga para armadura de flexão, referência.....	57
Figura 39 - Armaduras de cisalhamento, referência.....	58
Figura 40 - Armaduras de cisalhamento.....	59

Figura 41 - Momento Fletor da longarina 1, Ex. Pecapedra	60
Figura 42 - Planilha de dimensionamento à flexão, ex. Pecapedra	60
Figura 43 - Seção Transversal 1 Dualong, exemplo 1.	61
Figura 44 - Seção Transversal 2 Dualong, exemplo 1.	61
Figura 45 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 1.	62
Figura 46 - Diagrama de momento Fletor da longarina 1, exemplo 1.	62
Figura 47 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 1.	63
Figura 48 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 2.	63
Figura 49 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 2.	64
Figura 50 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 3.	64
Figura 51 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 3.	65
Figura 52 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 4.	65
Figura 53 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 4.	66
Figura 54 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 5.	66
Figura 55 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 5.	67
Figura 56 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 6.	68
Figura 57 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 6.	68
Figura 58 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 7.	69
Figura 59 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 7.	69
Figura 60 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 8.	70
Figura 61 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 8.	70
Figura 62 - Planilha de dimensionamento à flexão, fck de 30 Mpa.	71
Figura 63 - Planilha de dimensionamento à flexão, fck de 35 Mpa.	72
Figura 64 - Planilha de dimensionamento à flexão, fck40.	72
Figura 65 - Seção transversal do exemplo Novo	73
Figura 66 - Esquema longitudinal do exemplo Novo.	73
Figura 67 - Momentos Fletores viga 1 Dualong, exemplo Novo.	74
Figura 68 - Momentos Fletores viga 2 Dualong, exemplo Novo.	74
Figura 69 - Dimensionamento das armaduras viga1, exemplo Novo.	75
Figura 70 - Dimensionamento das armaduras viga 2, exemplo Novo.	75
Figura 71 - Seção transversal do exemplo Novo 2	76
Figura 72 - Esquema longitudinal do exemplo Novo 2	76
Figura 73 - Momentos Fletores viga1 Dualong, exemplo Novo 2	77
Figura 74 - Momentos Fletores viga2 Dualong, exemplo Novo 2	77
Figura 75 - Dimensionamento das armaduras viga1, exemplo Novo 2.	78
Figura 76 - Dimensionamento das armaduras viga 2, exemplo Novo 2.	78
Figura 77 - Gráfico de decalagem, exemplo Spernau.	85
Figura 78 - Gráfico de decalagem, exemplo Pecapedra.	86
Figura 79 - Gráfico de decalagem, exemplo 1.	87
Figura 80 - Gráfico de decalagem, exemplo 2.	88
Figura 81 - Gráfico de decalagem, exemplo 3.	89
Figura 82 - Gráfico de decalagem, exemplo 4.	90
Figura 83 - Gráfico de decalagem, exemplo 5.	91
Figura 84 - Gráfico de decalagem, exemplo 6.	92
Figura 85 - Gráfico de decalagem, exemplo 7.	93

Figura 86 - Gráfico de decalagem, exemplo 8.	94
Figura 87 - Gráfico de decalagem, exemplo fck 35.	95
Figura 88 – Seção 5, exemplo fck 35.	96
Figura 89 - Seção 0, exemplo fck 35.	96
Figura 90 - Gráfico de decalagem viga 1, exemplo Novo.	97
Figura 91 - Gráfico de decalagem viga 2, exemplo Novo.	98
Figura 92 - Gráfico de decalagem viga 1, exemplo Novo 2.	99
Figura 93 - Gráfico de decalagem viga 2, exemplo Novo 2.	100
Figura 94 - Seção 5 e 0, viga 1 exemplo Novo 2.	101
Figura 95 - Seção 5 e 0, viga 2 exemplo Novo 2.	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação dos trens-tipo	23
Tabela 2 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas	44
Tabela 3 - Tensões nas armaduras	46
Tabela 4 - Dimensionamento de seção retangular à flexão simples.	56
Tabela 5 - Consumo de aço CA-50 para armadura de flexão.....	71

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	4
RESUMO	6
LISTA DE FIGURAS	7
LISTA DE TABELAS	10
SUMÁRIO	11
1. INTRODUÇÃO	13
1.1 OBJETIVOS	18
1.1.1 <i>Objetivo Geral</i>	18
1.1.2 <i>Objetivos Específicos</i>	19
1.2 METODOLOGIA	19
1.3 JUSTIFICATIVA	19
2. SOLICITAÇÕES DAS PONTES	20
2.1 AÇÕES	21
2.1.1 <i>Ações Permanentes</i>	22
2.1.2 <i>Ações Variáveis</i>	23
2.1.3 <i>Ações excepcionais</i>	25
2.2 RESULTADOS DAS AÇÕES	25
2.2.1 <i>Pontes em viga</i>	25
2.2.2 <i>Dualong</i>	26
3. DIMENSIONAMENTO	35
3.1 TIPOLOGIA DA ESTRUTURA	36
3.2 VIGA T	37
3.3 ARMADURA MÍNIMA	43
3.3 VERIFICAÇÃO DA FADIGA	44
3.4 PLANILHA DE CÁLCULO	46
3.4.1 <i>Detalhamento Longitudinal</i>	53
4.1 CONSUMO DE MATERIAIS	59
4.1.1 <i>Exemplo Zousa (2011) - Pecapedra</i>	59
4.1.2 <i>Exemplo 1</i>	60
4.1.3 <i>Exemplo 2</i>	63
4.1.4 <i>Exemplo 3</i>	64
4.1.5 <i>Exemplo 4</i>	65

4.1.6 Exemplo 5	66
4.1.7 Exemplo 6	67
4.1.8 Exemplo 7	68
4.1.9 Exemplo 8	69
4.1.10 Exemplo fck 30, 35 e 40 Mpa.....	71
4.2 EXEMPLO PROJETO NOVO.....	73
4.2.1 Exemplo Novo 2.....	76
5. CONCLUSÃO	79
5.1 SUGESTÃO PARA ESTUDOS FUTUROS	80
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	82
REFERÊNCIAS NORMATIVAS	83

1. INTRODUÇÃO

“Denomina-se ponte a obra destinada a transposição de obstáculos à continuidade do leito normal de uma via, tais como rios, braços de mar, vales profundos, outras vias etc. Quando a ponte tem por objetivo a transposição de vales, outras vias ou obstáculos em geral não constituídos por água é, comumente, denominada viaduto.” (Pfeil, 1979).

Tais obras, pontes e viadutos, possuem estruturas semelhantes e também os métodos de cálculos seguem no mesmo caminho. Tendo isso em mente pode-se partir para a definição das partes/elementos que compõe estas obras.

As pontes podem ser divididas em três partes em uma análise funcional: *infra-estrutura*, *mesoestrutura* e *superestrutura*.

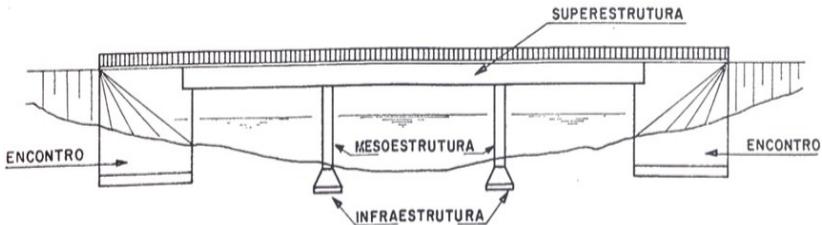
“A *infraestrutura* ou *fundação*, é a parte da obra responsável pela transferência ao solo dos esforços recebidos da mesoestrutura. Compreende as sapatas, estacas e blocos, tubulões, etc.” (SPERNAU, 2013). Destinada por fazer o papel de interação entre a estrutura e o terreno tem sua definição de tipo e tamanho relacionados com as características geotécnicas do local escolhido e os carregamentos.

Ainda segundo Spernau, a *mesoestrutura* é constituída pelos pilares, que recebem em seu topo os esforços da superestrutura transmitindo-os à infraestrutura. Os pilares podem ainda estar submetidos a ações ao longo de sua altura decorrentes de pressões originadas pelo vento, águas em movimento ou solo. São elementos verticais sujeitos a grandes esforços e por consequência podem ter grandes dimensões.

“A *superestrutura*, composta geralmente por lajes e vigas, constitui a parte útil da obra, sob o ponto de vista de sua finalidade” (SPERNAU, 2013). Nela estão localizados a pista de rodagem e/ou passarela de pedestre, assim é parte da obra em que o usuário faz uso propriamente dito. A figura 1 mostra de forma simplificada as partes de uma ponte.

Segundo Pfeil (1979), de acordo com o ponto de vista sob o qual sejam consideradas, as pontes podem classificar-se de diversas maneiras, sendo as mais comuns quanto à finalidade, quanto ao material com que são construídas, quanto ao tipo estrutural, quanto ao tempo de utilização, quanto à fixidez ou mobilidade do estrado entre outras.

Figura 1 - Vista geral de uma ponte, mostrando os principais elementos estruturais



Fonte: Pfeil (1979).

Ainda no que tange suas classificações, temos à finalidade/uso (rodoviário, ferroviário, pedestres entre outros), material constituinte (aço, concreto armado, madeira, mista, etc.), formas construtivas (moldadas em loco ou pré-fabricadas, total ou parcialmente), tipo estrutural (pontes em laje, em viga, arco, pênsil, estais, etc), tempo de utilização (podendo ser de longa duração ou provisórias com tempo de uso relativamente curto) e mobilidade (podem ser fixas ou com estrado móvel, está última utilizada em vias navegáveis para não restringir o gabarito das embarcações).

Segundo Marchetti (2011), são requisitos principais para uma ponte:

“1) *Funcionalidade*

Quanto à funcionalidade, deverá a ponte satisfazer de forma perfeita as exigências de tráfego, vazão etc;

2) *Segurança*

Quanto à segurança, a ponte deve ter seus materiais constituintes solicitados por esforços que neles provoquem tensões menores que as admissíveis ou que possam provocar ruptura;

3) *Estética*

Quanto à estética, a ponte deve apresentar aspecto agradável e se harmonizar com o ambiente em que se situa;

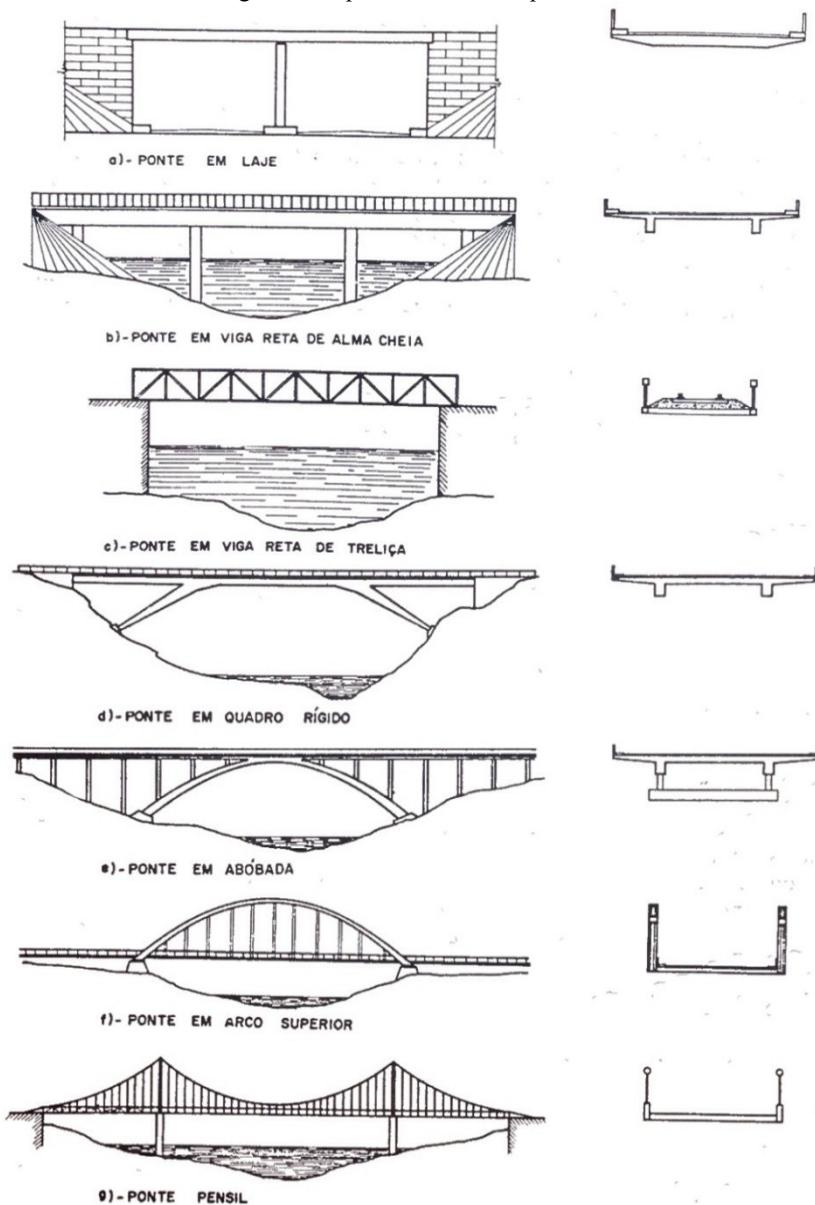
4) *Economia*

Quanto à economia, deve-se **fazer sempre um estudo comparativo de várias soluções** (grifo do autor), escolhendo-se a mais econômica, desde que atendidos os itens 1, 2, 3, 4 e 5;

5) *Durabilidade*

Quanto à durabilidade, a ponte deve atender às exigências de uso durante um certo período previsto.”

Figura 2 - Tipos estruturais de pontes



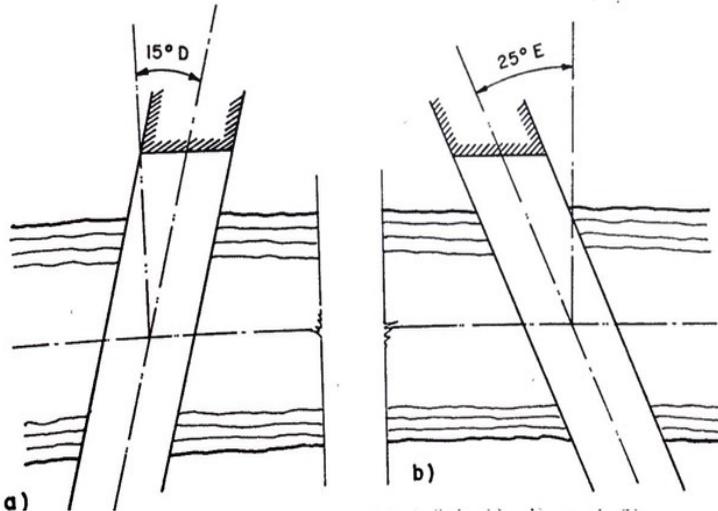
Fonte: Pfeil (1979).

Quanto aos elementos que compõem uma obra de arte, pontes ou viadutos, temos os geométricos, os estruturais, os topográficos, os hidrográficos e os geotécnicos.

a) Elementos geométricos

O projeto de uma ponte possui diversos elementos geométricos usualmente conhecidos. Entre eles podem ser citados o *Tramo*, parte da superestrutura situada entre dois apoios. *Altura de construção*, distância vertical entre o ponto mais alto e o mais baixo da ponte. *Altura livre*, distância vertical entre o ponto mais baixo da superestrutura e o mais alto do obstáculo transpassado. A *Esconsidade*, inclinação entre o eixo da obra e a borda do obstáculo, ou seja, quando não há a formação de um ângulo reto entre ambos.

Figura 3 - Ilustração da esconsidade à direita (a) e à esquerda (b)



Fonte: Pfeil (1979).

Sempre que se inicia um projeto de uma ponte deve-se estar atendo aos gabaritos, espaços livres entre os elementos das pontes, esses possuem diversas finalidades, quando transversal devem respeitar uma largura de pista que permita o trafego dos veículos que utilizam a rodovia, sem problemas. Segundo Pfeil (1979), redução de largura ou eliminação do acostamento, produz-se um estrangulamento psicológico da estrada, no qual resulta em redução do escoamento do tráfego. Há ainda que se programar para acréscimos futuros. Quando esta está sobre vias navegáveis deverá respeitar os gabaritos das embarcações dessas

vias ou ainda para veículos quando tratar-se de viadutos, em casos que isso não for possível deverá partir para o uso de obras que possam ser articuladas, como pontes levadiças.

b) Elementos estruturais

Segundo Spernau (2013), entendemos por elementos estruturais as partes resistentes de uma estrutura. No caso das pontes, os elementos estruturais mais comuns são os que seguem nos próximos parágrafos, apresentados sob suas formas mais usuais.

Da superestrutura: *guarda-corpos*, elementos das extremas laterais para proteção e contenção de pessoas; *passaios*, de uso dos pedestres, podem ser no nível da pista ou elevado; *barreiras* e *defensas*, elementos de contenção dos veículos sobre a pista, podendo ser em concreto armado (rígida) ou em laminas de aço (deformável); *lajes*, elementos de suporte do tabuleiro, recebem o pavimento sobre si; *transversinas*, vigas transversais que servem de apoio para laje e aumento de rigidez da superestrutura, pode ser ligada ou desligada das lajes; *vigas principais* ou *longarinas*, elementos principais da superestrutura recebendo toda a carga desta; *alas*, placas laterais para contenção do solo de aterros; *cortinas*, contem os aterros de acesso e também recebem os carregamentos verticais das lajes.

Da mesoestrutura: *aparelhos de apoio* fazem a ligação da superestrutura e mesoestrutura, alguns tipos comuns são *Freyssinet* ou apoios de neoprene; pórticos ou pilares, elementos verticais (pilares) e horizontais (vigas); *encontros*, elementos de contenção dos empuxos de terra nos acessos da ponte, evitando a transmissão destes para os demais elementos.

Da infraestrutura: *fundações superficiais*, podem ser do tipo bloco ou sapata; *fundações profundas*, podendo ser estacas ou tubulões, utilizadas em solos com baixa resistência.

c) Elementos topográficos

Para a elaboração do projeto faz-se necessário conhecer detalhadamente o terreno do local da obra, para isto é necessário que se faça um levantamento topográfico com plantas planimétricas e altimétricas em diferentes escalas.

d) Elementos hidrológicos

Deve-se ter o conhecimento do comportamento das águas que estão sobre a obra, possuir os levantamentos sobre as cotas de máxima cheia e mínima em estiagens além das possíveis mudanças do leito, velocidade das águas, pesquisa sobre possíveis mudanças do uso da via aquaviária entre outros dados que possam ser relevantes neste contexto.

e) Elementos geotécnicos

Para definição do tipo de fundação é necessário possuir uma boa e ampla gama de informações referente à geologia do local da instalação da ponte, com relatórios de sondagens e análise do solo no local da instalação destes elementos, sejam eles superficiais ou profundos, para que possam ser dimensionados adequadamente.

Para este trabalho serão consideradas pontes em concreto armado de uso rodoviário, com vigas, sendo sempre em número de duas longarinas sendo sempre de altura constante, tendo como base e formato o *projeto 01 Spernau* (2013).

“A viga é o tipo mais simples de estrutura, sendo adequada para uma extensa faixa de variação de vãos, desde 10 metros, nos pontilhões de concreto armado, até mais de 100 metros, em vigas protendidas de altura variável” (DNER, 1996).

Segundo Spernau (2013), constituem o sistema principal da superestrutura, daí chamarem-se vigas principais. Recebem todas as cargas da superestrutura, conduzindo-as à mesoestrutura. Podem assumir formas diversas de acordo com as características da ponte (vão e largura do tabuleiro). Estaticamente podem se apresentar como vigas isostáticas (com ou sem balanços) ou contínuas, em seção aberta ou fechada (seção celular ou caixão).

Ainda segundo DNER (1996), “as estruturas em vigas requerem detalhes de moldagem e de acabamento mais trabalhosos que as estruturas em laje maciça ou vazada, implicando em tempo de construção mais longo e em custo adicional; por outro lado, é possível obter-se soluções mais econômicas através da escolha criteriosa das vigas. A comparação entre os custos de construção das vigas e o da espessura adicional da laje será determinante na escolha da forma estrutural.”

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Dimensionamento e detalhamento de vigas de pontes em concreto armado, sendo verificadas diversas possibilidades de posicionamento dos elementos constituintes da superestrutura e suas proporções, tais como laje do tabuleiro, balanços transversais e longitudinais e dimensões das vigas principais. Dessa forma, conseguir, a partir de vários resultados, escolher um que atenda melhor as exigências de forma possivelmente mais econômica.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Programar a partir de planilhas de cálculo eletrônicas uma rotina de operações a fim de calcular as áreas de aço das soluções de pontes apresentadas.
- Verificar as tensões nestas armaduras para critério de fadiga.
- Fazer um uso prático do aplicativo Dualong, desenvolvido no Trabalho de Conclusão de Curso de Souza (2011), para obtenção dos momentos fletores nas longarinas nas pontes em concreto com duas vigas.
- Analisar as várias opções de escolha para as formas das peças de uma ponte, com resultados diferentes, a possibilidade da execução das armaduras calculadas.

1.2 Metodologia

Foi utilizado para este trabalho um modelo de ponte em concreto armado, padronizada de 30m de comprimento longitudinal, sendo duas abas de 5m (direita e esquerda) e um tramo de 20m apoiado sobre dois pares de pilares paralelos e tendo 3 (três) transversinas intermediárias. Para as medidas transversais temos dois balanços iguais e uma laje central apoiada sobre as vigas principais que por sua vez apóiam nos pilares.

Para o dimensionamento das vigas utilizou-se das metodologias de cálculo de elementos em concreto armado (vigas) previsto nas referências de Fusco (1981) entre outros e na NBR6118:2003, tais fórmulas foram inseridas em planilhas de cálculo tipo MS Excel 2007 e Libre Office Calc 2012, softwares pago e gratuito, respectivamente. Foi utilizado o exemplo 01 das notas de aula de Spornau (2013) afim de validar os resultados das planilhas para as futuras verificações e possibilitar resultados confiáveis.

Para as mudanças propostas será utilizado o aplicativo Dualong (SOUZA, 2011), assim em tempo mais curto extrair os resultados de momentos fletores das diferentes combinações propostas. Após a obtenção das armaduras deveser verificado o critério de fadiga para as mesmas.

1.3 Justificativa

Obras de arte, pontes e viadutos, podem possuir grandes vãos a serem transpostos e por conseqüente grandes dimensões, há ainda obras menores, onde também se aplicam os conceitos aqui expostos, assim um bom projeto acarretará em economia, segurança, durabilidade, vida útil e

modernamente robustez. Desta forma procurou-se utilizar-se de conceitos já amplamente empregados e normatizados com a NBR 6118:2003 para dimensionamentos. A utilização do trabalho de conclusão de curso de Souza (2011) e seu aplicativo Dualong para cálculo de momentos fletores nas vigas de pontes trouxe a possibilidade de conseguir um maior número de resultados de momentos e com estes redimensionar as suas armaduras. E as mudanças propostas, na característica de resistência do concreto, nas dimensões das peças e suas posições, bem como na posição transversal das vigas principais, mais próximas de si no centro ou mais afastadas, permitiu a análise dessas variáveis no resultado final do projeto.

Tal trabalho tem o intuito de justificar de forma clara que um projeto pode ser mais econômico que outro sem deixar de atender as solicitações previstas. Contudo os estudos deverão ser complementados futuramente.

2. SOLICITAÇÕES DAS PONTES

Segundo Pfeil (2013), são tipos de solicitações das pontes as provocadas pelo seu próprio peso, da sua estrutura, consideradas permanentes; as provocadas pelas cargas úteis, veículos e pessoas; as provocadas pelos elementos naturais, ar, terra e água; e as produzidas por deformações internas devido a oscilações de temperatura, retrações e fluência do concreto.

“Para o cálculo de elementos da ponte, as cargas dos veículos e da multidão são utilizadas em conjunto, formando os chamados “trens-tipo”. O trem tipo da ponte é sempre colocado no sentido longitudinal da parte e a sua ação, uma determinada seção do elemento a calcular, é obtida por meio do carregamento da correspondente “linha de influência” conforme determina a NBR 7188:1984. Não devem ser consideradas nesse carregamento as cargas dos eixos ou rodas que produzam a redução da solicitação em estudo. As cargas concentradas e distribuídas que constituem o trem-tipo mantêm entre si distâncias constantes, mas a sua posição com a linha de influência é variável e dever ser tal que produza na seção considerada do elemento em estudo (viga principal, transversina, laje etc.) um

máximo ou mínimo da solicitação” (MARCHETTI, 2011).

2.1 Ações

A NBR 7187:2003 - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento, fixa os requisitos que devem ser obedecidos no projeto, na execução e no controle das pontes de concreto armado e de concreto protendido, excluídas aquelas em que se empregue concreto leve ou outros concretos especiais.

Na aplicação desta Norma é necessário consultar outras normas específicas como NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento, NBR 7188:1984 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre – Procedimento, NBR 7189:1985 - Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias – Procedimento, NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento, NBR 10839:1989 - Execução de obras de arte especiais em concreto armado e concreto protendido – Procedimento, NBR 12655:1996 - Concreto - Preparo, controle e recebimento.

As ações a considerar nos projetos de pontes estão na seção 7 da NBR 7187:2003, sendo elas ações permanentes, variáveis e excepcionais, conforme segue trecho de norma:

“7.1 Ações permanentes

Ações cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante. As ações permanentes compreendem, entre outras:

- 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 de 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.*

7.2 Ações variáveis

Ações de caráter transitório que compreendem, 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.”*

2.1.1 Ações Permanentes

“Na avaliação das cargas devidas ao peso próprio dos elementos estruturais, o peso específico deve ser tomado no mínimo igual a 22kN/m^3 para o concreto simples, 25 kN/m^3 para o concreto armado, 78 kN/m^3 para o aço e 8 kN/m^3 para a madeira” (MARCHETTI, 2011).

Segundo a NBR 7187, 2003, na avaliação da carga devida ao peso do pavimento, deve ser adotado para peso específico do material empregado o valor mínimo de 24 kN/m^3 , prevendo-se uma carga adicional de 2 kN/m^2 para atender a um possível recapeamento. A consideração desta carga adicional pode ser dispensada, a critério do proprietário da obra ou necessidade do projeto, no caso de pontes de grandes vãos.

Ainda segundo a NBR 7187:2003, O empuxo de terra nas estruturas é determinado de acordo com os princípios da mecânica dos solos, em função de sua natureza (ativo, passivo ou de repouso), das características do terreno, assim como das inclinações dos taludes e dos paramentos. Geralmente é necessário sua determinação para o cálculo de elementos da infraestrutura, pilares de encontro e de cortinas; o cálculo é feito supondo-se o terreno sem coesão e que não haja atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações assim determinadas estejam a favor da segurança. O peso específico do solo úmido deve ser considerado no mínimo igual a 18 kN/m^3 e o ângulo de atrito interno no máximo igual a 30° .

“O empuxo d’água e a sub-pressão devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis para a verificação dos estados limites, sendo dada especial atenção ao estudo dos níveis máximo e mínimo dos cursos d’água e do lençol freático” (NBR 7187:2003).

Conforme seção 11 da NBR 6118:2003, a ação da protensão deve ser considerada em todas as estruturas protendidas, incluindo, além dos elementos protendidos propriamente ditos, aqueles que sofrem a ação indireta da protensão, isto é, de esforços hiperestáticos de protensão.

No caso de carregamentos de longa duração deve ser considerada a fluência do concreto, conforme seção 8 (NBR 6118:2003). Para retração ver a mesma seção 8, ambos são apresentados juntos nesta norma.

“Se a natureza do terreno e o tipo de fundações permitirem a ocorrência de deslocamentos que induzam efeitos apreciáveis na estrutura, as deformações impostas decorrentes devem ser levadas em consideração no projeto” (NBR 7187:2003).

2.1.2 Ações Variáveis

Segundo a NBR 7188:1984, temos:

“3.1 Quanto às cargas móveis previstas nesta Norma, as estruturas de transposição classificam-se como segue:

3.1.1 Pontes

Divididas em três classes a seguir discriminadas:

- a) classe 45 - na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450kN de peso total;
- b) classe 30 - na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 300kN de peso total;
- c) classe 12 - na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 120kN de peso total.”

Tabela 1 - Classificação dos trens-tipo

Classe da ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída					Disposição da carga
	Tipo	Peso total		P		p'		
		kN	tf	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²	kgf/m ²	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista
30	30	300	30	5	500	3	300	Carga p' nos passeios
12	12	120	12	4	400	3	300	

Fonte: NBR 7188:1984.

Há de se mencionar que as cargas previstas nesta norma consideram veículos especiais, provenientes das normas alemãs, o que difere das apresentadas em nossas vias devido à diferença dos veículos

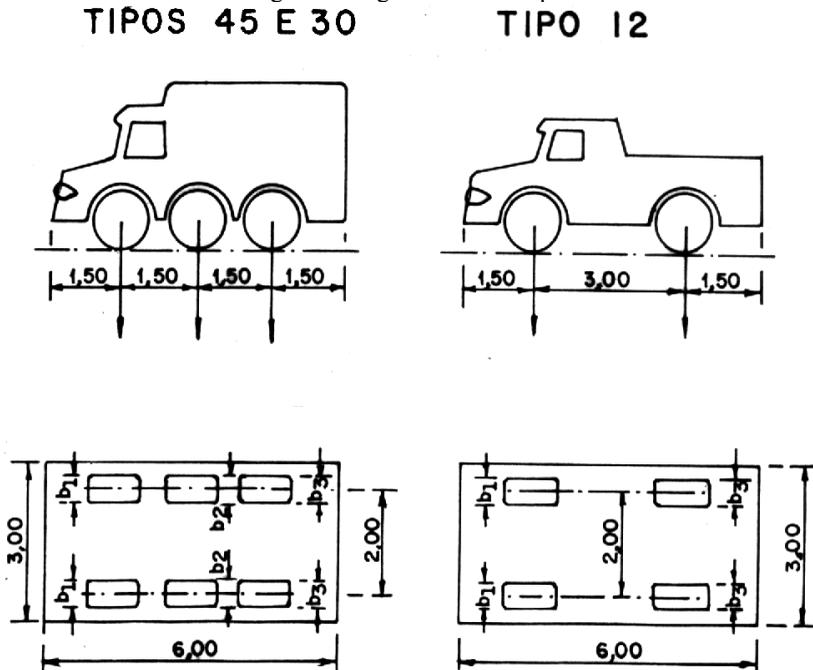
que a utilizam na prática. Na figura 4 temos os desenhos dos trens-tipo utilizados pela NBR 7188:1984.

Quanto às cargas de construção estas podem mudar muito de uma obra para outra, pois dependem dos materiais e do meto construtivo adotado.

Para cargas de vento deve-se atender a NBR 6123:1988.

As pressões da água em movimento serão determinadas pela velocidade da água e a geometria os pilares. Segundo a NBR 7188:1984, a pressão da água em movimento sobre os pilares e elementos das fundações pode ser determinada através da equação $p = k \cdot va^2$, onde: “p” é a pressão estática equivalente, em kN/m²;

Figura 4 - Figura dos trens tipo



Fonte: NBR 7188:1984.

“va” é a velocidade da água, em m/s;

“k” é um coeficiente dimensional, cujo valor é 0,34 para elementos com seção transversal circular. Para elementos de seção retangular utilizar tabela 3 da mesma norma, devido o ângulo de incidência.

Segundo a NBR 6118:2003, item 11.4.2.1, letra “a”, para elementos estruturais cuja menor dimensão não seja superior a 50 cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C;

2.1.3 Ações excepcionais

Há ainda de se considerar as ações excepcionais. Segundo Spernau (2013) são aquelas cuja ocorrência se dá em circunstâncias anormais. Compreendem os choques de objetos móveis, as explosões, os fenômenos naturais pouco frequentes, como ventos ou enchentes catastróficas e sismos, entre outros.

2.2 Resultados das ações

2.2.1 Pontes em viga

Denominam-se pontes com vigas aquelas que os vãos entre apoios são vencidos por vigas, isto é, elementos alongados cujas solicitações internas principais são momentos fletores e esforços cortantes (PFEIL, 1979).

Ainda segundo Pfeil, as pontes em vigas de concreto armado podem classificar-se segundo a disposição das vigas na seção transversal, ou segundo o esquema estrutural de cada viga considerada estruturalmente.

Figura 5 - Tipos de seções transversais das pontes em viga e laje

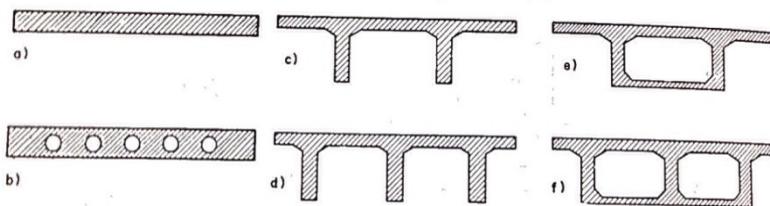


Fig. 4.1.3 Tipos de seções transversais das pontes em vigas e laje:

- a) ponte em laje maciça; b) ponte em laje oca; c) ponte com vigas, em número de duas;
- d) ponte em vigas, em número de três ou mais; e) ponte em viga caixão, com uma célula;
- f) ponte em viga caixão, com duas ou mais células.

Fonte: Pfeil (1979).

“As pontes em laje (Fig. a-5 e b-5) são usadas para vãos pequenos ou médios, quando há interesse em limitar a altura da construção. As

pontes em vigas (Fig. c-5 e d-5) são as de uso mais corrente em vãos médios, pois permitem o emprego de alturas de construção econômicas, com formas relativamente simples (grifo do autor). As vigas trabalham ligadas com a laje do tabuleiro, formando vigas T . Nas vigas em forma de caixa (Fig. e-5 e f-5), o consumo de formas é superior ao da viga T , podendo entretanto obter-se economicamente alturas de construção menores, graças à rigidez a torção da caixa que propicia melhor distribuição transversal das cargas dos veículos” (PFEIL, 1979).

Segundo Pfeil (1979), a superestrutura das pontes em vigas é formada pelos seguintes elementos estruturais:

- a) Vigamento principal, cuja função é vencer o vão livre entre os apoios;
- b) Laje do tabuleiro, cuja função primordial é servir de apoio direto para as cargas atuantes;
- c) Transversinas – vigas transversais cuja função é ligar as vigas principais, podendo também servir de apoio para as lajes;
- d) Cortinas – transversinas especiais, colocadas nas extremidades da obra, servindo para apoio da laje e contenção do terreno.

Segundo Pfeil (1979) o dimensionamento das vigas principais é feito com as solicitações calculadas para as seções transversais das mesmas. As solicitações mais usuais são o momento fletor M e o esforço cortante V ; em alguns casos, têm importância os momentos torsões T .

Ainda segundo Pfeil (1979), o número de seções adotadas em cada tramo varia com o vão do mesmo, podendo adotar-se cinco seções para vãos pequenos (da ordem de 10m a 15m) e dez seções para vãos médios (da ordem de 25m a 30m).

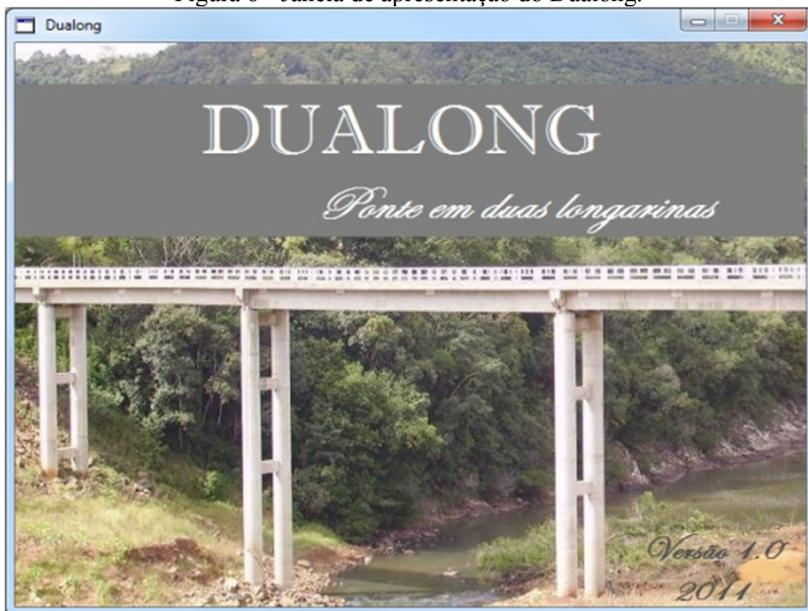
2.2.2 Dualong

O aplicativo Dualong é uma ferramenta de cálculo para a obtenção de momentos fletores nas vigas principais das pontes em concreto armado de duas vigas. O aplicativo foi escrito em linguagem do *REALbasic*.

“O *REALbasic* é uma grande ferramenta para o desenvolvimento de software comercial contendo uma linguagem de programação multiplataforma projetada para facilitar a criação de aplicativos de software que rodam em *Macintosh*, *Windows* e *Linux*. Também é uma excelente escolha para

aprender como uma primeira linguagem de programação devido que possui uma linguagem de programação visual, o que significa que pode ser criada visualmente a interface gráfica do aplicativo *REALbasic*, arrastando e soltando controles pré-construídos no *Windows* gerados pelo programa com o uso do mouse e teclado” (PECAPEDRA, 2011 apud FORD, 2006).

Figura 6 - Janela de apresentação do Dualong.



Fonte: Souza (2011).

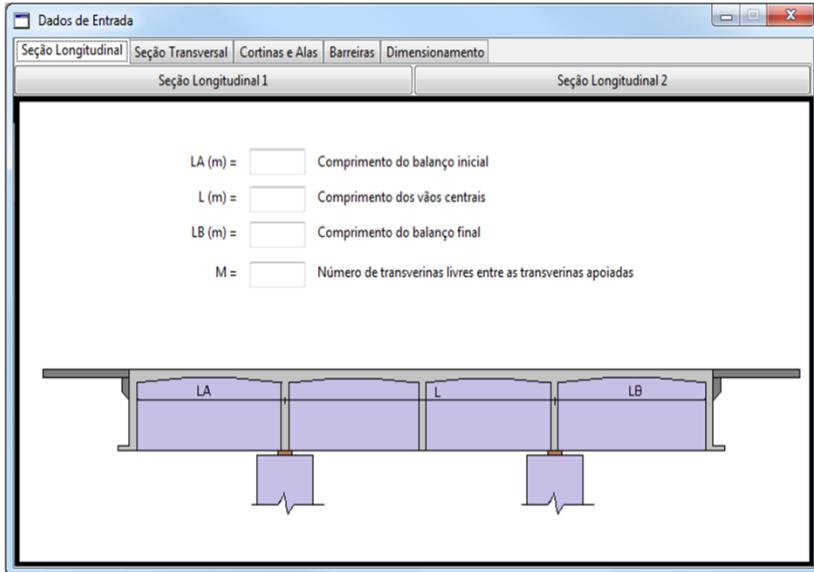
Ainda segundo Souza (2011), o Dualong tem uma interface gráfica simples e dinâmica, e ao mesmo tempo possui uma ampla entrada de dados. Ao ser iniciado o programa são definidas as características geométricas da ponte, o veículo padrão e o número de seções ao longo da longarina. Tem-se como resultado os diagramas e envoltórias de esforços das mesmas, os trens-tipo a partir da distribuição transversal das cargas móveis, quadro de resumo com as ações nominais e combinadas.

O aplicativo também permite a escolha de quantas seções de análise do momento fletor queremos que tenha no resultado, a onde

pode-se usar um divisão como a citada por Pfeil (1979), dez seções, ou escolher uma que melhor atenda as necessidades do projetista.

A seguir teremos algumas figuras de exemplo do aplicativo Dualong com explicações de uso. Na primeira aba temos as seções longitudinal 1 (figura 7) e longitudinal 2 (figura 8).

Figura 7- Seção longitudinal 1, Dualong

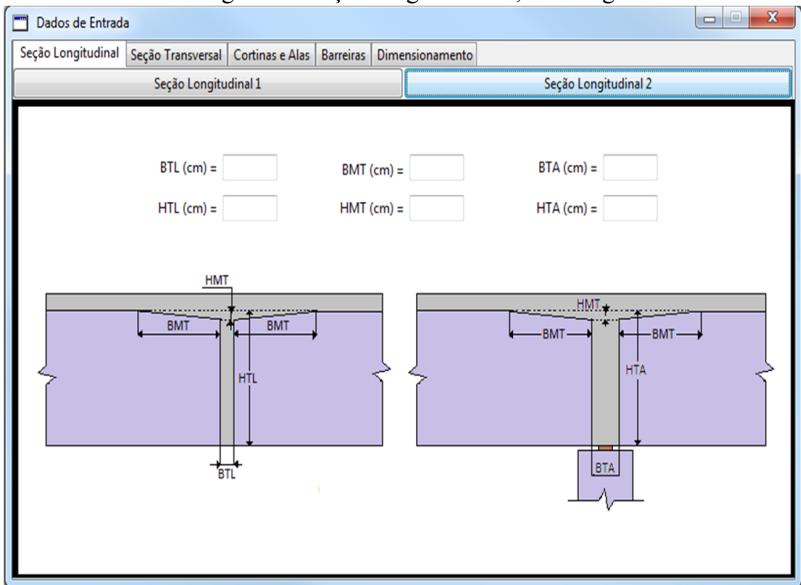


Fonte: Souza (2011).

Na figura 7, seção longitudinal 1, onde vemos uma projeção esquemática da ponte. As definições das abreviaturas estão contidas na tela, assim como as unidades de medidas, no caso são em metros (m). Os balanços iniciais (LA) e finais (LB) podem ser alimentados com diferentes valores para a devida acomodação ao terreno. Tendo ainda o comprimento do vão central (L) e o número de transversinas livres (M) entre as transversinas apoiadas.

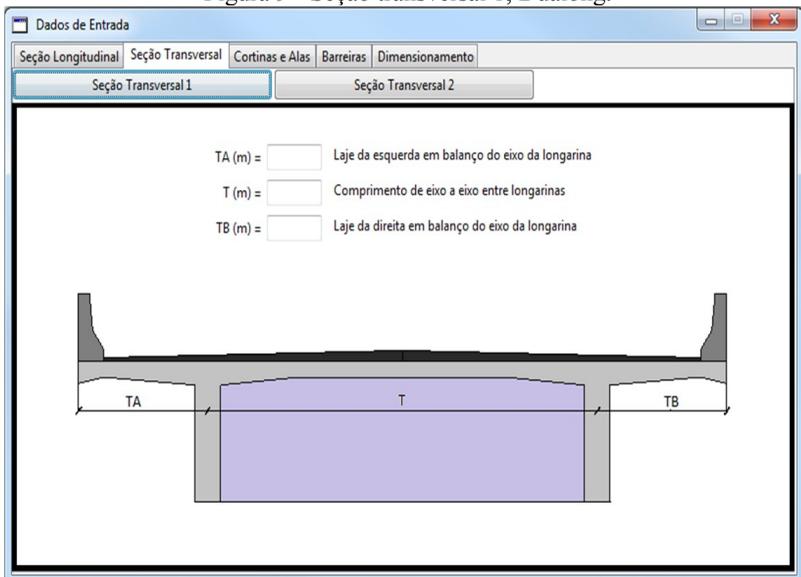
Na figura 8, seção longitudinal 2, define-se as dimensões das transversinas livres e apoiadas. Onde BTL (base das transversinas livres), HTL (altura das transversinas livres), BMT (base das mísulas livres e apoiadas), HMT (altura das mísulas livres e apoiadas), BTA (base das transversinas apoiadas) e HTA (altura das mísulas apoiadas) deverão ser alimentadas todas em centímetros (cm).

Figura 8 - Seção longitudinal 2, Dualong



Fonte: Souza (2011).

Figura 9 - Seção transversal 1, Dualong.



Fonte: Souza (2011).

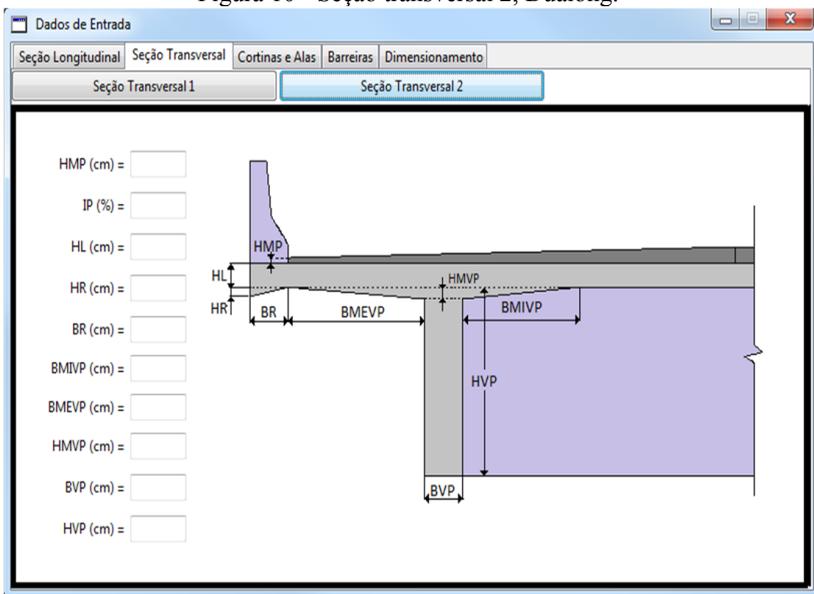
Na segunda aba temos as seções transversal 1 (figura 9) e transversal 2 (figura 10).

Na figura 9, seção transversal 1, temos os balanços laterais, direito (TB) e esquerdo (TA) para alimentar no programa e o comprimento entre eixos das longarinas (T), sendo todas as medidas em metros (m).

Segundo Souza (2011), pode-se observar também que o comprimento dos balanços é considerado pelo aplicativo do centro da longarina até o extremo da laje, por este motivo, para ser obtido balanço nulo, o valor (TA ou TB) deve ser igual à metade da base da longarina.

Na figura 10, seção transversal 2, são as longarinas e o balanço esquerdo que deverão ser alimentados com suas respectivas dimensões. Onde HMP (altura inicial da camada de cobertura da pista de rolamento), HL (altura da laje), HR (altura do respingo), BR (base do respingo), BMIVP (base da mísula interna entre viga e laje central) BMEVP (base da mísula externa entre viga e laje em balanço), HMVP (altura da mísula), BVP (base das vigas principais), HVP (altura das vigas principais) deverão ser alimentados em centímetros (cm) e IP (inclinação do pavimento) em porcentagem (%);

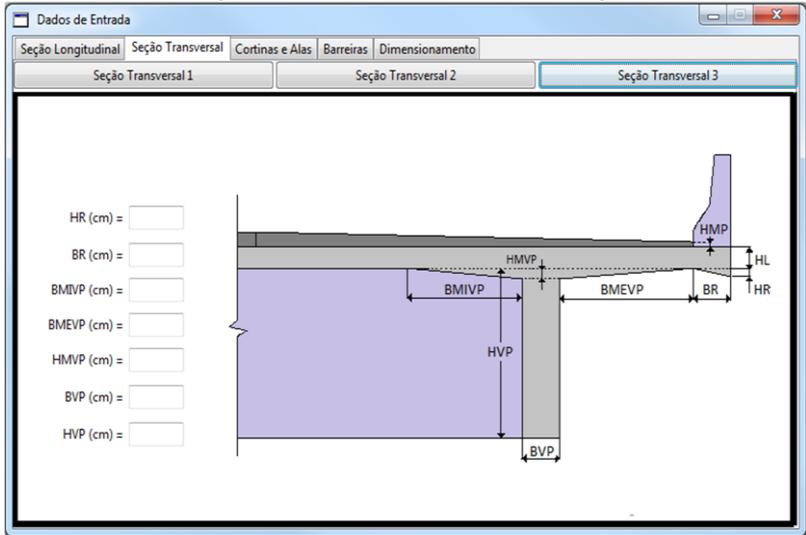
Figura 10 - Seção transversal 2, Dualong.



Fonte: Souza (2011).

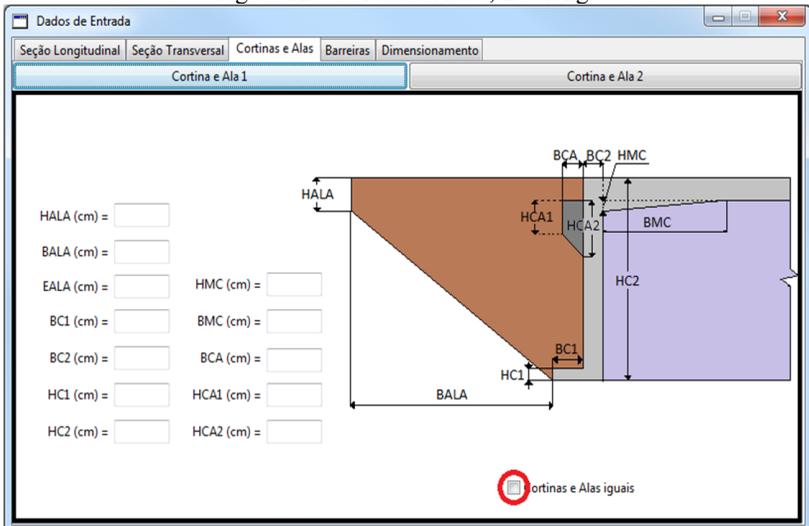
Havendo balanços laterais com dimensões diferentes à esquerda e à direita, aparecerá um novo menu (Seção Transversal 3) da outra viga principal (figura 11), que é semelhante ao menu anterior.

Figura 11 - Seção transversal 3, Dualong.



Fonte: Souza (2011).

Figura 12 - Cortina e Ala 1, Dualong.



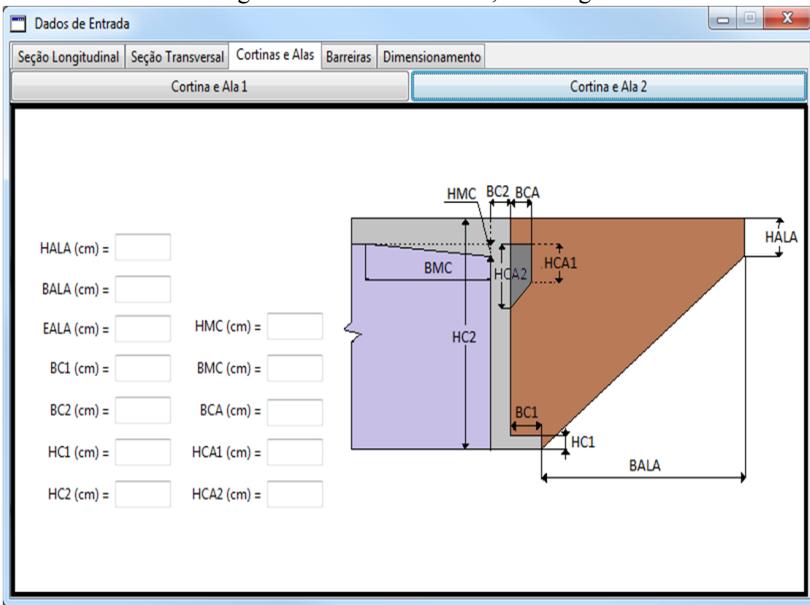
Fonte: Souza (2011).

Na terceira aba temos as cortinas e as alas, inicialmente informaremos as dimensões para a Cortina e Ala 1, caso sejam iguais deverá ser marcado esta opção no *checkbox*, indicado na figura 12, caso contrário aparecerá o menu com a Cortina e Ala 2, figura 13.

Onde HALA (altura inicial da ala), BALA (base da ala), EALA (espessura da ala, esta sigla não aparece no desenho), BC1 (base inferior de apoio do aterro na cortina), BC2 (base da cortina), HC1 (altura da base inferior do aterro na cortina), HC2 (altura da cortina), HMC (altura da mísula da cortina), BMC (base da mísula da cortina), BCA (base do aparelho de apoio da cortina para laje de transição estrada-ponte), HCA1 (altura externa do aparelho de apoio da cortina para laje de transição) e HCA2 (altura interna do apoio da cortina para laje de transição) deverão ser em centímetros (cm).

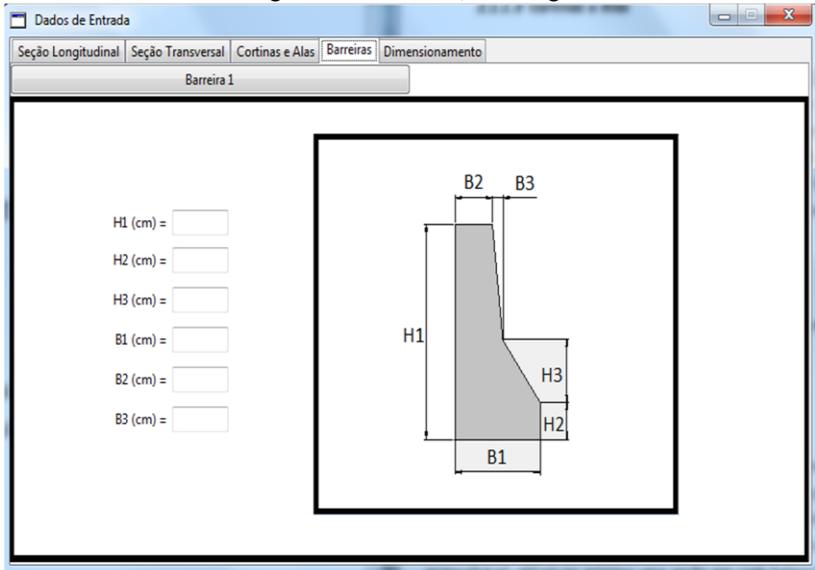
Na quarta aba temos as barreiras (figura 14), sendo a mesma para as duas laterais. Onde H1 (altura total da barreira), H2 (altura até primeiro trecho inclinado), H3 (altura do primeiro trecho inclinado), B1 (base de apoio da barreira), B2 (base superior da barreira) e B3 (base do segundo trecho inclinado) serão sempre em cm.

Figura 13 - Cortina e Ala 2, Dualong.



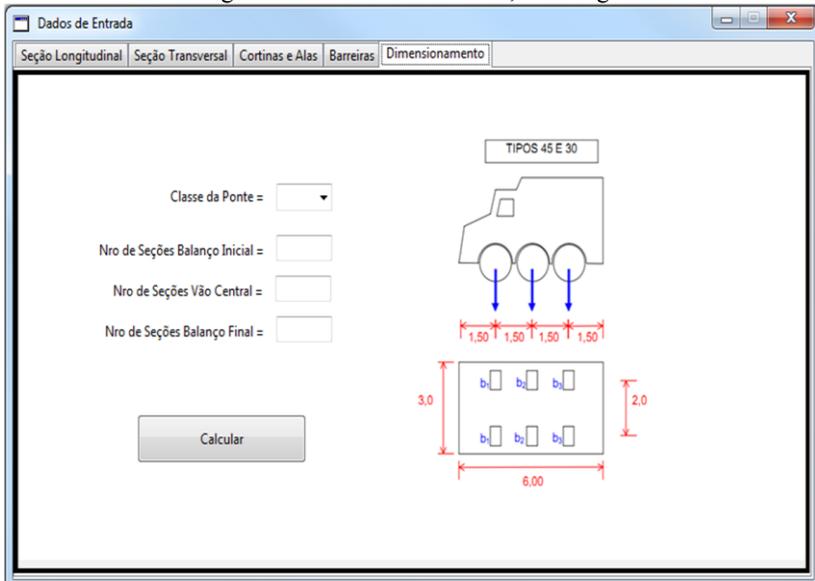
Fonte: Souza (2011).

Figura 14 - Barreiras, Dualong.



Fonte: Souza (2011).

Figura 15 – Dimensionamento, Dualong.



Fonte: Souza (2011).

Na quinta e última aba (figura 15) tem-se o dimensionamento, onde são definidos a classe da ponte, Classe 30 ou Classe 40, e, também, o número de seções de análise para o balanço inicial, para o vão central e para o balanço final. Após definidas as características de apresentação dos dados basta pressionar o botão “Calcular”. Assim que tal tarefa for concluída abrirá uma nova aba com os “Resultados Parciais” (figura 16 e figura 17).

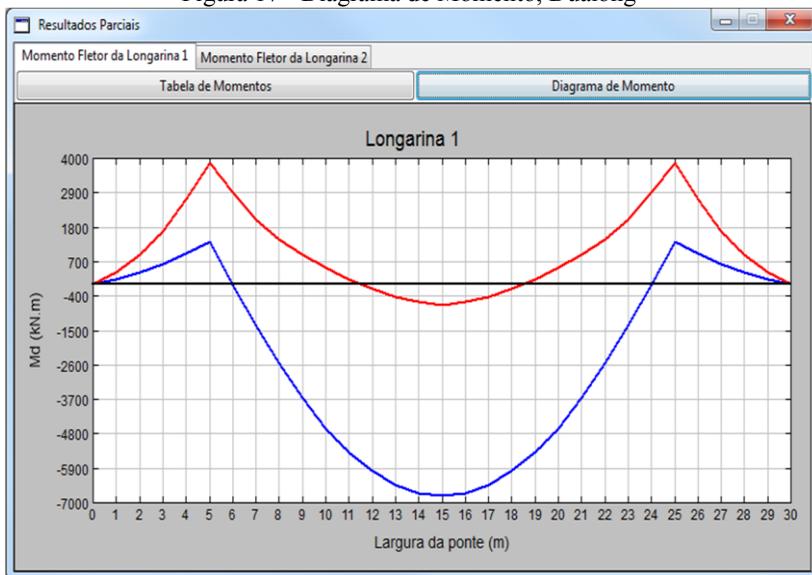
Após finalização da etapa anterior, uma nova janela com os resultados parciais surgirá, apresentando em sua primeira aba o momento fletor da longarina 1 e, na segunda, o momento fletor da longarina 2. Estas abas terão ainda dois menus sendo um a tabela de momentos e outro o diagrama de momento.

Figura 16 - Tabela de Momentos, Dualong.

Seção	Mq	En+	EA+	Mq+	En-	EA-	Mq-	Md+	Md-	Msd+	Msd-	Msd+	Msd-	Msd+	Msd-
1	-145				0,0500	0,0013	-113		-361					-201	-145
2	-351				0,1250	0,0050	-306		-919					-504	-351
3	-620				0,2250	0,0113	-580		-1680					-910	-620
4	-949				0,3750	0,0200	-983		-2704					-1440	-949
5	-1341				0,5250	0,0313	-1417		-3861					-2049	-1341
6	-714	0,1313	0,0238	554	0,4987	0,0313	-1366	61	-2912					-1397	-714
7	-154	0,2475	0,0450	1048	0,4725	0,0313	-1315	1313	-2056	370				-811	-154
8	340	0,3488	0,0638	1482	0,4462	0,0313	-1263	2550	-1428	1081	340			-291	
9	768	0,4350	0,0800	1855	0,4200	0,0313	-1212	3672	-928	1695	768				
10	1131	0,5063	0,0938	2167	0,3937	0,0313	-1161	4617	-494	2214	1131				
11	1428	0,5625	0,1050	2418	0,3675	0,0313	-1110	5384	-126	2637	1428				
12	1658	0,6075	0,1137	2616	0,3413	0,0313	-1058	5983	176	2966	1658				
13	1823	0,6450	0,1200	2768	0,3150	0,0313	-1007	6427	413	3207	1823				
14	1922	0,6675	0,1238	2859	0,2888	0,0313	-956	6693	583	3351	1922				
15	1955	0,6750	0,1250	2889	0,2625	0,0313	-905	6781	688	3399	1955				
16	1922	0,6675	0,1238	2859	0,2888	0,0313	-956	6693	583	3351	1922				
17	1823	0,6450	0,1200	2768	0,3150	0,0313	-1007	6427	413	3207	1823				
18	1658	0,6075	0,1137	2616	0,3413	0,0313	-1058	5983	176	2966	1658				
19	1428	0,5625	0,1050	2418	0,3675	0,0313	-1110	5384	-126	2637	1428				
20	1131	0,5063	0,0938	2167	0,3937	0,0313	-1161	4617	-494	2214	1131				
21	768	0,4350	0,0800	1855	0,4200	0,0313	-1212	3672	-928	1695	768				
22	340	0,3488	0,0638	1482	0,4462	0,0313	-1263	2550	-1428	1081	340			-291	
23	-154	0,2475	0,0450	1048	0,4725	0,0313	-1315	1313	-2056	370				-811	-154
24	-714	0,1313	0,0238	554	0,4987	0,0313	-1366	61	-2912					-1397	-714
25	-1341				0,5250	0,0313	-1417		-3861					-2049	-1341

Fonte: Souza (2011).

Figura 17 - Diagrama de Momento, Dualong



Fonte: Souza (2011).

3. DIMENSIONAMENTO

Antes de iniciar o dimensionamento propriamente dito, o projetista deverá estimar as dimensões e espessuras dos elementos que dependerão do comprimento dos vãos existentes, tipo estrutural e o material escolhido.

“O fator mais importante neste tipo de obra-de-arte especial é a esbelteza da viga, definida pela relação L/d , ou seja, comprimento do vão/altura da viga; dependendo da esbelteza, a obra pode transmitir uma sensação de leveza e elegância ou, pelo contrário, de robustez exagerada.” (DNER, 1996).

Ainda segundo DNER (1996), a esbelteza pode variar entre $L/d=5$ e $L/d=30$, para pontes de um só vão, e atingir $L/d=45$ em vigas contínuas. “Superestruturas formadas por duas longarinas em seção aberta, enrijecidas por transversinas, terão altura construtiva de $1/10$ a $1/12$ do vão quando isostáticas, e de $1/12$ a $1/15$ quando contínuas.” (SPERNAU, 2013).

Verifica-se que as proporções utilizadas por Spernau (2013) estão dentro da variação de abrangência do que diz o DNER (1996), evitando os extremos por questões de economia e também facilidade construtiva.

Ainda tratando do pré-dimensionamento, outros elementos devem ser verificados: longarinas, transversinas e lajes.

Segundo Spernau (2013), as espessuras das almas das longarinas em concreto armado devem ser da ordem de 25% de sua altura, porém no mínimo 30cm e no máximo 50cm; as transversinas, com largura de 20 a 30 cm deverão ter altura de pelo menos 75% da altura das vigas principais. As lajes terão espessura aproximada de $0,015.l + 12\text{cm}$, onde l é o vão entre longarinas (em centímetros). Para lajes em balanço tomar para l o dobro do vão. A espessura mínima será de 15cm. Quando houver mísulas, as mesmas deverão ser estendidas até cerca de 20% a 25% do vão e ter espessura de aproximadamente 10% dessa dimensão. Nos balanços, as mísulas serão estendidas até as extremidades livres.

“A determinação da espessura da laje superior será feita em função do espaçamento das nervuras, sendo geralmente mais econômico utilizar vigas altas com espaçamento maior; usualmente, o espaçamento máximo nos casos de estruturas em duas vigas varia entre 7,0 e 8,0 metros e, o econômico, em caso de grelhas, varia entre 2,0 e 3,5 metros.” (DNER, 1996).

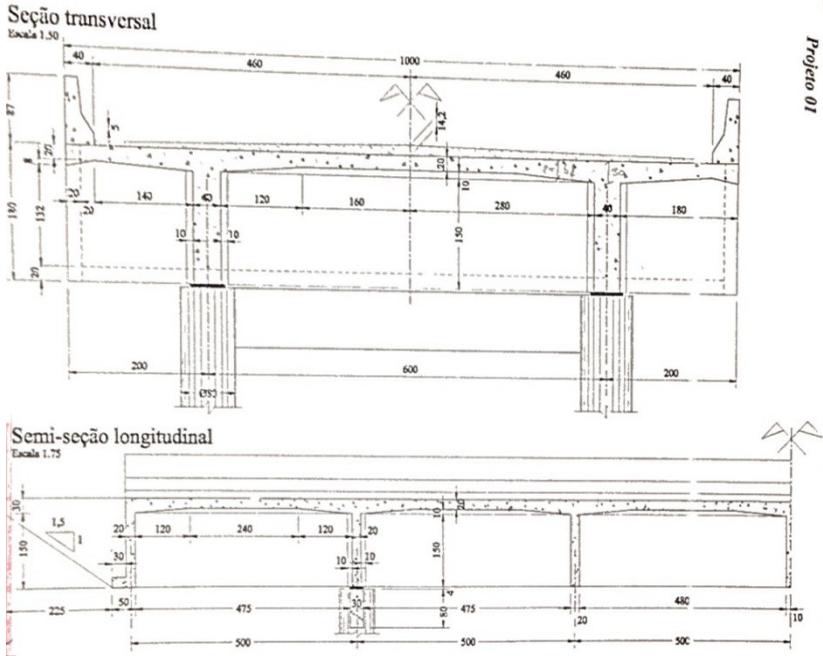
3.1 Tipologia da estrutura

O modelo empregado neste trabalho é a ponte do Projeto 01 das notas de aula de Spernau (2013). Trata-se de uma ponte em viga de concreto armado para uso rodoviário, Classe 30, com uma laje central e duas lajes em balanços, todas de 20cm de espessura, apoiados sobre as longarinas e estas apoiadas sobre dois pilares, com dois balanços (início e fim) ambos de 5m. As lajes terão mísulas e apoiadas sobre as extremas das lajes em balanço haverá as barreiras de proteção que também serão em concreto com dimensões padronizadas. O tramo central terá 3 transversinas de 20cm de espessura e altura variável acompanhando as vigas principais, será previsto também cortinas e alas com suas dimensões fixas.

As mudanças serão nas dimensões das vigas e nas posições destas no plano transversal (aumento ou diminuição dos balanços e laje central), os demais parâmetros serão mantidos fixos, será também

analisada a influência da resistência do concreto (f_{ck}). Afim de obter a variação de concreto e de aço, para posteriores avaliações de custo.

Figura 18 - Projeto 01.



Fonte: Spernau (2013).

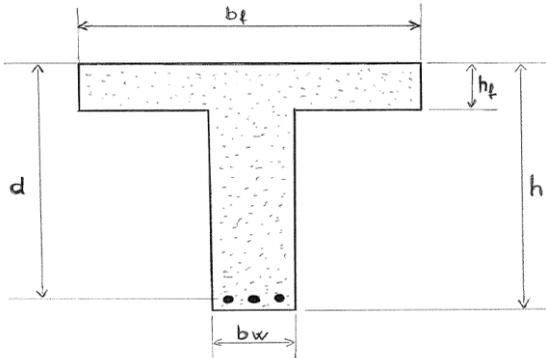
3.2 Viga T

Após obtenção dos momentos fletores (M) e esforços cortantes (V), parte-se para o dimensionamento da viga, para tanto devemos considerar a mesma com viga de seção T, onde a mesa é composta pela laje do tabuleiro. De acordo com os princípios de notação, as dimensões da mesa são indicadas por b_f e h_f , e a largura da alma por b_w .

Na determinação da largura colaborante da laje, é utilizado como referência o item 14.6.2.2 da NBR 6118:2003, da mesma norma tem-se as seções 17 para cálculo das armaduras e 18 para detalhamentos.

“Quando a estrutura for modelada sem a consideração automática da ação conjunta de lajes e vigas, esse efeito pode ser considerado mediante a adoção de uma largura colaborante da laje associada à viga, compondo uma seção transversal T.” (NBR 6118:2003).

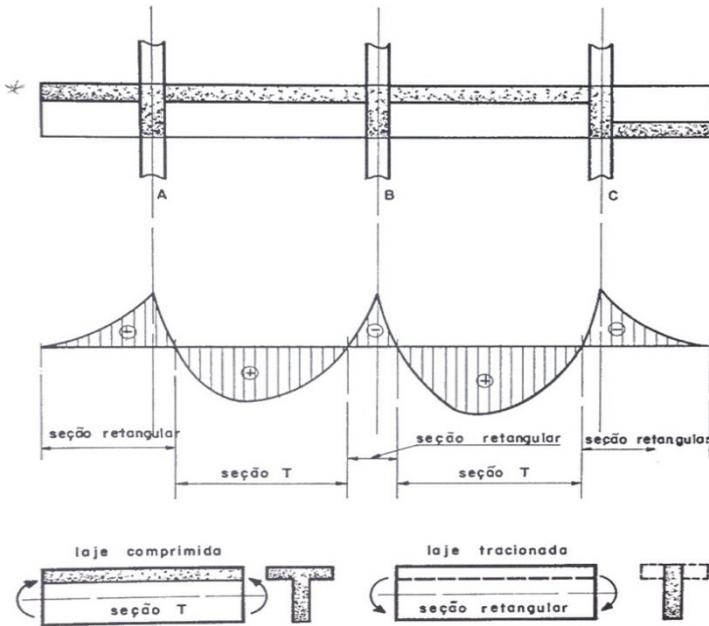
Figura 19 - Notação usual para seção T.



Fonte: elaboração do autor (2014).

Segundo Fusco (1981), uma viga de concreto composta por uma nervura e por abas salientes apenas será considerada como de seção T quando a mesa estiver comprimida. Caso contrário, quando as abas estiverem tracionadas, a viga será considerada como de seção retangular.

Figura 20 - Vigas contínuas

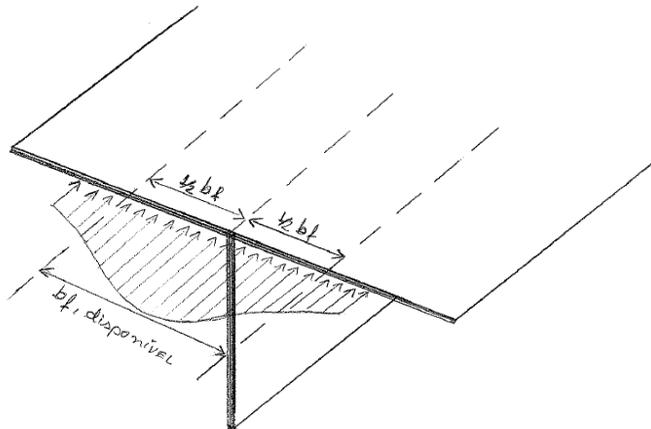


Fonte: Fusco (1981).

“Nas vigas em que a mesa de compressão tem largura real sensivelmente maior que a largura b_w , da alma, as tensões de compressão não têm distribuição uniforme, (figura 21). Por esse motivo, em lugar da largura real, admite-se que a mesa tenha uma certa largura b_f , usualmente menor que a largura verdadeira. Pretende-se que dessa forma fiquem corrigidos os efeitos da variação das tensões na mesa de compressão.” (FUSCO, 1981).

Ainda segundo Fusco (1981), para ações diretas, a largura b_f é determinada de acordo com a NB-1(NBR-6118), conforme figura 22, extraída da NBR-6118:2003.

Figura 21 - Largura colaborante



Fonte: elaboração do autor (2014).

De acordo com a NBR 6118:2003 a largura colaborante b_f deve ser dada pela largura da viga b_w acrescida de no máximo 10% da distância a entre pontos de momento fletor nulo, para cada lado da viga em que houver laje colaborante. A distância a pode ser estimada, em função do comprimento l do tramo considerado, como se apresenta a seguir:

- viga simplesmente apoiada: $a = 1,00 l$;
- tramo com momento em uma só extremidade: $a = 0,75 l$;
- tramo com momentos nas duas extremidades: $a = 0,60 l$;
- tramo em balanço: $a = 2,00 l$.

Para o caso em estudo tem-se momentos negativos nos balanços das vigas, logo usa-se a terceira opção, $a = 0,60 l$.

“Devem ser respeitados os limites b_1 e b_3 conforme indicado na figura 14.2.” (NBR 6118:2003).

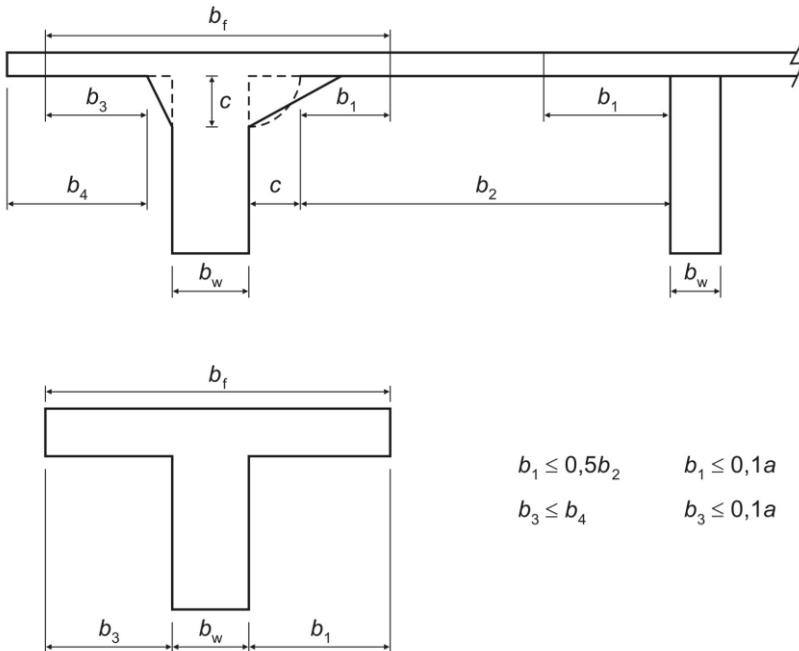
Se para o dimensionamento da largura colaborante, considera-se, numa primeira análise, $b_1=b_3$ e $a=0,60l$, tem-se:

$$b_1=b_3=0,60l/10 \tag{3.1}$$

O resultado da equação (3.1) valerá se b_1 for menor ou igual à metade de b_2 e b_3 menor ou igual a b_4 , caso contrários utilizar $0,5b_2$ e b_4 , respectivamente. Para encontrar b_f soma-se então b_w a b_1 e b_3 , assim tem-se:

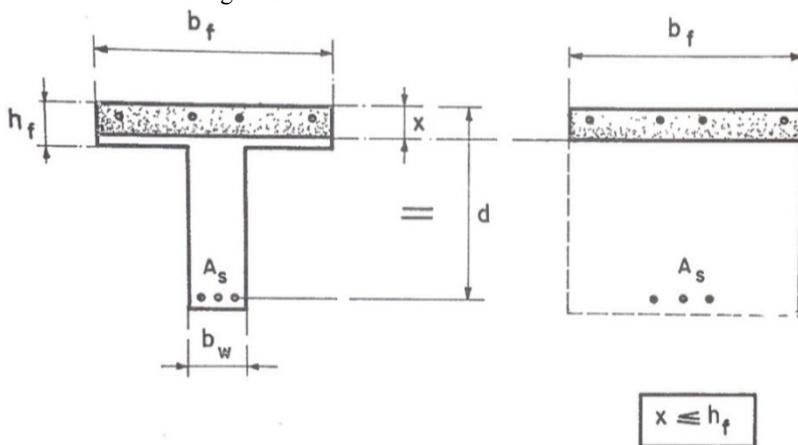
$$b_f = b_w + b_1(0,5b_2) + b_3(b_4) \tag{3.2}$$

Figura 22 - Largura de mesa colaborante.



Fonte: NBR 6118:2003.

Figura 23 - Linha neutra cortando a mesa

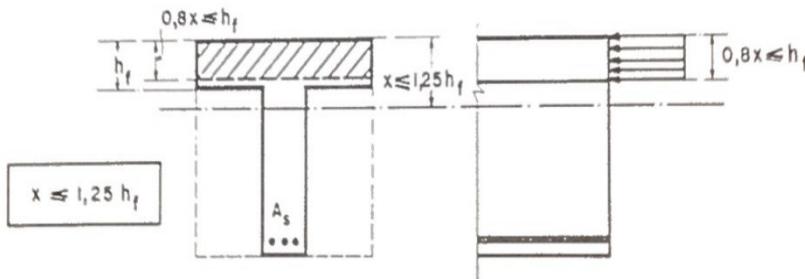


Fonte: Fusco (1981).

Após determinação das dimensões da viga T, devemos verificar por onde passa a linha neutra, se esta corta a mesa de compressão, ou seja, x (altura da linha neutra) menor ou igual à h_f , ($x \leq h_f$), (figura 23).

Para os casos onde a linha neutra corta a alma da viga tem-se duas situações segundo Fusco (1981), admitindo-se o diagrama retangular de tensões (figura 24), enquanto $x \leq 1,25 h_f$, a profundidade da zona comprimida efetiva, de $0,8x$, ainda estará restrita à mesa da seção. Deste modo, a seção T ainda poderá ser tratada como uma seção retangular de dimensões $b_f * d$.

Figura 24 - Linha neutra cortando a nervura próximo à mesa



Fonte: Fusco (1981).

Para encontrar x aplicamos a seguinte equação:

$$x = 1,25 * (d - (d^2 - 2 * M_{sd} / (0,85 f_{cd} * b_f))^{1/2}) \quad (3.3)$$

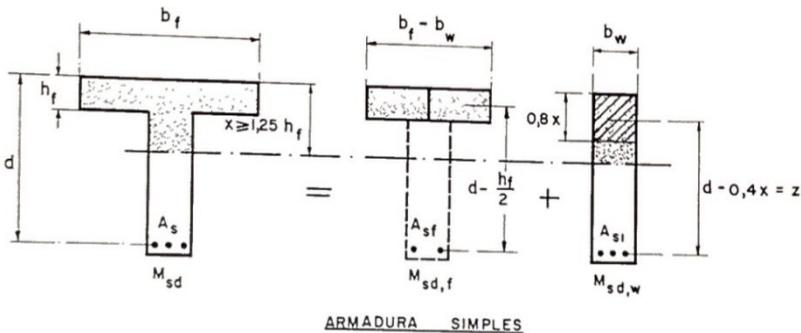
Onde: M_{sd} é o momento total solicitante de calculo e f_{cd} é a resistência de calculo a compressão do concreto.

A partir de x procede-se o calculo da área de armadura necessária (A_s) para resistir ao momento de calculo (M_{sd}).

$$A_s = M_{sd} / (f_{yd} * (d - 0,4x)) \quad (3.4)$$

Nos casos em que a linha neutra corta a nervura em valor de $x \geq 1,25h_f$, existe compressão na alma da viga e esta não pode mais ser calculada como seção reta. Além disso, o valor de x calculado inicialmente também não vale mais. Para o dimensionamento vai-se decompor a seção T em duas seções retangulares conforme figura 25, tem-se a equação (3.5).

Figura 25 - Linha neutra cortando a nervura



Fonte: Fusco (1981).

$$M_{sd} = M_{sd,f} + M_{sd,w} \quad (3.5)$$

Onde: $M_{sd,f}$ o momento solicitante de calculo resistido pela flange e $M_{sd,w}$ o momento de calculo resistido pela alma.

$$M_{sd,f} = R_{cc} * z^2 \quad (3.6)$$

Onde: R_{cc} é a resistência da região de concreto comprimida e z o braço de alavanca entre o centro das armaduras e o centro da R_{cc} .

$$R_{cc} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f \quad (3.7)$$

$$z' = d - h_f/2 \quad (3.8)$$

Para o dimensionamento de $M_{sd,w}$ é só fazer a diferença:

$$M_{sd} - M_{sd,f} = M_{sd,w} \quad (3.9)$$

Com os momentos definidos podemos determinar as áreas de aço para cada momento e soma-lás.

$$A_s = A_{sf} + A_{sw} \quad (3.10)$$

Onde: A_s é a área de aço total, A_{sf} a área de aço calculado para $M_{sd,f}$ e A_{sw} a área de aço calculado para $M_{sd,w}$.

$$A_{sf} = M_{sd,f} / (f_{yd} \cdot (d - 0,5h_f)) \quad (3.11)$$

Onde: f_{yd} é resistência de calculo a tração do aço

$$A_{sw} = M_{sd,w} / (f_{yd} \cdot (d - 0,4x)) \quad (3.12)$$

$$x = 1,25 \cdot (d - (d^2 - (2 \cdot M_{sd,w} / (0,85 f_{cd} \cdot b_w))^{1/2})) \quad (3.13)$$

O valor de x encontrado nesta etapa é o x real da seção e deverá ser verificado se mesmo encontra-se no domínio 3 ($x/d \leq 0,5$), caso contrário devemos calcular a seção para armadura dupla.

Segundo Fusco, é oportuno observar-se que, em geral, não é recomendável o emprego de seções T com armadura dupla. A necessidade de ser empregada uma armadura de compressão freqüentemente indica uma deficiência de altura da viga, a qual pode acarretar problemas de flechas excessivas.

3.3 Armadura mínima

“A armadura mínima de tração, em elementos estruturais armados ou protendidos deve ser determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão a seguir, respeitada a taxa mínima absoluta de 0,15%.” (NBR 6118:2003).

$$M_{d,min} = 0,8W_o \cdot f_{ctk,sup} \quad (3.14)$$

onde: W_o é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada; $f_{ctk,sup}$ é a resistência característica superior do concreto à tração (ver 8.2.5).

“O dimensionamento para $M_{d,min}$ pode ser considerado atendido se forem respeitadas as taxas mínimas de armadura da tabela 17.3.” (NBR 6118:2003).

Tabela 2 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{min}^{(1)}$ ($A_{s,min}/A_c$)							
	f_{ck} ρ_{min}	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
T (mesa comprimida)	0,024	0,150	0,150	0,150	0,150	0,158	0,177	0,197
T (mesa tracionada)	0,031	0,150	0,150	0,153	0,178	0,204	0,229	0,255
Circular	0,070	0,230	0,288	0,345	0,403	0,460	0,518	0,575

⁽¹⁾ Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado com base no valor de ρ_{min} dado.
NOTA - Nas seções tipo T, a área da seção a ser considerada deve ser caracterizada pela alma acrescida da mesa colaborante.

Fonte: NBR 6118:2003

Conforme a NBR 6118:2003, em elementos estruturais superdimensionados, pode ser utilizada armadura menor que a mínima, com valor obtido a partir de um momento fletor igual ao dobro de M_d . Neste caso, a determinação dos esforços solicitantes deve considerar de forma rigorosa todas as combinações possíveis de carregamento, assim como os efeitos de temperatura, deformações diferidas e recalques de apoio. Deve-se ter ainda especial cuidado com o diâmetro e espaçamento das armaduras de limitação de fissuração.

3.3 Verificação da fadiga

A partir da área das armaduras calculada, deverá ser verificado o critério da fadiga, segundo a NBR 6118:2003, seção 23, “a fadiga é um fenômeno associado a ações dinâmicas repetidas, que podem ser entendido como um processo de modificações progressivas e permanentes da estrutura interna de um material submetido à oscilação de tensões decorrentes dessas ações.”

Ainda segundo a NBR 6118:2003, as ações de fadiga de média e baixa intensidades que provocam danos com até 2.000.000 repetições de ciclos são consideradas nas disposições estabelecidas na seção 23.

Para a consideração de espectro de ações, admite-se que podem ser excluídas aquelas de veículos com carga total até 30kN, para o caso de pontes rodoviárias.

Segundo Spernau (2013), para as verificações de fadiga nas armaduras, quando ocorrem esforços alternados, as armaduras de tração para flexão passam por estágios de compressão, devendo-se avaliar as máximas tensões de tração e compressão, para as armaduras positivas e negativas. As tensões de compressão nas armaduras são obtidas multiplicando-se as tensões de compressão (t_c) do concreto junto a estas pelo fator n .

$$n = E_s / E_c \quad (3.15)$$

onde: E_s é o módulo de elasticidade do aço e E_c o módulo de elasticidade do concreto

As tensões de compressão do concreto e as tensões de tração (t_s) nas armaduras são obtidas segundo Spernau (2013) pelas equações (3.16) e (3.17)

$$t_c = M * x / J \quad (3.16)$$

$$t_s = n * M * (d - x) / J \quad (3.17)$$

onde: M é o momento solicitante de cálculo e J o momento de inércia da seção.

“Na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa.” (NBR 6118:2003).

Ainda segundo a NBR 6118:2003, quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade usando a expressão:

$$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (3.18)$$

onde: E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal.

Ainda segundo a NBR 6118:2003, o módulo de elasticidade secante a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estado limites de serviço, deve ser calculado pela expressão:

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} \quad (3.19)$$

“Para verificação da fadiga, seja do concreto ou do aço, os esforços solicitantes podem ser calculadas em regime elástico. O calculo das tensões decorrentes de flexão composta pode ser feito no estágio II, onde é desprezada a resistência à tração do concreto.” (NBR 6118:2003)

Para verificação das diferenças de tensões admissíveis para cada diâmetro (ϕ) deverá tomar por base a tabela 23.2 da NBR 6118:2003.

Tabela 3 - Tensões nas armaduras

Tabela 23.2 - Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto¹⁾

Valores de $\Delta f_{sd, fad, min}$ para 2×10^6 ciclos										
MPa										
Armadura passiva, aço CA-50										
ϕ mm Caso	10	12,5	16	20	22	25	32	40	Tipo ²⁾	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁	
Barras retas ou dobradas com: $D < 25\phi$ $D = 5\phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8\phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁	
Estribos $D = 3\phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	-	-	-	-	-	T ₁	
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₁	
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₁	
Armadura ativa										
Pré-tração, fio ou cordoalha reto									150	T
Pós tração, cabos curvos									110	T
Cabos retos									150	T
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)									70	T

¹⁾ Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80% da tensão nominal de escoamento e frequência de 5 Hz a 10 Hz.
²⁾ Ver tabela 23.3.

Fonte: NBR 6118:2003.

3.4 Planilha de cálculo

Para acelerar as rotinas de cálculos, foi desenvolvida uma planilha eletrônica, utilizando os programas Excell e LibreOffice.

Inicialmente procuraram-se programar as células das planilhas destinadas as receberem os dados da obra de arte, suas dimensões, tais como L(m) comprimento longitudinal entre os apoios da ponte medidos em metros, Bw(m) largura da alma das vigas principais em metros, h(m)

altura da alma das vigas principais em metros, bf(m) largura colaborante da mesa em metros, hf(m) altura da mesa em metros.

Figura 26 - Planilha Calc, dados de entrada.

	B	C	D	E	F	G	H	I
1		Dimensões:	bw (m)=	0,4		bf (m)=	2,8	
2			h (m)=	1,8		hf (m)=	0,2	
3					balanço(m)=	5		
4	L (m)=	20						

Fonte: elaboração do autor (2014).

Num segundo momento fez-se a previsão para entrada dos resultados do aplicativo Dualong. Foi utilizado um modelo de organização semelhante nas planilhas presente nas notas de aula de Spernau (2013) e que também é usada pelo aplicativo Dualong. Tem-se a coluna das seções, momento devido cargas permanentes (Mg), momentos devido cargas acidentais (Mq), somatório das ordenadas ($\sum n$), somatório das áreas ($\sum A$), momentos de cálculo no estado limite último (Md) e momento de cálculo no estado limite de serviço (Msd_(serviço)), com suas respectivas unidades de medidas.

Figura 27 - Planilha Calc – Momentos Fletores resultados do Dualong.

	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
6														
7	Seção	Mq	Ep+	EA+	Mq+	En-	EA-	Mq-	Md+	Md-	Msd+ (kN.m) serviço	Msd- (kN.m) serviço		
8		kN.m			kN.m			kN.m	kN.m	kN.m	máx	mín	máx	mín
9	II	263				0,0750	0,0028	-182	-622				-363	-263
10	I	663				0,2250	0,0113	-681	-1742				-954	-663
11	0	-1413				0,5250	0,0313	-1416	-3963				-2122	-1413
12	1	-226	0,2475	0,0450	1049	0,4725	0,0313	-1315	1243	-2158	298		-884	-226
13	2	-697	0,4350	0,0800	1856	0,4200	0,0313	-1213	3573	-1001	1625	697		
14	3	1366	0,5625	0,1050	2419	0,3675	0,0313	-1110	5285	-199	2566	1356		
15	4	1752	0,6450	0,1200	2769	0,3150	0,0313	-1008	6329	340	3136	1752		
16	5	1884	0,6750	0,1250	2890	0,2625	0,0313	-906	6683	616	3329	1884		

Fonte: elaboração do autor (2014).

Foi previsto nesta planilha a entrada para dados de esforços cortantes e reações dos apoios, caso o aplicativo Dualong gere estes dados. Será avaliado tal procedimento no projeto 01, para validação da planilha, mas não para as demais análise, devido a falta destes dados. Tendo com entrada Esforço Cortante devido cargas permanentes (Vg), esforço cortante devido cargas acidentais (Vd), esforço cortante de cálculo no estado limite último (Vd) e esforço cortante de cálculo no estado limite de serviço (Vsd_(serviço)).

Figura 28 - Planilha Excel, dados esforço cortante e reação de apoio.

Esforços cortantes											
Seção	Vg	En+	EA+	Vg+	En-	EA-	Mq	Vd+	Vd-	Vsd (kN)	
	kN			kN			kN	kN	kN	máx	mín
										máx	mín
22	124			1,000	0,000		86	317		119	124
23	221			2,000	0,010		242	649		342	221
24	313			3,000	0,150		387	981		507	313
25	436			4,000	0,250		490	1247		661	436
26	658	2,1750	0,5313	800	0,250	0,0313	71	1770	500	962	654
27	927	2,4750	0,4380	916	0,250	0,0380	74	1481	420	790	490
28	290	2,1750	0,3513	433	0,250	0,0513	83	1160	270	612	394
29	364	1,8750	0,2760	367	0,250	0,0760	114	893	100	442	297
30	430	1,5750	0,2113	297	0,250	0,1113	168	598	50	273	49
31	0	1,2750	0,1660	223	0,250	0,1660	223	312	111		

Reações de apoios								ø (cm)		
Seção	Vg (kN)	En+	EA+	Vg+ (kN)	En-	EA-	Rmax (kN)	Rmin (kN)		
36	1127	3,526	0,7913	0,526	0,0313	71	1693	1093	1,5	2,0

Fonte: elaboração do autor (2014).

Após a coleta dos dados tem-se o dimensionamento das armaduras das seções previstas. Nesta parte são definidos os diâmetros da armadura longitudinal (\emptyset As), diâmetro dos estribos (\emptyset estribo) e cobrimento de concreto para armaduras. Foram previsto também valores como momentos fletores de cálculo (M_d), altura do centro geométrico das armaduras (d), altura da linha neutra (x), relação x/d para verificação dos domínios para a flexão simples, as armaduras calculadas (A_s) e as adotadas (A_s adotado), estas últimas em barras e cm^2 , (figura 29).

Para determinação da linha neutra, considerando Domínio 2, utilizou-se da equação (3.3). E para a área de aço a equação (3.4).

Para seções onde os momentos são nulos ou somente positivos ou somente negativos, foi previsto uma armadura mínima por questão construtiva (armação), para a posição que esta não é exigida por calculo. Exemplo: se todos os momentos forem positivos a armadura superior será somente construtiva.

Figura 29 - Planilha de dimensionamento a flexão

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	
39	f_{ck} (Mpa)=	25		f_{yk} (Mpa)=	500		cobrim. (cm)=	3		A_{smin} (cm ²)=	20,355				
40				\emptyset As (cm)=	2,5					\emptyset estribo (cm)=	5				
Planilha de dimensionamento a flexão															
Seção	Md+ kN.m	d+ cm	x+ cm	x/d	As+ cm ²	As+ barras	Md- kN.m	d- cm	x- cm	x/d	As- cm ²	As- barras	As-adotado cm ²	As-adotado barras	
44	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-622	174,75	7,46	0,04	8,33	2	10,00	
45	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-1742	174,75	21,59	0,12	24,12	5	25,00	
46	0	174,75	0,00	0,00	0,00	5	25,00	-3963	174,75	53,16	0,30	59,39	12	60,00	
47	1	1243	174,75	2,10	0,01	16,44	48,26	2158	174,75	27,11	0,16	30,28	7	35,00	
48	2	3573	172,75	6,17	0,04	48,26	10	50,00	-1001	174,75	12,13	0,07	13,55	3	15,00
49	3	5285	169,75	9,36	0,06	73,22	15	75,00	-199	174,75	2,36	0,01	2,63	2	10,00
50	4	6329	168,08	11,38	0,07	89,02	18	90,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00
51	5	6683	167,38	12,09	0,07	94,56	19	95,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00

Fonte: elaboração do autor (2014).

Outro local onde há mudança da área da armadura calculada são os apoios, nestes deve-se respeitar uma armadura mínima diretamente relacionada ao maior momento do vão, conforme prevê a NBR 6118:2003:

“a) no caso de ocorrência de momentos positivos, as armaduras obtidas através do dimensionamento da seção;

b) em apoios extremos, para garantir ancoragem da diagonal de compressão, armaduras capazes de resistir a uma força de tração $RSd=(a/d) Vd + Nd$, onde Vd é a força cortante no apoio e Nd é a força de tração eventualmente existente;

c) em apoios extremos e intermediários, por prolongamento de uma parte da armadura de tração do vão ($As_{,vão}$), correspondente ao máximo momento positivo do tramo ($M_{vão}$), de modo que:

- $As_{,apoio} \geq 1/3 (As_{,vão})$ se M_{apoio} for nulo ou negativo e de valor absoluto $|M_{apoio}| \leq 0,5 M_{vão}$;

- $As_{,apoio} \geq 1/4 (As_{,vão})$ se M_{apoio} for negativo e de valor absoluto $|M_{apoio}| > 0,5 M_{vão}$.”

Figura 30 - Distribuição das armaduras.

R	S	T	U
Num. Barras 1ª fileira	detalhamento +	C. geomet. cm	d+ corrigido cm
2	2	5,25	174,75
2	2	5,25	174,75
5	5	5,25	174,75
5	5	5,25	174,75
6	6+4	7,25	172,75
6	6+4+4+1	10,25	169,75
6	6+4+4+4	11,92	168,08
6	6+4+4+4+1	12,62	167,38

Fonte: elaboração do autor (2014).

Junto a planilha de dimensionamento a flexão tem a parte do arranjo das armaduras, com determinação do número máximo de armaduras por fileira, as disposições destas, seu centro geométrico e a nova altura **d**. Foi previsto um arranjo das armaduras com dois espaços entre as fileiras para facilitar no serviço de concretagem e vibração do concreto. No caso como eram 6 barras (máximo) por camada, ficando 4 nas demais, em casos com 5 ou menos adotar um único espaço entre as camadas e para atender a mesma necessidade (figura 30).

Na planilha seguinte tem-se a verificação à fadiga para as armaduras de flexão. Primeiramente temos as armaduras definidas no cálculo da planilha anterior (calculada e adotada), caso a adotada anteriormente não atenda a esse critério de segurança, deverá o

projetista acrescentar barras, uma a uma, até que se consiga atender o critério de segurança a fadiga (figura 31).

Para o cálculo das tensões nas armaduras temos primeiramente que calcular a altura da linha neutra (x), o momento de Inércia (J). Para ai então obter a tensão máxima nas armaduras ($T_{\text{máx}}$) e a tensão mínima nas armaduras (T_{min}), a diferença entre estas duas últimas (D_t) é o valor utilizado para verificação do critério da fadiga. Para as fórmulas de x e J têm-se, segundo Spornau (2013), as equações (3.20), (3.21), (3.23), (3.24) e (3.25).

Para seção retangular de largura b_w :

$$x = n \cdot A_s / b_w \cdot (-1 + (1 + 2 \cdot b_w \cdot d / (n \cdot A_s))^{0,5}) \quad (3.20)$$

$$J = b_w \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 \quad (3.21)$$

Para seção T, com mesa comprimida de largura b_f :

a) se $x > h_f$

$$x = (0,5 \cdot b_f \cdot h^2 + n \cdot A_s \cdot d) / (b_f \cdot h_f + n \cdot A_s) \quad (3.22)$$

$$J = b_f \cdot h_f^3 / 12 + b_f \cdot h_f \cdot (x - h_f / 2)^2 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 \quad (3.23)$$

b) se $x < h_f$

$$x = n \cdot A_s / b_f \cdot (-1 + (1 + 2 \cdot b_f \cdot d / (n \cdot A_s))^{0,5}) \quad (3.24)$$

$$J = b_f \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 \quad (3.25)$$

Para a situação em que se têm somente momentos fletores positivos a seção será sempre do tipo T e as tensões serão de tração para as armaduras positivas e compressão para as armaduras negativas, tanto para as máximas quanto para as mínimas. Quando houver somente momentos negativos a seção será do tipo retangular e as tensões se invertem em relação a primeira situação. Já para as seções onde temos momentos positivos e negativos, seguindo o mesmo raciocínio deverá ser considerado para o momento positivo será seção T e para o momento

negativo a seção será retangular, sendo o que muda agora é que as mesmas armaduras vão da tração para a compressão.

Figura 31 - Verificação da fadiga para armadura de flexão.

Avaliação da fadiga para armaduras de flexão														
Seção	As flexão		As fadiga		Armadura positiva					Armadura negativa				
	As+ (cm²)	As- (cm²)	As+ (cm²)	As- (cm²)	X alma (m)	I (m⁴)	Tmáx (Mpa)	Tmín (Mpa)	Dts (Mpa)	X (m)	I (m⁴)	Tmáx (Mpa)	Tmín (Mpa)	Dts (Mpa)
II	0,00	8,33	10	10	0,256	0,0219	-27,22	-36,53	9,31	0,256	0,0219	212,39	158,24	54,15
1	0,00	24,12	10	25	0,256	0,0219	-86,62	-98,74	30,12	0,387	0,0486	235,79	183,87	71,92
0	0,00	59,39	30	60	0,419	0,0565	-92,48	-138,88	46,40	0,561	0,0981	226,61	150,90	75,72
1	16,44	30,28	30	35	0,173	0,0705	58,78	-46,64	105,42	0,448	0,0641	158,04	40,40	117,63
2	48,26	13,55	50	15	0,218	0,1102	196,40	84,24	112,16	0,309	0,0313	-80,59	-141,26	80,67
3	73,22	2,63	75	10	0,281	0,1532	212,42	112,25	100,17	0,256	0,0219	-140,34	-265,58	125,23
4	89,02	0,00	90	10	0,282	0,1763	219,57	122,67	96,90	0,256	0,0219	-181,33	-324,57	143,24
5	94,56	0,00	95	10	0,288	0,1833	222,09	125,69	96,40	0,256	0,0219	-194,99	-344,54	149,55

Fonte: elaboração do autor (2014).

Por último (figura 32) tem-se a planilha de dimensionamento das armaduras de cisalhamento. Nesta tem-se já calculado, das planilhas anteriores, a altura da armadura longitudinal (d), o esforço cortante de cálculo (Vd) como dado de entrada. Sendo que este último deve ser menor que a força cortante resistente de cálculo das diagonais comprimidas (Vrd2) e a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal (Vrd3),

$$V_d \leq V_{rd2} \quad (3.26)$$

$$V_d \leq V_{rd3} \quad (3.27)$$

Figura 32 - Dimensionamento armadura de cisalhamento.

Armadura de cisalhamento														
Seção	d	Vd	Vrd2	0,5Vc	Vsw	Delta Ts	fadiga fator a	a*Asw	Estribo					
	m	MN	MN	MN	MN	Mpa		cm²/m	S (cm)	Smax(cm)	ramos	S usado		
III D	1,748	0,317	3,033	0,269	0,048	0,70	86,9	1,00	4,10	38,27	30	2	30	
II D	1,748	0,649	3,033	0,269	0,300	5,56	81,2	1,00	5,56	28,28	30	2	28	
I D	1,748	0,981	3,033	0,269	0,712	10,41	85,5	1,01	10,52	14,93	30	2	14	
0 E	1,748	1,241	3,033	0,269	0,972	14,22	78,9	1,00	14,22	11,05	30	2	11	
0 D	1,748	1,770	3,033	0,269	1,501	21,95	83,1	1,00	21,95	7,16	30	4	14	
1	1,748	1,461	3,033	0,269	1,192	17,43	87,8	1,03	18,01	8,72	30	4	17	
2	1,729	1,160	2,998	0,266	0,894	13,23	96,9	1,14	15,08	10,42	30	2	10	
3	1,898	0,869	2,948	0,261	0,606	9,15	117,8	1,39	12,68	12,39	30	2	12	
4	1,881	0,586	2,917	0,259	0,327	4,98	167,7	1,97	9,82	16,00	30	2	15	
5	1,674	0,312	2,905	0,258	0,054	0,83	155,4	1,83	4,10	38,27	30	2	30	

Fonte: elaboração do autor (2014).

Para avaliação de V_{Rd2} é considerado Modelo II (NBR 6118:2003).

$$V_{Rd2} = 0,54 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d * \sin^2 \theta * (\cotg\alpha + \cotg\theta) \quad (3.28)$$

onde: $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$, com f_{ck} em Mpa;

$$V_{Rd3} = V_{sw} + V_c \quad (3.29)$$

onde: V_c é a parcela da força cortante resistida pelos mecanismos internos da treliça e V_{sw} é a parcela resistida pela armadura transversal.

$V_c = 0$, em elementos estruturais tracionados quando a LN se situa fora da seção;

$V_c = V_{c1}$, para flexão simples e flexo-tração com a LN cortando a seção

$V_c = V_{c1} (1 + M_0/M_{sd,max}) < 2V_{c1}$ na flexo-compressão, com:

$V_{c1} = V_{c0}$ quando $V_{sd} \leq V_{c0}$

$V_{c1} = 0$ quando $V_{sd} = V_{Rd2}$, interpolando-se linearmente para os valores intermediários.

Para o dimensionamento da área de aço transversal (A_{sw}), prevista com estribos e que resistirá ao esforço cortante será dada pela equação:

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) * 0,9 * d * f_{ywd} * (\cotg\alpha + \cotg\theta) * \text{sen}\alpha \quad (3.30)$$

Para avaliação da fadiga, faz-se a determinação da variação de tensões nas armaduras (DTs), estas segundo a NBR 6118:2003, não pode ser superior a 85 MPa para estribos, assim quando a diferença de tensões for superior a este valor, deverá encontrar o fator de “a”, que multiplicado pela armadura garante a segurança da armadura, para encontrar o fator “a”, temos:

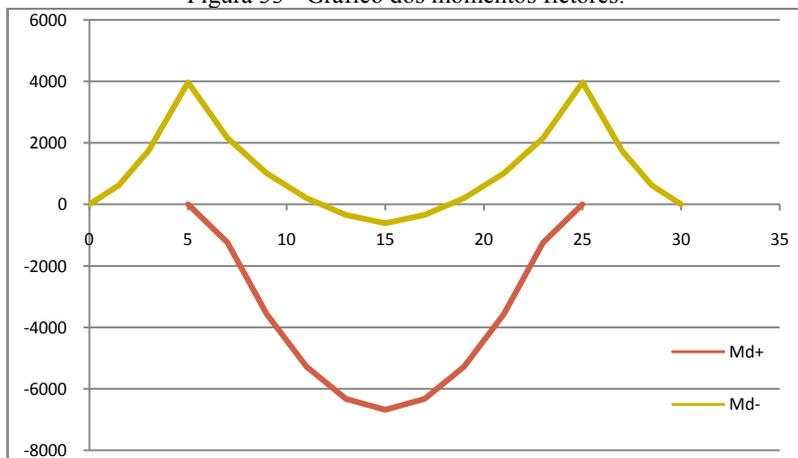
$$a = DTs/85 \quad (3.31)$$

Sempre que o valor de “a” for menor que 1 (um), deverá usar este último, para manter a área de aço calculada. Por fim temos que determinar a bitola, quantidade e espaçamento entre estes. Poderá ainda ser previsto que sejam posicionados em ramos de 2 ou 4 estribos. Não poderá ser esquecido da verificação dos espaçamentos máximos.

3.4.1 Detalhamento Longitudinal

Para detalhamento das armaduras longitudinais deverá primeiramente decalar o diagrama de momentos fletores. Para isto foi utilizado o Modelo II da NBR 6118, para determinação “a”.

Figura 33 - Gráfico dos momentos fletores.



Fonte: elaboração do autor (2014).

$$a_l = 0,5d * (\cot\phi - \cot\alpha) \quad (3.32)$$

onde: ϕ é igual a 30° e α igual a 90°

Além da decalagem deverá também ser previsto o comprimento de ancoragem básico da armadura (l_b), assim temos:

$$l_b = \frac{\sigma_s}{4 * f_{bd}} \quad (3.33)$$

onde: σ_s é o diâmetro do aço e f_{bd} é a resistência de aderência de cálculo entre armadura e concreto na ancoragem de armaduras passivas.

$$fbd = n1 * n2 * n3 * fctd \tag{3.34}$$

onde: $n1 = 2,25$ para armaduras nervuradas (tabela 8.2, NBR 6118:2003)
 $n2 = 1,0$ para situação de boa aderência (tabela 9.3.1, NBR 6118:2003)
 $n3 = 1,0$ para $\varnothing < 32\text{mm}$ e $(132 - \varnothing)/100$ para $\varnothing \geq 32\text{mm}$

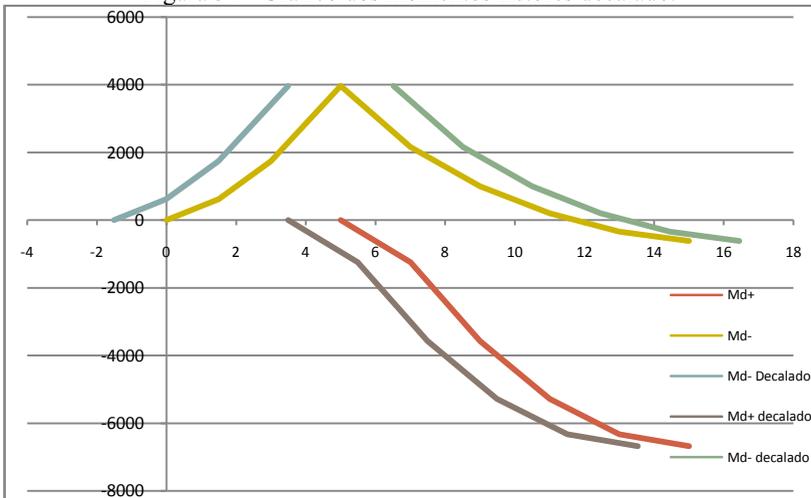
A partir de l_b será calculado o comprimento de ancoragem necessário (l_b, nec), que dever ser igual ou superior ou comprimento de ancoragem mínimo (l_b, min).

$$l_b, nec = \alpha * l_b * (A_s, calc / A_s, ef) \geq l_b, min \tag{3.35}$$

onde: $\alpha = 1,0$ para barras sem gancho e $0,7$ para barras com gancho

$$l_b, min \geq (0,3l_b, 10\varnothing \text{ ou } 100\text{mm}) \tag{3.36}$$

Figura 34 - Gráfico dos momentos fletores decalado.



Fonte: elaboração do autor (2014).

Para determinação do tamanho das barras as mesmas serão, caso não aumente muito seu tamanho necessário, cortadas em pares, para facilitar na execução.

4. RESULTADOS

Para a validação dos resultados da planilha, como já citado, foi utilizado o exemplo do projeto 01 de Spernau (2013). Verificou-se que as diferença nos resultados foram pequenas, possivelmente devido à arredondamentos, pois o mesmo utiliza uma tabela (tabela 4), com valores pré-calculados.

Nas figuras 35 e 36, temos respectivamente as planilhas de dimensionamento à flexão do autor e a de Spernau (2013). Foram criadas mais algumas colunas tais como a determinação de x e x/d , para terem-se mais informações das fases dos cálculos das seções da viga.

Figura 35 - Planilha de dimensionamento à flexão.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
	fck (Mpa)=	25		fyk (Mpa)=	500		cobrim. (cm)=	3		As+min (cm²)=	20,355		As min apoio=	23,75
				ø As (cm)=	2,5		ø estribo (cm)=	1		As ø cm²=	5			
Planilha de dimensionamento à flexão														
Seção	Md+ kNm	d+ cm	x+ cm	xid	As+ cm²	As+ adotado		Md- kNm	d- cm	x- cm	xid	As- cm²	As- adotado	
						barras	cm²						barras	cm²
II	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-822	174,75	7,46	0,04	8,33	2	10,00
I	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-1742	174,75	21,59	0,12	24,12	5	25,00
0	0	174,75	0,00	0,00	0,00	6	30,00	-3963	174,75	53,16	0,30	59,39	12	60,00
1	1243	174,75	2,10	0,01	16,44	6	30,00	-2158	174,75	27,11	0,16	30,28	7	35,00
2	3573	172,75	6,17	0,04	48,26	10	50,00	-1001	174,75	12,13	0,07	13,55	3	15,00
3	5285	169,75	9,36	0,06	73,22	15	75,00	-199	174,75	2,36	0,01	2,63	2	10,00
4	6329	168,08	11,38	0,07	89,02	18	90,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00
5	6683	167,38	12,09	0,07	94,56	19	95,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00

Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 36 - Planilha de dimensionamento à flexão, referência.

Seção	Armaduras calculadas para flexão						Após verificação à fadiga				Seção
	M _d ⁺ (kNm)	d ⁺ (cm)	A _s ⁺ (cm²)	M _d ⁻ (kNm)	d ⁻ (cm)	A _s ⁻ (cm²)	A _s ⁺		A _s ⁻		
							(cm²)	Adotar	(cm²)	Adotar	
II		174,7		-622	174,7	8,40	10,00	2 φ 25,0	10,00	2 φ 25,0	II
I		174,7		-1742	174,7	24,33	10,00	2 φ 25,0	25,00	5 φ 25,0	I
0		174,7		-3963	174,7	59,21	30,00	6 φ 25,0	60,00	12 φ 25,0	0
1	1243	174,7	16,51	-2158	174,7	30,39	30,00	6 φ 25,0	30,00	6 φ 25,0	1
2	3573	172,7	48,41	-1001	174,7	13,63	50,00	10 φ 25,0	15,00	3 φ 25,0	2
3	5285	169,7	73,50	-199	174,7	2,64	75,00	15 φ 25,0	10,00	2 φ 25,0	3
4	6329	168,0	89,66		174,7		90,00	18 φ 25,0	10,00	2 φ 25,0	4
5	6683	167,3	95,07		174,7		95,00	19 φ 25,0	10,00	2 φ 25,0	5

Fonte: Spernau (2013).

Tabela 4 - Dimensionamento de seção retangular à flexão simples.

ECV-5260 PONTES

Disciplina do Curso de Graduação de Engenharia Civil (ECV/CTC/UFSC)

Prof. Wilson Spernau (Prof. Adjunto do ECV/CTC/UFSC)

Tabela 3: Dimensionamento de seção retangular à flexão simples

FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR - ARMADURA SIMPLES										D O M I N I O
$\beta_x = x/d$	$k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_d}$							$k_s = \frac{A_s \cdot d}{M_d}$		
	Classe do concreto (MPa)						Categoria do aço			
	20	25	30	35	40	45	50	CA50	CA60	
0,02	51,89	34,59	34,59	29,65	25,94	23,06	20,75	0,0232	0,3193	
0,04	26,15	20,92	17,44	14,95	13,08	11,62	10,46	0,0234	0,0195	
0,06	17,58	14,06	11,72	10,05	8,79	7,81	7,03	0,0236	0,0196	
0,08	13,29	10,63	8,86	7,60	6,65	5,91	5,32	0,0238	0,0198	
0,10	10,72	8,58	7,15	6,13	5,36	4,77	4,29	0,0240	0,0200	
0,12	9,01	7,21	6,01	5,15	4,51	4,00	3,60	0,0242	0,0201	
0,14	7,79	6,23	5,19	4,45	3,89	3,46	3,12	0,0244	0,0203	
0,16	6,87	5,50	4,58	3,93	3,44	3,05	2,75	0,0246	0,0205	
0,18	6,16	4,93	4,11	3,52	3,08	2,74	2,47	0,0248	0,0207	
0,20	5,59	4,48	3,73	3,20	2,80	2,49	2,24	0,0250	0,0208	
0,22	5,13	4,10	3,42	2,93	2,57	2,28	2,05	0,0252	0,0210	
0,24	4,74	3,80	3,16	2,71	2,37	2,11	1,90	0,0254	0,0212	
0,259	4,43	3,55	2,96	2,53	2,22	1,97	1,77	0,0257	0,0214	
0,28	4,14	3,31	2,76	2,37	2,07	1,84	1,66	0,0259	0,0216	
0,30	3,90	3,12	2,60	2,23	1,95	1,73	1,56	0,0261	0,0218	
0,32	3,69	2,95	2,46	2,11	1,84	1,64	1,48	0,0264	0,0220	
0,34	3,50	2,80	2,34	2,00	1,75	1,56	1,40	0,0266	0,0222	
0,36	3,34	2,67	2,23	1,91	1,67	1,48	1,34	0,0269	0,0224	
0,38	3,19	2,56	2,13	1,83	1,60	1,42	1,28	0,0271	0,0226	
0,40	3,06	2,45	2,04	1,75	1,53	1,36	1,23	0,0274	0,0228	
0,42	2,95	2,36	1,96	1,68	1,47	1,31	1,18	0,0276	0,0230	
0,438	2,85	2,28	1,90	1,63	1,42	1,27	1,14	0,0279	0,0232	
0,46	2,74	2,19	1,83	1,57	1,37	1,22	1,10	0,0282		
0,48	2,65	2,12	1,77	1,52	1,33	1,18	1,06	0,0285		
0,50	2,57	2,06	1,72	1,47	1,29	1,14	1,03	0,0288		
0,52	2,50	2,00	1,67	1,43	1,25	1,11	1,00	0,0290		
0,54	2,43	1,95	1,62	1,39	1,22	1,08	0,97	0,0293		
0,56	2,37	1,90	1,58	1,35	1,18	1,05	0,95	0,0296		
0,58	2,31	1,85	1,54	1,32	1,16	1,03	0,92	0,0299		
0,60	2,26	1,81	1,50	1,29	1,13	1,00	0,90	0,0303		
0,62	2,21	1,77	1,47	1,26	1,10	0,98	0,88	0,0306		
0,628	2,19	1,75	1,46	1,25	1,09	0,97	0,88	0,0307		

Diagrama retangular de tensões no concreto: $\gamma = 0,8x$; $\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$
 M_d (kN.cm); b (cm); d (cm); A_s (cm²)

Fonte: Spernau (2013).

Verifica-se que no dimensionamento das armaduras encontrou-se áreas de aço de mesma ordem de grandeza, com pequenas diferenças,

como já citado anteriormente, sendo a única diferença de área adotada na seção 1, onde na armadura negativa Spernal (2013) utiliza 6 barras de Ø25mm totalizando um área de 30cm², sendo que o calculado é um pouco maior (30,39 cm²). Na planilha deste trabalho utilizou-se sempre, para esses casos arredondamentos para cima, dessa forma encontrando 7 Ø25 e uma área de aço de 35cm².

Nas figuras 37 e 38, têm-se as planilhas de avaliação da fadiga nas armaduras de flexão. Nestas planilhas a única diferença pela utilizada por Spenau (2013) é a orientação das colunas de x e I (J para Spenau (2013)), mudança para melhor entendimento da planilha já que as tensões dependem desses valores, logo ter seus valores antes é mais intuitivo.

Figura 37 - Avaliação da fadiga para armadura de flexão.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P			
	Ec (MPa)=	23800		Es (MPa)=	210000		n=	8,82	Bw (m)=	0,4	bf (m)=	2,8	h (m)=	1,8	hf (m)=	0,2	
																1,25hf(m)=	0,25
Avaliação da fadiga para armaduras de flexão																	
Seção	As flexão		As fadiga				Armadura positiva					Armadura negativa					
	As+ (cm ²)	As- (cm ²)	As+ (cm ²)	As- (cm ²)	X alma (m)	I (m ⁴)	Tmáx (MPa)	Tmín (MPa)	Dts (MPa)	X (m)	I (m ⁴)	Tmáx (MPa)	Tmín (MPa)	Dts (MPa)			
II	0,00	8,33	10	10	0,256	0,0219	-27,22	-36,53	9,31	0,256	0,0219	-212,39	-158,24	-54,15			
I	0,00	24,12	10	25	0,256	0,0219	-88,62	-98,74	30,12	0,387	0,0486	-235,79	-163,87	-71,92			
0	0,00	59,39	30	60	0,419	0,0565	-92,48	-138,88	46,40	0,561	0,0981	-226,61	-150,90	-75,72			
1	16,44	30,28	30	35	0,173	0,0705	58,78	-57,86	116,63	0,448	0,0641	-158,04	6,00	-164,04			
2	48,26	13,55	50	15	0,218	0,1102	196,40	84,24	112,16	0,124	0,0367	48,45	20,78	27,67			
3	73,22	2,63	75	10	0,261	0,1532	212,42	112,25	100,17	0,102	0,0249	92,67	48,97	43,70			
4	89,02	0,00	90	10	0,282	0,1763	219,57	122,67	96,90	0,102	0,0249	113,26	63,27	49,98			
5	94,56	0,00	95	10	0,288	0,1833	222,09	125,69	96,40	0,102	0,0249	120,23	68,04	52,19			

Segundo NBR 6118 diferença de tensões não pode ser superior em 175 MPa para bitolas de 25mm

Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 38 - Avaliação da fadiga para armadura de flexão, referência.

Seção	As (flexão)		As (fadiga)		Armadura Positiva						Armadura Negativa				
	As+ (cm ²)	As- (cm ²)	As+ (cm ²)	As- (cm ²)	$\sigma_{máx}$ (MPa)	$\sigma_{mín}$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	x (m)	J (m ⁴)	$\sigma_{máx}$ (MPa)	$\sigma_{mín}$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	x (m)	J (m ⁴)	
II	0,00	8,40	10,00	10,00	-25,2	-33,9	8,7	0,122	0,0250	211,6	157,2	54,4	0,241	0,0222	
I	0,00	24,33	10,00	25,00	-43,9	-63,1	19,2	0,121	0,0251	234,1	162,8	71,3	0,371	0,0495	
0	0,00	59,21	30,00	60,00	-61,6	-92,5	30,9	0,164	0,0711	221,4	147,4	74,0	0,515	0,1042	
1	16,51	30,39	30,00	30,00	58,7	-48,9	107,6	0,169	0,0708	179,8	46,0	133,7	0,373	0,0596	
2	48,41	13,63	50,00	15,00	196,1	84,1	112,0	0,217	0,1104	-12,1	-28,2	16,1	0,241	0,0334	
3	73,50	2,64	75,00	10,00	211,0	111,5	99,5	0,270	0,1531	-21,1	-39,9	18,8	0,173	0,0235	
4	89,66	0,00	90,00	10,00	217,2	121,3	95,9	0,299	0,1759	-26,3	-47,0	20,8	0,163	0,0237	
5	95,07	0,00	95,00	10,00	219,3	124,1	95,2	0,308	0,1827	-28,0	-49,6	21,5	0,159	0,0237	

Segundo a NBR 6118 deveremos ter $\Delta\sigma_s < \Delta f_{sd} = 175$ MPa para bitolas de 25 mm

Fonte: Spenau (2013).

Na planilha da figura 37 verifica-se divergência de valores para cálculo da altura da linha neutra (x alma) e momento de inércia (I) para

as seções onde há compressão das armaduras (seções II, I e 0 para Armadura Positiva e seções 2, 3, 4 e 5 para Armadura Negativa). Tal divergência foi discutida e revista com o orientador deste TCC, em que procurou-se seu equacionamento. Na primeira situação para atingir o mesmo valor de x de Sprenau (2013) era necessário a utilização da equação (3.24), a qual considera uma seção T com mesa comprimida, mas no caso, balanço, a mesa é tracionada ou, seja uma seção retangular de base (bw) e não (bf) como no outro caso, assim utilizou-se da equação (3.20). Tal mudança acarreta na mudança da fórmula para cálculo do momento de inércia, passando da equação (3.25) para a equação (3.21). Tal fato também ocorre nas armaduras negativas das seções 2, 3, 4 e 5. Para a seção I temos uma situação onde há momentos positivos e negativos, para a primeira temos uma seção T, com tração das armaduras positivas e compressão das armaduras negativas e para a segunda temos uma seção retangular de base bw, com compressão das armaduras positivas e tração das armaduras negativas, para tal situação foi criado células auxiliares a tabela.

Nas figuras 39 e 40 têm-se, respectivamente, a planilha para dimensionamento das armaduras de cisalhamento de Spenau (2013) e do autor.

Figura 39 - Armaduras de cisalhamento, referência.

Seção	d (m)	V _d (MN)	V _{Rd2} (MN)	0,5 V _c (MN)	V _{sw} (MN)	A _{sw} (cm ² /m)	Δσ _s (MPa)	Fadiga (fator α)	α · A _{sw} (cm ² /m)	ESTRIBOS		Seção
										bitolas	ramos	
III D	1,747	0,317	3,032	0,269	0,048	0,70	66,9	1,000	4,10	φ 10,0 c 30,0	2	III D
II D	1,747	0,649	3,032	0,269	0,380	5,56	81,2	1,000	5,56	φ 10,0 c 28,0	2	II D
I D	1,747	0,981	3,032	0,269	0,712	10,41	85,9	1,010	10,51	φ 10,0 c 15,0	2	I D
0 E	1,747	1,241	3,032	0,269	0,972	14,21	78,9	1,000	14,21	φ 10,0 c 11,0	2	0 E
0 D	1,747	1,770	3,032	0,269	1,501	21,95	83,1	1,000	21,95	φ 10,0 c 15,0	4	0 D
1	1,747	1,461	3,032	0,269	1,192	17,43	87,8	1,034	18,01	φ 10,0 c 17,0	4	1
2	1,727	1,160	2,998	0,266	0,895	13,23	96,9	1,139	15,08	φ 10,0 c 11,0	2	2
3	1,697	0,869	2,946	0,261	0,608	9,14	117,8	1,306	12,68	φ 10,0 c 13,0	2	3
4	1,660	0,586	2,916	0,259	0,327	4,98	167,7	1,973	9,82	φ 10,0 c 16,0	2	4
5	1,673	0,312	2,904	0,257	0,054	0,83	155,4	1,828	4,10	φ 10,0 c 30,0	2	5

Segundo a NBR 6118 deveremos ter $\Delta\sigma_s < \Delta f_{sd} = 85 \text{ MPa}$ para estribos

Fonte: Sprenau (2013).

Na planilha para esforço cortante (armaduras de cisalhamento) foi previsto informações como espaçamento calculado (S), espaçamento máximo (Smáx) e por fim o espaçamento utilizado. Neste último utilizou-se a condição de arredondamento para baixo, para o S em casos que este for menor que Smáx, para este temos:

$$S_{máx} \leq \begin{cases} 0,6d \leq 30\text{cm se } V_{sd} \leq 0,67 V_{rd2} \text{ ou} \\ 0,3d \leq 20\text{cm se } V_{sd} > 0,67 V_{rd2} \end{cases} \quad (4.1)$$

Figura 40 - Armaduras de cisalhamento.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
fctk inf (Mpa)=		1,795	bw (m)=		0,4	para Vd< Vrd2 temos: Asw min (cm²/m)=		4,10	ø (mm)=		10		
Armadura de cisalhamento													
Seção	d m	Vd MN	Vrd2 MN	0,5Vc MN	Vsw MN	Asw/s cm²/m	Delta Ts Mpa	fadiga fatora	a*Asw cm²/m	Estribos			
										S (cm)	Smax(cm)	ramos	S usado
III D	1,748	0,317	3,033	0,269	0,048	0,70	66,9	1,00	4,10	38,27	30	2	30
II D	1,748	0,649	3,033	0,269	0,380	5,56	81,2	1,00	5,56	28,26	30	2	28
I D	1,748	0,981	3,033	0,269	0,712	10,41	85,9	1,01	10,52	14,93	30	2	14
0 E	1,748	1,241	3,033	0,269	0,972	14,22	78,9	1,00	14,22	11,05	30	2	11
0 D	1,748	1,770	3,033	0,269	1,501	21,95	83,1	1,00	21,95	7,16	30	4	14
1	1,748	1,461	3,033	0,269	1,192	17,43	87,8	1,03	18,01	8,72	30	4	17
2	1,728	1,160	2,998	0,266	0,894	13,23	96,9	1,14	15,08	10,42	30	2	10
3	1,698	0,869	2,946	0,261	0,608	9,15	117,8	1,39	12,68	12,39	30	2	12
4	1,681	0,586	2,917	0,259	0,327	4,98	167,7	1,97	9,82	16,00	30	2	15
5	1,674	0,312	2,905	0,258	0,054	0,83	155,4	1,83	4,10	38,27	30	2	30

Fonte: elaboração do autor (2014).

Nesta parte houve uma pequena diferença dos espaçamentos adotados. Sendo em algumas seções encontrado espaçamentos menores, na ordem de 1cm (possivelmente arredondamentos), desta planilha para a de Spernau (2013), desta forma validando a mesma.

4.1 Consumo de Materiais

Obteve-se como resultados para as vigas principais do projeto 01, Spernau, um consumo de concreto na ordem de 21,6m³, barras de aço CA-50 com Ø25mm para armadura longitudinal na ordem de 571,4m, ou seja, aproximadamente 2.201,6 kg e para armadura transversal, responsável pelo cortante uma quantidade de 630,6m ou 389,1kg de aço A-50 com Ø10mm.

Os gráficos de dalgem e distribuição das barras de aço estão apresentas no apêndice deste trabalho. Para determinação peso utilizou-se do catalogo de aço para construção civil GERDAU (2014), na qual o aço de 25mm possui massa nominal de 3,853kg/m.

4.1.1 Exemplo Zousa (2011) - Pecapiedra

Foi alimentado o aplicativo Dualong com os mesmo dados do projeto 01 de Spernau (2013), com o mesmo procedimento adotado por Sousa (2011), para testá-los na planilha de dimensionamento (figura 41).

Pode se observar pequenas variações nos momentos, sendo que considerações sobre as diferenças já foram feitas por Souza (2011). A partir destes novos dados foram calculadas as armaduras das vigas principais (figura 42).

No dimensionamento com os dados do Dualong, obteve-se um resultado com diferenças em três seções (1, 4 e 5). Na seção 1, houve a diminuição de uma barra de aço, já nas seções 4 e 5 o acréscimo de uma barra de aço, contudo percebe-se que as áreas de aço calculadas são

próximas. Para a seção 1 com dados de Spernau (2013) obteve-se 30,28cm² e com dados do Dualong 28,75cm², para a seção 4 foram 89,02cm² e 90,79cm² e para a seção 5 foram 94,56cm² e 96,32cm², Spernau (2013) e Souza (2011) respectivamente.

Figura 41 - Momento Fletor da longarina 1, Ex. Pecapetra.

Seção	Mq	En+	EA+	Mq+	En-	EA-	Mq-	Md+	Md-	Msd+	Msd-	Msd+	Msd-	Msd+	Msd-
1	-276				0,0917	0,0035	-222		-697					-387	-276
2	-722				0,2750	0,0139	-711		-2006					-1077	-722
3	-1340				0,5250	0,0313	-1417		-3859					-2048	-1340
4	-154	0,2475	0,0450	1048	0,4725	0,0313	-1315	1313	-2056	370				-811	-154
5	767	0,4350	0,0800	1855	0,4200	0,0313	-1212	3670	-929	1694	767				
6	1425	0,5625	0,1050	2418	0,3675	0,0313	-1110	5380	-129	2634	1425				
7	1821	0,6450	0,1200	2768	0,3150	0,0313	-1007	6424	411	3205	1821				
8	1952	0,6750	0,1250	2889	0,2625	0,0313	-905	6777	685	3396	1952				
9	1821	0,6450	0,1200	2768	0,3150	0,0313	-1007	6424	411	3205	1821				
10	1425	0,5625	0,1050	2418	0,3675	0,0313	-1110	5380	-129	2634	1425				
11	767	0,4350	0,0800	1855	0,4200	0,0313	-1212	3670	-929	1694	767				
12	-154	0,2475	0,0450	1048	0,4725	0,0313	-1315	1313	-2056	370				-811	-154
13	-1340				0,5250	0,0313	-1417		-3859					-2048	-1340
14	-722				0,2750	0,0139	-711		-2006					-1077	-722
15	-276				0,0917	0,0035	-222		-697					-387	-276

Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

Figura 42 - Planilha de dimensionamento à flexão, ex. Pecapetra.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
	fck (Mpa)=	25		fyk (Mpa)=	500	cobrim. (cm)=	3	As*min (cm²)=	20,355		As min apoi=		25	
				α As (cm)=	2,5	α estribo (cm)=	1	As e cm²=	5					
Planilha de dimensionamento à flexão														
Seção	Md+	d+	x+	xid	As+	As+ adotado		Md-	d-	x-	xid	As-	As- adotado	
						barras	cm²						kN.m	cm
II	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-697	174,75	8,37	0,05	9,35	2	10,00
I	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-2006	174,75	25,07	0,14	28,01	6	30,00
0	0	174,75	0,00	0,00	0,00	6	30,00	-3859	174,75	51,55	0,29	57,59	12	60,00
1	1313	174,75	2,22	0,01	17,37	6	30,00	-2056	174,75	25,74	0,15	28,75	6	30,00
2	3670	172,75	6,34	0,04	49,59	10	50,00	-929	174,75	11,23	0,06	12,55	3	15,00
3	5380	169,75	9,54	0,06	74,57	15	75,00	-129	174,75	1,53	0,01	1,70	2	10,00
4	6424	167,38	11,61	0,07	90,79	19	95,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00
5	6777	166,75	12,32	0,07	96,32	20	100,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00

Fonte: elaboração do autor (2014).

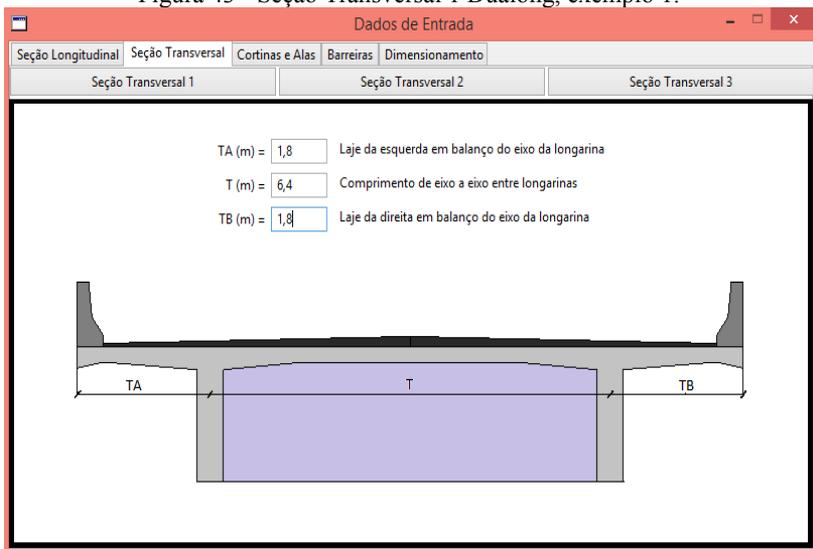
Para o comprimento dos aços também houve uma mudança, passando de 577,6m para 586,6m.

4.1.2 Exemplo 1

Com o intuito de obter novos resultados para posições diversas das longarinas em relação à seção transversal, foi previsto uma diminuição dos balanços laterais, passando de 2,0 m para 1,8m. As

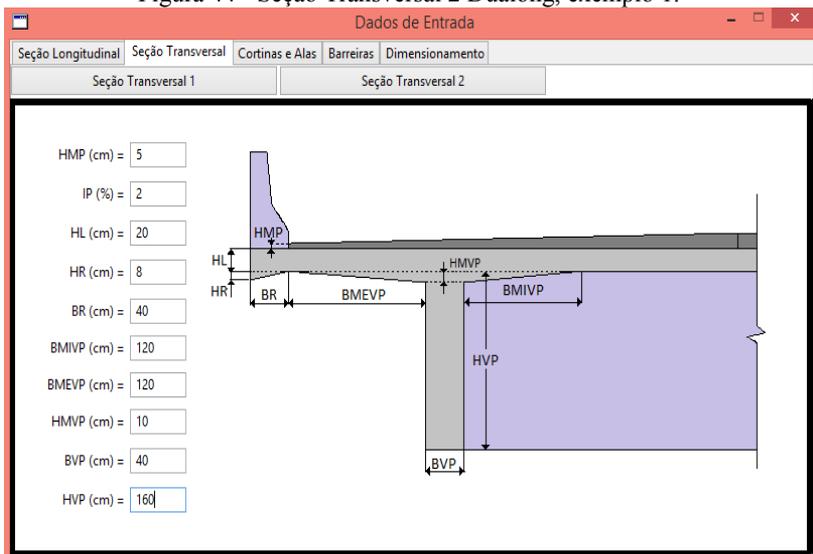
figuras 43 e 44 mostram as mudanças feitas no Dualong, para geração dos novos dados.

Figura 43 - Seção Transversal 1 Dualong, exemplo 1.



Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

Figura 44 - Seção Transversal 2 Dualong, exemplo 1.



Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

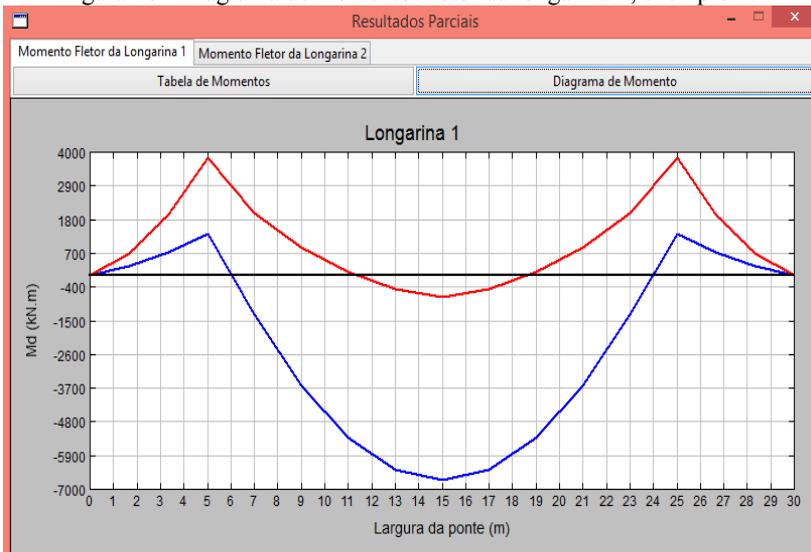
Nas figuras 45 e 46 temos, respectivamente, os resultados da tabela momento e o diagrama de momento, verifica-se aqui uma leve mudança nos resultados obtidos.

Figura 45 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 1.

Resultados Parciais																
Momento Fletor da Longarina 1							Momento Fletor da Longarina 2									
Tabela de Momentos							Diagrama de Momento									
Seção	Mq	En+	EA+	Mq+	En-	EA-	Mq-	Md+	Md-	Msd+	M ₁ Msd+	M ₂ Msd+	M ₃ Msd+	Msd- Min	Msd- Max	Msd- Min
1	-276				0,0917	0,0035	-216		-688						-384	-276
2	-722				0,2750	0,0139	-691		-1978						-1067	-722
3	-1339				0,5250	0,0313	-1378		-3803						-2028	-1339
4	-151	0,2475	0,0450	1025	0,4725	0,0313	-1279	1284	-2002	361					-790	-151
5	773	0,4350	0,0800	1814	0,4200	0,0313	-1180	3621	-879	1680	773					
6	1433	0,5625	0,1050	2365	0,3675	0,0313	-1081	5317	-80	2615	1433					
7	1829	0,6450	0,1200	2707	0,3150	0,0313	-982	6350	454	3182	1829					
8	1961	0,6750	0,1250	2826	0,2625	0,0313	-883	6701	724	3374	1961					
9	1829	0,6450	0,1200	2707	0,3150	0,0313	-982	6350	454	3182	1829					
10	1433	0,5625	0,1050	2365	0,3675	0,0313	-1081	5317	-80	2615	1433					
11	773	0,4350	0,0800	1814	0,4200	0,0313	-1180	3621	-879	1680	773					
12	-151	0,2475	0,0450	1025	0,4725	0,0313	-1279	1284	-2002	361					-790	-151
13	-1339				0,5250	0,0313	-1378		-3803						-2028	-1339
14	-722				0,2750	0,0139	-691		-1978						-1067	-722
15	-276				0,0917	0,0035	-216		-688						-384	-276

Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

Figura 46 - Diagrama de momento Fletor da longarina 1, exemplo 1.



Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

Para esta opção foram encontrados os seguintes resultados na planilha de dimensionamento (figura 47).

Figura 47 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 1.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	Barra de fórmulas	M	N	O	P
	fck (Mpa)=	25		fyk (Mpa)=	500		cobrim. (cm)=	3	As*min (cm²)=	19,2		As min apoio=	23,75
				ø As (cm)=	2,5		ø estribo (cm)=	1	As ø				

Planilha de dimensionamento à flexão														
Seção	Md+ kNm	d+ cm	x+ cm	xid	As+ cm²	As+ adotado		Md- kNm	d- cm	x- cm	xid	As- cm²	As- adotado	
						barras	cm²						barras	cm²
II	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-888	174,75	8,26	0,06	9,23	2	10,00
I	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-1978	174,75	24,70	0,14	27,59	6	30,00
0	0	174,75	0,00	0,00	0,00	6	30,00	-3803	174,75	50,69	0,29	56,62	12	60,00
1	1284	174,75	2,17	0,01	16,98	6	30,00	-2002	174,75	25,02	0,14	27,95	6	30,00
2	3621	172,75	6,26	0,04	48,92	10	50,00	-879	174,75	10,61	0,06	11,86	3	15,00
3	5317	169,75	9,42	0,06	73,68	15	75,00	-80	174,75	0,94	0,01	1,06	2	10,00
4	6350	168,08	11,42	0,07	89,32	18	90,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00
5	6701	167,38	12,13	0,07	94,83	19	95,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00

Fonte: elaboração do autor (2014).

Neste exemplo percebemos que os valores das seções voltam a ter as mesmas áreas de aço calculadas no exemplo inicial. Sendo encontrados quantidades de aço na ordem de 557,6m ou 2.148,5kg de aço CA-50 25mm, valores menores que o encontrado no exemplo Spernau e Pecapetra, 571,4m e 586,6m, respectivamente.

4.1.3 Exemplo 2

Foi previsto mais uma diminuição dos balanços laterais, passando de 2,0m para 1,6m. As figuras 48 e 49 mostram as os novos resultados dos momentos fletores e a planilha de dimensionamento das armaduras.

Figura 48 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 2.

Tabela de Momentos														Diagrama de Momento					
Seção	Mq	En+	EA+	Mq+	En-	EA-	Mq-	Md+	Md-	Msd+ M.	Msd+ Mirj	Msd- Max	Msd- Min						
1	-276				0,0917	0,0035	-210		-680			-381	-276						
2	-722				0,2750	0,0139	-673		-1953			-1058	-722						
3	-1337				0,5250	0,0313	-1344		-3753			-2009	-1337						
4	-147	0,2475	0,0450	1006	0,4725	0,0313	-1248	1261	-1952	356		-771	-147						
5	778	0,4350	0,0800	1779	0,4200	0,0313	-1152	3579	-834	1667	778								
6	1440	0,5625	0,1050	2320	0,3675	0,0313	-1056	3264	-38	2600	1440								
7	1838	0,6450	0,1200	2655	0,3150	0,0313	-960	6290	494	3165	1838								
8	1971	0,6750	0,1250	2772	0,2625	0,0313	-864	6640	761	3357	1971								
9	1839	0,6450	0,1200	2655	0,3150	0,0313	-960	6291	495	3166	1839								
10	1444	0,5625	0,1050	2320	0,3675	0,0313	-1056	3269	-34	2604	1444								
11	783	0,4350	0,0800	1779	0,4200	0,0313	-1152	3586	-829	1672	783								
12	-140	0,2475	0,0450	1006	0,4725	0,0313	-1248	1268	-1943	363		-764	-140						
13	-1329				0,5250	0,0313	-1344		-3742			-2001	-1329						
14	-716				0,2750	0,0139	-673		-1944			-1052	-716						
15	-273				0,0917	0,0035	-210		-676			-378	-273						

Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

Figura 49 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 2.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
fck (Mpa)=	25			fyk (Mpa)=	500			cobrim. (cm)=	3	As+min (cm²)=	19,2		Asmin apoio=	23,75
				ø As (cm)=	2,5			ø estribo (cm)=	1		As ø cm²=	5		
Planilha de dimensionamento à flexão														
Seção	Md+ kN.m	d+ cm	x+ cm	x/d	As+ cm²	As+ adotado		Md- kN.m	d- cm	x- cm	x/d	As- cm²	As- adotado	
						barras	cm²						barras	cm²
II	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-880	174,75	8,18	0,05	9,12	2	10,00
I	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-1953	174,75	24,37	0,14	27,22	6	30,00
0	0	174,75	0,00	0,00	0,00	6	30,00	-3753	174,75	49,92	0,29	55,77	12	60,00
1	1260	174,75	2,13	0,01	16,66	6	30,00	-1954	174,75	24,38	0,14	27,24	6	30,00
2	3578	172,75	6,18	0,04	48,33	10	50,00	-835	174,75	10,07	0,06	11,25	3	15,00
3	5261	169,75	9,32	0,05	72,88	15	75,00	-40	174,75	0,47	0,00	0,53	2	10,00
4	6284	168,08	11,30	0,07	88,36	18	90,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00
5	6633	167,38	12,00	0,07	93,84	19	95,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00

Fonte: elaboração do autor (2014)

Neste exemplo foram encontrados valores de aço na ordem de 567,0m ou 2.184,6kg de aço CA-50 25mm, sendo mais próximo ao exemplo Pecapetra.

4.1.4 Exemplo 3

Neste exemplo foi previsto mais um aumento dos balanços laterais, passando de 2,0m para 2,2m. As figuras 50 e 51 mostram as os novos resultados dos momentos fletores e a planilha de dimensionamento das armaduras.

Figura 50 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 3.

Resultados Parciais																			
Momento Fletor da Longarina 1							Momento Fletor da Longarina 2												
Tabela de Momentos							Diagrama de Momento												
Seção	Mq	En+	EA+	Mq+	En-	EA-	Mq-	Md+	Md-	Msd+	Msd-	Msd+	Msd-	Msd-	Min	Msd-	Max	Msd-	Min
1	-276				0,0917	0,0035	-230		-708								-391		-276
2	-723				0,2750	0,0139	-734		-2039								-1090		-723
3	-1342				0,5250	0,0313	-1462		-3925								-2073		-1342
4	-157	0,2475	0,0450	1076	0,4725	0,0313	-1356	1349	-2118	381							-835		-157
5	764	0,4350	0,0800	1903	0,4200	0,0313	-1249	3733	-984	1715	764								
6	1423	0,5625	0,1050	2480	0,3675	0,0313	-1143	5464	-177	2663	1423								
7	1818	0,6450	0,1200	2839	0,3150	0,0313	-1037	6519	366	3237	1818								
8	1950	0,6750	0,1250	2964	0,2625	0,0313	-930	6879	648	3432	1950								
9	1818	0,6450	0,1200	2839	0,3150	0,0313	-1037	6519	366	3237	1818								
10	1423	0,5625	0,1050	2480	0,3675	0,0313	-1143	5464	-177	2663	1423								
11	764	0,4350	0,0800	1903	0,4200	0,0313	-1249	3733	-984	1715	764								
12	-157	0,2475	0,0450	1076	0,4725	0,0313	-1356	1349	-2118	381									
13	-1342				0,5250	0,0313	-1462		-3925										
14	-723				0,2750	0,0139	-734		-2039										
15	-276				0,0917	0,0035	-230		-708										

Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

Figura 51 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 3.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
	fck (Mpa)=	25		fyk (Mpa)=	500		cobrim. (cm)=	3		As ⁺ min (cm ²)=	20,355		As ⁻ min apoio=	25
				ø As (cm)=	2,5		ø estribo (cm)=	1		As ø cm ² =	5			
Planilha de dimensionamento à flexão														
Seção	Md+ kNm	d+ cm	x+ cm	xid	As+ cm ²	As+ adotado		Md- kNm	d- cm	x- cm	xid	As- cm ²	As- adotado	
						barras	cm ²						barras	cm ²
II	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-708	174,75	8,51	0,05	9,50	2	10,00
I	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-2039	174,75	25,51	0,15	28,50	6	30,00
0	0	174,75	0,00	0,00	0,00	6	30,00	-3925	174,75	52,57	0,30	59,73	12	60,00
1	1349	174,75	2,28	0,01	17,85	6	30,00	-2118	174,75	26,57	0,15	29,68	6	30,00
2	3733	172,48	6,46	0,04	50,54	11	55,00	-984	174,75	11,92	0,07	13,31	3	15,00
3	5564	169,13	9,91	0,06	77,48	16	80,00	-177	174,75	2,10	0,01	2,34	2	10,00
4	6519	167,38	11,79	0,07	92,17	19	95,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00
5	6879	166,75	12,51	0,08	97,82	20	100,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00

Fonte: elaboração do autor (2014).

Neste exemplo foram encontrados valores de aço na ordem de 590,2m ou 2.274,1kg de aço CA-50 25mm. Um pequeno aumento em relação ao exemplo 2 de Pecapiedra, definido como parâmetro.

4.1.5 Exemplo 4

No exemplo 4 temos um aumento dos balanços laterais, passando de 2,0m para 2,4m. As figuras 52 e 53 mostram as os novos resultados dos momentos fletores e a planilha de dimensionamento das armaduras.

Figura 52 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 4.

Resultados Parciais														
Momento Fletor da Longarina 1														
Momento Fletor da Longarina 2														
Tabela de Momentos										Diagrama de Momento				
Seção	Mq	En+	EA+	Mq+	En-	EA-	Mq-	Md+	Md-	Msd+ M.	Msd+ Min	Msd- Max	Msd- Min	
1	-275				0,0917	0,0035	-238		-718			-394	-275	
2	-723				0,2750	0,0139	-761		-2077			-1103	-723	
3	-1344				0,5250	0,0313	-1515		-4002			-2101	-1344	
4	-160	0,2475	0,0450	1108	0,4725	0,0313	-1404	1391	-2189	394		-862	-160	
5	760	0,4350	0,0800	1960	0,4200	0,0313	-1293	3808	-1050	1740	760			
6	1418	0,5625	0,1050	2555	0,3675	0,0313	-1182	5562	-236	2695	1418			
7	1812	0,6450	0,1200	2924	0,3150	0,0313	-1071	6630	312	3274	1812			
8	1944	0,6750	0,1250	3053	0,2625	0,0313	-961	6995	598	3470	1944			
9	1812	0,6450	0,1200	2924	0,3150	0,0313	-1071	6630	312	3274	1812			
10	1418	0,5625	0,1050	2555	0,3675	0,0313	-1182	5562	-236	2695	1418			
11	760	0,4350	0,0800	1960	0,4200	0,0313	-1293	3808	-1050	1740	760			
12	-160	0,2475	0,0450	1108	0,4725	0,0313	-1404	1391	-2189	394		-862	-160	
13	-1344				0,5250	0,0313	-1515		-4002			-2101	-1344	
14	-723				0,2750	0,0139	-761		-2077			-1103	-723	
15	-275				0,0917	0,0035	-238		-718			-394	-275	

Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

Figura 53 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 4.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
	fck (Mpa)=	25		fyk (Mpa)=	500		cobrim. (cm)=	3		As*min (cm²)=	20,355		As min apoio=	25
				ø As (cm)=	2,5		ø estribo (cm)=	1		As ø cm²=	5			

Planilha de dimensionamento à flexão														
Seção	Md+ kN.m	d+ cm	x+ cm	x/d	As+ cm²	As* adotado		Md- kN.m	d- cm	x- cm	x/d	As- cm²	As* adotado	
						barras	cm²						barras	cm²
II	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-718	174,75	8,63	0,05	9,64	2	10,00
1	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-2077	174,75	26,02	0,15	29,07	6	30,00
0	0	174,75	0,00	0,00	0,00	6	30,00	-4002	174,75	53,77	0,31	60,07	13	95,00
1	1391	174,75	2,35	0,01	18,41	6	30,00	-2189	174,75	27,52	0,16	30,75	7	35,00
2	3808	172,48	6,59	0,04	51,57	11	55,00	-1050	174,75	12,74	0,07	14,23	3	15,00
3	5562	169,13	9,90	0,06	77,45	16	80,00	-236	174,75	2,80	0,02	3,13	2	10,00
4	6630	167,38	11,99	0,07	93,79	19	95,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00
5	6995	166,75	12,73	0,08	99,52	20	100,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00

Fonte: elaboração do autor (2014).

Neste exemplo foram encontrados valores de aço na ordem de 605,2m ou 2.331,9kg de aço CA-50 25mm. Verifica-se novamente um acréscimo de área de aço nas seções centrais (positivas) e apoio (negativa), o que levou um maior consumo de aço.

4.1.6 Exemplo 5

Neste exemplo foi previsto uma diminuição dos balanços longitudinais, passando de 5,0m para 4,0m e mantendo as demais seções conforme Projeto 01. As figuras 54 e 55 mostram os novos resultados dos momentos fletores e a planilha de dimensionamento das armaduras.

Figura 54 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 5.

Tabela de Momentos														Diagrama de Momento			
Seção	Mq	En+	EA+	Mq+	En-	EA-	Mq-	Md+	Md-	Msd+	Msd-	Msd+	Msd-	Msd-	Max	Min	
1	-207				0,0606	0,0018	-158		-510						-286	-207	
2	-523				0,1742	0,0073	-487		-1414						-766	-523	
3	-949				0,3409	0,0165	-986		-2709						-1442	-949	
4	798	0,2495	0,0450	1224	0,3068	0,0165	-913	2830	-480	1410	798						
5	2157	0,4391	0,0800	2167	0,2727	0,0165	-839	6053	982	3240	2157						
6	3128	0,5686	0,1050	2828	0,2386	0,0165	-766	8338	2055	4542	3128						
7	3711	0,6518	0,1200	3237	0,2045	0,0165	-693	9727	2740	5329	3711						
8	3905	0,6818	0,1250	3378	0,1705	0,0165	-619	10196	3038	5594	3905						
9	3711	0,6518	0,1200	3237	0,2045	0,0165	-693	9727	2740	5329	3711						
10	3128	0,5686	0,1050	2828	0,2386	0,0165	-766	8338	2055	4542	3128						
11	2157	0,4391	0,0800	2167	0,2727	0,0165	-839	6053	982	3240	2157						
12	798	0,2495	0,0450	1224	0,3068	0,0165	-913	2830	-480	1410	798						
13	-949				0,3409	0,0165	-986		-2709					-1442	-949		
14	-523				0,1742	0,0073	-487		-1414					-766	-523		
15	-207				0,0606	0,0018	-158		-510					-286	-207		

Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

Figura 55 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 5.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
	fck (Mpa)=	25		fyk (Mpa)=	500	cobrim. (cm)=	3	As+min (cm²)=	20,355		As min apoio=	51,6866667		
				ø As (cm)=	2,5	ø estribo (cm)=	1	As ø cm²=	5					5
Planilha de dimensionamento à flexão														
Seção	Md+ kN.m	d+ cm	x+ cm	xid	As+ cm²	As+ adotado		Md- kN.m	d- cm	x- cm	xid	As- cm²	As- adotado	
						barras	cm²						barras	cm²
II	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-510	174,75	6,09	0,03	6,81	2	10,00
I	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-1414	174,75	17,35	0,10	19,38	4	20,00
0	0	174,75	0,00	0,00	0,00	11	55,00	-2709	174,75	34,67	0,20	38,73	8	40,00
1	2830	174,75	4,43	0,03	37,63	11	55,00	-480	174,75	5,73	0,03	6,40	2	10,00
2	6053	168,57	9,96	0,06	84,59	17	85,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00
3	8338	164,33	14,24	0,09	120,89	25	125,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00
4	9727	161,89	16,99	0,10	144,25	29	145,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00
5	10196	160,75	17,99	0,11	152,72	31	155,00	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00

Fonte: elaboração do autor (2014).

Neste exemplo foram encontrados valores de aço na ordem de 727,0m ou 2.801,1kg de aço CA-50 25mm. Pode-se verificar que a disposição dos momentos e conseqüentemente das armaduras mudou em relação ao modelo com balanço de 5,0m, como o vão central aumentou de tamanho temos um acréscimo de momento nas seções centrais, o que levou uma maior área de aço. O mesmo vale para o apoio, devido a consideração da NBR 6118:2003, neste caso 1/3 da maior armadura positiva. Tal mudança aumento consideravelmente à área de aço necessária.

4.1.7 Exemplo 6

Agora foi previsto um aumento dos balanços longitudinais, passando de 5,0m para 6,0m e mantendo as demais seções conforme Projeto 01. As figuras 56 e 57 mostram resultados dos momentos fletores e a planilha de dimensionamento das armaduras.

Neste exemplo foram encontrados valores de aço na ordem de 578,2m ou 2.227,8kg de aço CA-50 25mm. Pode-se verificar que a disposição dos momentos e conseqüentemente das armaduras mudou em relação ao modelo com balanço de 5,0m e 4,0m, como o vão central teve uma diminuição de tamanho temos uma menor momento nas seções centrais, necessitando menor área de aço, o que se refletiu para o apoio, devido à consideração da NBR 6118:2003, neste caso 1/4 da maior armadura positiva. Mas acarretou em acréscimo de momento negativo nos apoios, aumentando as áreas de aço necessárias neste ponto, contudo tal mudança não acarretou consideravelmente na área de aço necessária.

Figura 56 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 6.

Tabela de Momentos											Diagrama de Momento						
Seção	Mq	En+	EA+	Mq+	En-	EA-	Mq-	Md+	Md-	Msd-	M.	Msd+	Miri	Msd-	Max	Msd-	Min
1	-351				0,1389	0,0062	-305		-918					-503	-351		
2	-949				0,4167	0,0247	-979		-2699					-1438	-949		
3	-1793				0,7500	0,0556	-1876		-5136					-2731	-1793		
4	-825	0,2450	0,0450	885	0,6750	0,0556	-1745	414	-3598					-1697	-825		
5	-71	0,4300	0,0800	1564	0,6000	0,0556	-1613	2118	-2357	711				-877	-71		
6	466	0,5550	0,1050	2037	0,5250	0,0556	-1482	3504	-1608	1484	466			-275			
7	788	0,6367	0,1200	2332	0,4500	0,0556	-1351	4368	-1103	1954	788						
8	896	0,6667	0,1250	2435	0,3750	0,0556	-1220	4663	-812	2113	896						
9	788	0,6367	0,1200	2332	0,4500	0,0556	-1351	4368	-1103	1954	788						
10	466	0,5550	0,1050	2037	0,5250	0,0556	-1482	3504	-1608	1484	466			-275			
11	-71	0,4300	0,0800	1564	0,6000	0,0556	-1613	2118	-2357	711				-877	-71		
12	-825	0,2450	0,0450	885	0,6750	0,0556	-1745	414	-3598					-1697	-825		
13	-1793				0,7500	0,0556	-1876		-5136					-2731	-1793		
14	-949				0,4167	0,0247	-979		-2699					-1438	-949		
15	-351				0,1389	0,0062	-305		-918					-503	-351		

Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

Figura 57 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 6.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
	fck (Mpa)=	25		fyk (Mpa)=	500	cobrim. (cm)=	3						As min apoio=	16,25
				ø As (cm)=	2,5	ø estribo (cm)=	1			As ø cm²=	5			5
Planilha de dimensionamento à flexão														
Seção	Ml+ kN.m	d+ cm	x+ cm	xid	As+ cm²	As+ adotado		Md- kN.m	d- cm	x- cm	xid	As- cm²	As- adotado	
						barras	cm²						barras	cm²
II	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-918	174,75	11,10	0,06	12,40	3	15,00
I	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-2699	174,75	34,53	0,20	38,57	8	40,00
0	0	174,75	0,00	0,00	0,00	4	20,00	-5136	174,75	72,56	0,42	81,06	17	85,00
1	414	174,75	0,76	0,00	5,46	4	20,00	-3598	174,75	47,57	0,27	53,14	11	65,00
2	2118	174,75	3,93	0,02	28,13	6	30,00	-2357	174,75	29,80	0,17	33,29	7	35,00
3	3504	172,75	6,63	0,04	47,38	10	50,00	-1608	174,75	19,85	0,11	22,17	5	25,00
4	4368	171,42	8,36	0,05	59,77	12	60,00	-1103	174,75	13,41	0,08	14,98	3	15,00
5	4663	170,90	8,97	0,05	64,10	13	65,00	-912	174,75	9,79	0,06	10,93	3	15,00

Fonte: elaboração do autor (2014).

4.1.8 Exemplo 7

Neste exemplo foi previsto um aumento dos balanços longitudinais, passando de 5,0m para 7,0m e mantendo as demais seções conforme Projeto 01. As figuras 58 e 59 mostram as os novos resultados dos momentos fletores e a planilha de dimensionamento das armaduras.

Foram encontrados valores de aço na ordem de 662,4m ou 2.552,2kg de aço CA-50 25mm. Pode-se verificar que houve uma diminuição maior ainda dos momentos fletores centrais e aumento dos momentos negativos junto aos apoios, tal disposição dos balanços

longitudinais acarretou consideravelmente no aumento da área de aço necessária.

Figura 58 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 7.

Resultados Parciais														
Momento Fletor da Longarina 1							Momento Fletor da Longarina 2							
Tabela de Momentos							Diagrama de Momento							
Seção	Mg	En+	EA+	Mg+	En-	EA-	Mg-	Md+	Md-	Msd+	Msd-	Min	Max	Min
1	-434				0,1979	0,0106	-391		-1155				-629	-434
2	-1203				0,5938	0,0425	-1260		-3448				-1833	-1203
3	-2307				1,0313	0,0957	-2363		-6538				-3488	-2307
4	-1535	0,2419	0,0450	734	0,9281	0,0957	-2203		-5233				-2636	-1535
5	-934	0,4238	0,0800	1296	0,8250	0,0957	-2043	880	-4167				-1955	-934
6	-505	0,5456	0,1050	1684	0,7219	0,0957	-1883	1852	-3343	337			-1446	-505
7	-248	0,6262	0,1200	1929	0,6188	0,0957	-1723	2452	-2759	716			-1109	-248
8	-162	0,6563	0,1250	2016	0,5156	0,0957	-1564	2660	-2416	846			-944	-162
9	-248	0,6262	0,1200	1929	0,6188	0,0957	-1723	2452	-2759	716			-1109	-248
10	-505	0,5456	0,1050	1684	0,7219	0,0957	-1883	1852	-3343	337			-1446	-505
11	-934	0,4237	0,0800	1296	0,8250	0,0957	-2043	880	-4167				-1955	-934
12	-1535	0,2419	0,0450	734	0,9281	0,0957	-2203		-5233				-2636	-1535
13	-2307				1,0313	0,0957	-2363		-6538				-3488	-2307
14	-1203				0,5937	0,0425	-1260		-3448				-1833	-1203
15	-434				0,1979	0,0106	-391		-1155				-629	-434

Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

Figura 59 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 7.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
	fck (Mpa)=	25		fyk (Mpa)=	500		cobrim. (cm)=	3					As min apoio=	10
				ø As (cm)=	2,5		ø estribo (cm)=	1		As ø cm=	5			5
Planilha de dimensionamento à flexão														
Seção	Md+ kNm	d+ cm	x+ cm	xid	As+ cm²	As+ adotado		Md- kNm	d- cm	x- cm	xid	As- cm²	As- adotado	
						barras	cm²						barras	cm²
11	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-1155	174,75	14,06	0,08	15,71	4	20,00
1	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-3448	174,75	45,33	0,26	50,63	11	55,00
0	0	174,75	0,00	0,00	0,00	3	15,00	-6538	174,75	99,85	0,57	111,54	23	115,00
1	0	174,75	0,00	0,00	0,00	3	15,00	-5233	174,75	74,28	0,43	82,99	17	85,00
2	880	174,75	1,79	0,01	11,63	3	15,00	-4167	174,75	56,37	0,32	62,97	13	65,00
3	1852	174,75	3,79	0,02	24,59	5	25,00	-3343	174,75	43,77	0,25	48,90	10	50,00
4	2452	174,04	5,06	0,03	32,79	7	35,00	-2759	174,75	35,37	0,20	39,51	8	40,00
5	2660	173,50	5,51	0,03	35,72	8	40,00	-2416	174,75	30,61	0,18	34,19	7	35,00

Fonte: elaboração do autor (2014).

4.1.9 Exemplo 8

Comparando os gráficos de decalagem (ver apêndice) e conseqüentemente as áreas de aço encontradas, foi previsto uma combinação entre o exemplo 1 e o exemplo 6, que comparados ao exemplo Pecapetra tiveram valores de aço menores. Assim foi previsto um aumento dos balanços longitudinais, passando de 5,0m para 6,0m e diminuição dos balanços transversais de 2,0m para 1,8m. As figuras 60 e

61 mostram os resultados dos momentos fletores e a planilha de dimensionamento das armaduras, respectivamente.

Figura 60 - Momento Fletor da longarina 1 Dualong, exemplo 8.

Tabela de Momentos												Diagrama de Momento					
Seção	Mq	En+	EA+	Mq+	En-	EA-	Mq-	Md+	Md-	Msd+	Msd-	Miri	Msd+	Msd-	Max	Msd-	Min
1	-352				0,1389	0,0062	-296		-907						-500		-352
2	-949				0,4167	0,0247	-952		-2661						-1425		-949
3	-1791				0,7500	0,0556	-1825		-5062						-2703		-1791
4	-819	0,2450	0,0450	865	0,6750	0,0556	-1698	392	-3523						-1668		-819
5	-64	0,4300	0,0800	1529	0,6000	0,0556	-1572	2076	-2290	700					-850		-64
6	475	0,5550	0,1050	1991	0,5250	0,0556	-1445	3452	-1547	1470	475				-247		
7	800	0,6367	0,1200	2280	0,4500	0,0556	-1318	4312	-1045	1940	800						
8	909	0,6667	0,1250	2381	0,3750	0,0556	-1191	4606	-758	2099	909						
9	802	0,6367	0,1200	2280	0,4500	0,0556	-1318	4314	-1043	1942	802						
10	479	0,5550	0,1050	1991	0,5250	0,0556	-1445	3457	-1543	1474	479				-243		
11	-58	0,4300	0,0800	1529	0,6000	0,0556	-1572	2082	-2281	706					-844		-58
12	-811	0,2450	0,0450	865	0,6750	0,0556	-1698	400	-3512						-1660		-811
13	-1780				0,7500	0,0556	-1825		-5047						-2692		-1780
14	-942				0,4167	0,0247	-952		-2651						-1418		-942
15	-348				0,1389	0,0062	-296		-901						-496		-348

Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

Neste exemplo foram encontrados valores de aço na ordem de 558,8m ou 2.153,1kg de aço CA-50 25mm. Pode-se verificar que não houve uma mudança considerável da área de aço em relação ao exemplo Pecapiedra, vê-se ainda que a área de aço foi levemente maior que no exemplo 01 (balanço transversal de 1,8m) com 557,6m ou 2.148,5kg de aço. Sendo assim este último é a melhor opção, com o mesmo vão do projeto original de Spernau (2013).

Figura 61 - Planilha de dimensionamento à flexão, exemplo 8.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
fck (Mpa)=	25			fyk (Mpa)=	500			cobrim. (cm)=	3				As min apoio=	16,25
				ø As (cm)=	2,5			ø estribo (cm)=	1	As a cm²=	5			5
Planilha de dimensionamento à flexão														
Seção	Md+	d+	x+	xid	As+	As+ adotado		Md-	d-	x-	xid	As-	As- adotado	
						barras	cm²						barras	cm²
II	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-907	174,75	10,96	0,06	12,24	3	15,00
I	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-2661	174,75	34,00	0,19	37,98	8	40,00
0	0	174,75	0,00	0,00	0,00	4	20,00	-5062	174,75	71,26	0,41	79,61	16	80,00
1	391	174,75	0,72	0,00	5,15	4	20,00	-3523	174,75	46,47	0,27	51,92	11	55,00
2	2074	174,75	3,85	0,02	27,54	6	30,00	-2293	174,75	28,93	0,17	32,32	7	35,00
3	3448	172,75	6,52	0,04	46,61	10	50,00	-1550	174,75	19,10	0,11	21,33	5	25,00
4	4306	171,42	8,24	0,05	58,91	12	60,00	-1049	174,75	12,73	0,07	14,22	3	15,00
5	4597	170,90	8,84	0,05	63,17	13	65,00	-764	174,75	9,19	0,05	10,27	3	15,00

Fonte: elaboração do autor (2014).

Tabela 5 - Consumo de aço CA-50 para armadura de flexão

Exemplos	Comprimento Aço	Peso Aço
Ex. Spernau:	571,4m Ø25mm	2.201,6kg
Ex. Pecapedra:	586,6m Ø25mm	2269,2kg
Ex.1 (bal. 1,8m):	557,6m Ø25mm	2.148,5kg
Ex.2 (bal. 1,6m):	567,0m Ø25mm	2.184,6kg
Ex.3 (bal. 2,2m):	590,2m Ø25mm	2.274,1kg
Ex.4 (bal. 2,4m):	605,2m Ø25mm	2.331,9kg
Ex.5 (b. long. 4m):	727,0m Ø25mm	2.801,1kg
Ex.6 (b. long. 6m):	578,2m Ø25mm	2.227,8kg
Ex.7 (b. long. 7m):	662,4m Ø25mm	2.552,2kg
Ex.8 (comb. ex.1/ex.6):	558,8m Ø25mm	2.153,1kg

Fonte: elaboração do autor (2014).

4.1.10 Exemplo fck 30, 35 e 40 MPa

Neste exemplo vai ser utilizado o exemplo 01, o qual teve menor quantidade de aço calculada, para uma avaliação da quantidade de aço necessária. Sendo assim possível avaliar custos, haja vista em certas regiões do Brasil ter-se custos diferentes para o concreto de diferentes *fck* e do aço utilizado. A figura 62 mostra a planilha de dimensionamento das armaduras para fck de 30 Mpa.

Figura 62 - Planilha de dimensionamento à flexão, fck de 30 Mpa.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
	fck (Mpa)=	30		fyk (Mpa)=	500		cobrim. (cm)=	3					As min apoio=	16,25
				σ As (cm)=	2,5		ø estribo (cm)=	1		As σ cm²=	5			5
Planilha de dimensionamento à flexão														
Seção	Md+	d+	x+	x/d	As+	As+ adotado		Md-	d-	x-	x/d	As-	As- adotado	
	kN.m	cm	cm		cm²	barras	cm²	kN.m	cm	cm		cm²	barras	cm²
II	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-907	174,75	9,09	0,05	12,19	3	15,00
1	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-2861	174,75	27,91	0,16	37,41	8	40,00
0	0	174,75	0,00	0,00	0,00	4	20,00	-5062	174,75	57,18	0,33	76,66	16	80,00
1	391	174,75	0,60	0,00	5,15	4	20,00	-3525	174,75	37,90	0,22	50,80	11	55,00
2	2074	174,75	3,21	0,02	27,50	6	30,00	-2293	174,75	23,81	0,14	31,92	7	35,00
3	3448	172,75	5,42	0,03	46,49	10	50,00	-1650	174,75	15,79	0,09	21,17	5	25,00
4	4306	171,42	6,84	0,04	58,71	12	60,00	-1049	174,75	10,55	0,06	14,15	3	15,00
5	4597	170,90	7,34	0,04	62,95	13	65,00	-764	174,75	7,63	0,04	10,23	3	15,00

Fonte: elaboração do autor (2014).

Foram encontrados os mesmos valores de área de aço com fck de 25 Mpa e fck de 30 Mpa, fato que não traz, neste caso especificamente para dimensionamento das armaduras longitudinais, vantagens consideráveis na redução da área de armadura. Pois, já que, o

que muda é a diminuição do comprimento de ancoragem ($l_{b\text{adotado}}$), sem ganhos significativos de economia.

Nas figuras 63 e 64 temos, respectivamente, as planilhas de dimensionamento das armaduras para fck de 35 Mpa e fck de 40 Mpa.

Figura 63 - Planilha de dimensionamento à flexão, fck de 35 Mpa.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
	fck (Mpa)=	35		fyk (Mpa)=	500		cobrim. (cm)=	3					As min apoio=	16,25
				ø As (cm)=	2,5		ø estribo (cm)=	1		As ø cm ² =	5			5
Planilha de dimensionamento à flexão														
Seção	Md+ kN.m	d+ cm	x+ cm	xid	As+ cm ²	As+ adotado		Md- kN.m	d- cm	x- cm	xid	As- cm ²	As- adotado	
						barras	cm ²						barras	cm ²
II	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-907	174,75	7,77	0,04	12,15	3	15,00
I	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-2661	174,75	23,68	0,14	37,03	8	40,00
0	0	174,75	0,00	0,00	0,00	4	20,00	-5062	174,75	47,84	0,27	74,82	15	75,00
1	391	174,75	0,51	0,00	5,15	4	20,00	-3525	174,75	32,01	0,18	50,06	11	55,00
2	2074	174,75	2,74	0,02	27,47	6	30,00	-2293	174,75	20,23	0,12	31,65	7	35,00
3	3448	172,75	4,64	0,03	46,40	10	50,00	-1550	174,75	13,46	0,08	21,05	5	25,00
4	4306	171,42	5,85	0,03	58,58	12	60,00	-1049	174,75	9,01	0,05	14,10	3	15,00
5	4597	170,90	6,27	0,04	62,79	13	65,00	-764	174,75	6,53	0,04	10,21	3	15,00

Fonte: elaboração do autor (2014).

Para o uso de fck de 35 Mpa houve a redução de uma barra na seção de apoio, dessa forma diminuindo em duas as linhas de barras longitudinais, juntamente com a diminuição do comprimento de ancoragem, acarretando numa menor área de aço. Dessa forma, foram encontrados valores de aço na ordem de 533,0m ou 2.053,7kg de aço CA-50 25mm. Para fck de 40 Mpa, não houve redução do número de barras, logo a redução cairia novamente na redução do comprimento de ancoragem, desta forma, não foi realizado a distribuição das barras no gráfico decalado.

Figura 64 - Planilha de dimensionamento à flexão, fck40.

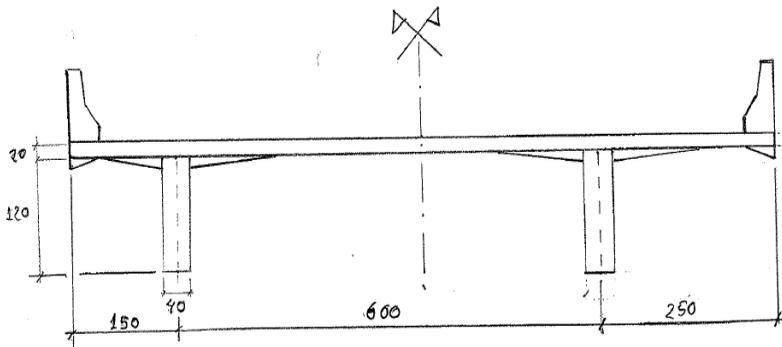
B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
	fck (Mpa)=	40		fyk (Mpa)=	500		cobrim. (cm)=	3					As min apoio=	16,25
				ø As (cm)=	2,5		ø estribo (cm)=	1		As ø cm ² =	5			5
Planilha de dimensionamento à flexão														
Seção	Md+ kN.m	d+ cm	x+ cm	xid	As+ cm ²	As+ adotado		Md- kN.m	d- cm	x- cm	xid	As- cm ²	As- adotado	
						barras	cm ²						barras	cm ²
II	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-907	174,75	6,78	0,04	12,13	3	15,00
I	0	174,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-2661	174,75	20,56	0,12	36,75	8	40,00
0	0	174,75	0,00	0,00	0,00	4	20,00	-5062	174,75	41,15	0,24	73,55	15	75,00
1	391	174,75	0,45	0,00	5,15	4	20,00	-3525	174,75	27,71	0,16	49,54	10	50,00
2	2074	174,75	2,40	0,01	27,45	6	30,00	-2293	174,75	17,59	0,10	31,45	7	35,00
3	3448	172,75	4,05	0,02	46,34	10	50,00	-1550	174,75	11,73	0,07	20,96	5	25,00
4	4306	171,42	5,11	0,03	58,47	12	60,00	-1049	174,75	7,87	0,05	14,06	3	15,00
5	4597	170,90	5,48	0,03	62,67	13	65,00	-764	174,75	5,70	0,03	10,19	3	15,00

Fonte: elaboração do autor (2014).

4.2 Exemplo Projeto Novo

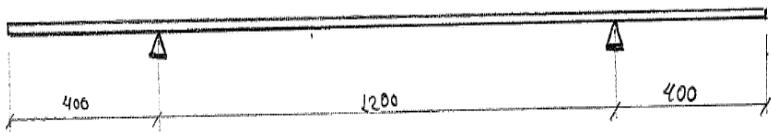
Com o intuito de experimentação da planilha para dimensionamento de nova uma ponte com dimensões diferentes do Projeto 01, foi escolhida uma tipologia com o mesmo tamanho de gabarito transversal, 10m, adotando balanços transversais de diferentes tamanhos (1,5m e 2,5m), tendo as vigas os valores de $h=1,40\text{m}$ e $b_w=0,40\text{m}$ (figura 65). Para a seção longitudinal com um comprimento a vencer de 20m, terá esta dois balanços de 4m, um no início e outro no fim, ficando um vão entre apoios de 12m. Serão previstas também duas transversinas no vão central (figura 66). Quanto à classe de carga não será mais 30, mas classe 45.

Figura 65 – Seção transversal do exemplo Novo



Fonte: elaboração do autor (2014), medidas em cm.

Figura 66 – Esquema longitudinal do exemplo Novo



Fonte: elaboração do autor (2014), medidas em cm.

Após rodar as informações no aplicativo Dualong foram encontrados os valores de momentos da viga 1 e 2, respectivamente, conforme figuras 67 e 68.

Figura 67 - Momentos Fletores viga 1 Dualong, exemplo Novo.

Tabela de Momentos												Diagrama de Momento			
Seção	Mq	En+	EA+	Mq+	En-	EA-	Mq-	Md+	Md-	Msd+ M.	Msd+ Mini	Msd- Max	Msd- Min		
1	-188				0,1111	0,0062	-182		-518			-279	-188		
2	-473				0,3194	0,0247	-552		-1435			-749	-473		
3	-856				0,6250	0,0556	-1110		-2752			-1411	-856		
4	-475	0,2325	0,0450	511	0,5625	0,0556	-1021	240	-2094			-985	-475		
5	-179	0,4050	0,0800	897	0,5000	0,0556	-932	1076	-1555	269		-645	-179		
6	31	0,5175	0,1050	1157	0,4375	0,0556	-844	1663	-1150	609	31	-391			
7	158	0,5950	0,1200	1327	0,3750	0,0556	-755	2079	-899	821	158	-219			
8	200	0,6250	0,1250	1390	0,3125	0,0556	-667	2226	-733	895	200	-133			
9	158	0,5950	0,1200	1327	0,3750	0,0556	-755	2079	-899	821	158	-219			
10	31	0,5175	0,1050	1157	0,4375	0,0556	-844	1663	-1150	609	31	-391			
11	-179	0,4050	0,0800	897	0,5000	0,0556	-932	1076	-1555	269		-645	-179		
12	-475	0,2325	0,0450	511	0,5625	0,0556	-1021	240	-2094			-985	-475		
13	-856				0,6250	0,0556	-1110		-2752			-1411	-856		
14	-473				0,3194	0,0247	-552		-1435			-749	-473		
15	-188				0,1111	0,0062	-182		-518			-279	-188		

Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

Figura 68 - Momentos Fletores viga 2 Dualong, exemplo Novo.

Tabela de Momentos												Diagrama de Momento			
Seção	Mq	En+	EA+	Mq+	En-	EA-	Mq-	Md+	Md-	Msd+ M.	Msd+ Mini	Msd- Max	Msd- Min		
1	-221				0,1111	0,0062	-216		-611			-329	-221		
2	-553				0,3194	0,0247	-659		-1696			-882	-553		
3	-996				0,6250	0,0556	-1327		-3252			-1659	-996		
4	-566	0,2325	0,0450	621	0,5625	0,0556	-1224	303	-2506			-1178	-566		
5	-231	0,4050	0,0800	1091	0,5000	0,0556	-1120	1296	-1891	314		-791	-231		
6	7	0,5175	0,1050	1409	0,4375	0,0556	-1017	1982	-1416	711	7	-501			
7	151	0,5950	0,1200	1616	0,3750	0,0556	-913	2473	-1127	959	151	-305			
8	199	0,6250	0,1250	1692	0,3125	0,0556	-809	2647	-933	1045	199	-205			
9	151	0,5950	0,1200	1616	0,3750	0,0556	-913	2473	-1127	959	151	-305			
10	7	0,5175	0,1050	1409	0,4375	0,0556	-1017	1982	-1416	711	7	-501			
11	-231	0,4050	0,0800	1091	0,5000	0,0556	-1120	1296	-1891	314		-791	-231		
12	-566	0,2325	0,0450	621	0,5625	0,0556	-1224	303	-2506			-1178	-566		
13	-996				0,6250	0,0556	-1327		-3252			-1659	-996		
14	-553				0,3194	0,0247	-659		-1696			-882	-553		
15	-221				0,1111	0,0062	-216		-611			-329	-221		

Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE DIFERENTES PROPOSTAS DE LONGARINAS PARA PONTES DE CONCRETO ARMADO

Com os dados dos momentos fletores, estes foram inseridos na planilha de dimensionamento onde obteve-se os resultados conforme as figuras 69 e 70.

Figura 69 - Dimensionamento das armaduras viga 1, exemplo Novo.

fck (Mpa)= 30		fyk (Mpa)= 500		cobrim. (cm)= 3		As*min (cm²)= 13,92		As min apoio= 10													
		ø As (cm)= 2,5		ø estribo (cm)= 1		As ø cm²= 5															
Planilha de dimensionamento à flexão																					
Seção	Md+ kNm	d+ cm	x+ cm	xid	As+ cm²	As+ adotado		Md- kNm	d- cm	x- cm	xid	As- cm²	As- adotado								
						barras	cm²						barras	cm²							
II	0	134,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-516	134,75	6,73	0,06	9,02	2	10,00							
1	0	134,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-1437	134,75	19,42	0,14	26,03	6	30,00							
0	0	134,75	0,00	0,00	0,00	4	20,00	-2752	134,75	39,72	0,29	53,25	11	55,00							
1	240	134,75	0,67	0,00	4,10	4	20,00	-2094	134,75	29,19	0,22	39,13	8	40,00							
2	1076	134,75	3,01	0,02	18,53	4	20,00	-1555	134,75	21,12	0,16	28,32	6	30,00							
3	1663	134,75	4,67	0,03	28,78	6	30,00	-1150	134,75	15,34	0,11	20,57	5	25,00							
4	2079	133,50	5,91	0,04	36,46	8	40,00	-989	134,75	11,86	0,09	15,90	4	20,00							
5	2226	133,50	6,34	0,05	39,09	8	40,00	-733	134,75	9,81	0,07	12,88	3	15,00							
Ec (Mpa)= 26071,5937										Es (Mpa)= 210000		n= 8,05		Bw (m)= 0,4		bf (m)= 1,84		h (m)= 1,4		hf (m)= 0,2	
																		1,25hf(m)= 0,25			
Avaliação da fadiga para armaduras de flexão																					
Seção	As flexão		As fadiga		Armadura positiva				Armadura negativa												
	As+ (cm²)	As- (cm²)	As+ (cm²)	As- (cm²)	X alma (m)	I (m⁴)	Tmáx (Mpa)	Tmín (Mpa)	Dts (Mpa)	X (m)	I (m⁴)	Tmáx (Mpa)	Tmín (Mpa)	Dts (Mpa)							
II	0,00	9,02	10	10	0,214	0,01177	-27,76	-41,20	13,44	0,214	0,01177	-218,61	-147,30	-71,30							
1	0,00	26,03	10	30	0,214	0,01177	-89,85	-110,81	40,76	0,348	0,02898	-202,71	-128,01	-74,70							
0	0,00	53,25	20	55	0,292	0,0213	-94,55	-155,35	61,30	0,447	0,04378	-214,04	-129,85	-84,19							
1	4,10	39,13	20	40	0,292	0,0213	-52,47	-108,85	56,39	0,392	0,0374	-202,49	-97,60	-104,89							
2	18,53	28,32	25	35	0,161	0,0309	83,17	-65,16	148,32	0,371	0,0337	-150,58	22,02	-172,80							
3	28,78	20,57	35	25	0,188	0,0420	135,44	-33,71	169,15	0,321	0,0256	-122,55	34,48	-157,02							
4	36,46	15,90	45	20	0,210	0,0516	144,24	-18,01	162,25	0,292	0,0213	-87,78	41,57	-129,35							
5	39,09	12,88	45	15	0,210	0,0516	157,24	-10,95	168,20	0,257	0,0166	-70,53	0,00	-70,53							

Sequendo NBR 6118 diferença de tensões não pode ser superior em 175 MPa para bitolas de 25mm

Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 70 - Dimensionamento das armaduras viga 2, exemplo Novo.

fck (Mpa)= 30		fyk (Mpa)= 500		cobrim. (cm)= 3		As*min (cm²)= 13,92		As min apoio= 12,5													
		ø As (cm)= 2,5		ø estribo (cm)= 1		As ø cm²= 5															
Planilha de dimensionamento à flexão																					
Seção	Md+ kNm	d+ cm	x+ cm	xid	As+ cm²	As+ adotado		Md- kNm	d- cm	x- cm	xid	As- cm²	As- adotado								
						barras	cm²						barras	cm²							
II	0	134,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-811	134,75	7,97	0,06	10,68	2	10,00							
1	0	134,75	0,00	0,00	0,00	2	10,00	-1696	134,75	23,19	0,17	31,09	7	35,00							
0	0	134,75	0,00	0,00	0,00	4	20,00	-3252	134,75	46,34	0,36	64,81	13	65,00							
1	303	134,75	0,84	0,01	5,18	4	20,00	-2506	134,75	35,69	0,26	47,84	10	50,00							
2	1296	134,75	3,63	0,03	22,36	5	25,00	-1891	134,75	26,10	0,19	34,99	7	35,00							
3	1992	134,04	5,61	0,04	34,59	7	35,00	-1416	134,75	19,11	0,14	25,62	6	30,00							
4	2473	133,08	7,08	0,05	43,67	9	45,00	-1127	134,75	15,02	0,11	20,13	5	25,00							
5	2647	132,75	7,61	0,06	46,94	10	50,00	-933	134,75	12,33	0,09	16,53	4	20,00							
Ec (Mpa)= 26071,59										Es (Mpa)= 210000		n= 8,05		Bw (m)= 0,4		bf (m)= 1,84		h (m)= 1,4		hf (m)= 0,2	
																		1,25hf(m)= 0,25			
Avaliação da fadiga para armaduras de flexão																					
Seção	As flexão		As fadiga		Armadura positiva				Armadura negativa												
	As+ (cm²)	As- (cm²)	As+ (cm²)	As- (cm²)	X alma (m)	I (m⁴)	Tmáx (Mpa)	Tmín (Mpa)	Dts (Mpa)	X (m)	I (m⁴)	Tmáx (Mpa)	Tmín (Mpa)	Dts (Mpa)							
II	0,00	10,68	10	10	0,214	0,01177	-32,64	-48,58	15,95	0,214	0,01177	-257,78	-173,16	-84,62							
1	0,00	31,09	10	35	0,214	0,01177	-81,66	-130,32	48,66	0,371	0,0337	-206,03	-129,10	-76,92							
0	0,00	64,81	20	65	0,292	0,0213	-110,01	-183,30	73,29	0,477	0,0541	-214,83	-128,94	-85,89							
1	5,18	47,84	20	50	0,292	0,0213	-62,52	-130,11	67,60	0,430	0,0445	-195,65	-94,00	-101,64							
2	22,36	34,99	30	45	0,175	0,0365	81,20	-74,41	155,81	0,412	0,0410	-145,24	23,04	-168,29							
3	34,59	25,62	45	30	0,211	0,0520	124,41	-40,88	165,29	0,348	0,0298	-135,73	37,12	-172,85							
4	43,67	20,13	55	25	0,230	0,0611	139,04	-23,46	162,49	0,321	0,0256	-98,52	43,88	-142,40							
5	46,94	16,53	55	20	0,230	0,0608	151,89	-15,84	167,74	0,292	0,0213	-82,18	0,00	-82,18							

Sequendo NBR 6118 diferença de tensões não pode ser superior em 175 MPa para bitolas de 25mm

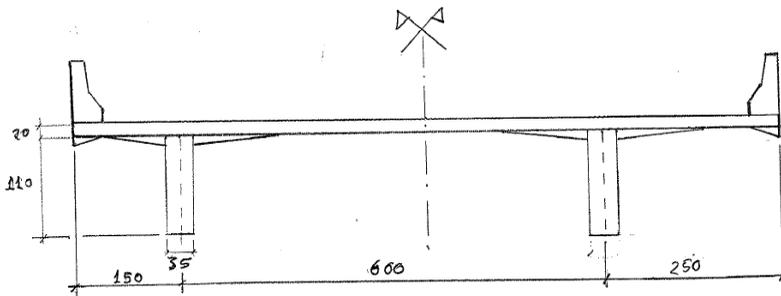
Fonte: elaboração do autor (2014).

Obteve-se como resultados para a viga principal 1 do Exemplo Novo, um consumo de concreto na ordem de $11,20\text{m}^3$ e barras de aço CA-50 com $\varnothing 25\text{mm}$ para armadura longitudinal na ordem de $288,0\text{m}$, ou seja, aproximadamente $1,109,7\text{kg}$. Para a viga principal 2 foram a mesma quantidade concreto, $11,20\text{m}^3$ e um consumo de aço de $339,4\text{m}$ aproximadamente $1307,7\text{kg}$.

4.2.1 Exemplo Novo 2

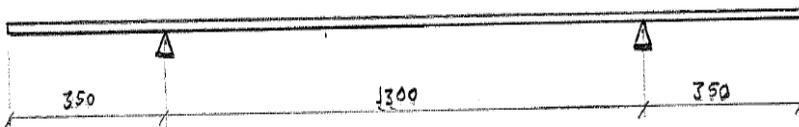
Em virtude dos elevados momentos negativos nos apoios, optou-se por fazer um novo exemplo, Exemplo Novo 2, assim foi proposto a diminuição dos balanços longitudinais de $4,0\text{m}$ para $3,5\text{m}$, conseqüentemente aumentando o vão central em $1,0\text{m}$. Aproveitou-se para alterar as dimensões das vigas principais, diminuindo-as para uma altura de $1,30\text{m}$ e uma largura de 35cm , assim obtendo um estrutura mais leve como um todo (figura 71 e figura 72). As mudanças são tomadas também por base nas proporções indicadas por Spernau (2013), afim de que possa verificar as diferenças para o Exemplo Novo.

Figura 71 - Seção transversal do exemplo Novo 2



Fonte: elaboração do autor (2014), medidas em cm.

Figura 72 - Esquema longitudinal do exemplo Novo 2



Fonte: elaboração do autor (2014), medidas em cm.

Figura 73 - Momentos Fletores vigal Dualong, exemplo Novo 2.

Momento Fletor da Longarina 1		Momento Fletor da Longarina 2		Diagrama de Momento													
Tabela de Momentos																	
Seção	Mq	En+	EA+	Mq+	En-	EA-	Mq-	Md+	Md-	Msd+ M.	Msd+ Mini	Msd+ Max	Msd- Min				
1	-126				0,0897	0,0040	-157		-396				-204	-126			
2	-325				0,2436	0,0161	-451		-1086				-550	-325			
3	-594				0,4615	0,0362	-881		-2065				-1034	-594			
4	-169	0,2354	0,0450	575	0,4154	0,0362	-810	636	-1370	118			-574	-169			
5	160	0,4108	0,0800	1011	0,3692	0,0362	-739	1639	-874	665	160		-209				
6	396	0,5262	0,1050	1307	0,3231	0,0362	-668	2384	-539	1049	396						
7	538	0,6046	0,1200	1499	0,2769	0,0362	-597	2851	-297	1287	538						
8	585	0,6346	0,1250	1569	0,2308	0,0362	-526	3015	-151	1369	585						
9	538	0,6046	0,1200	1499	0,2769	0,0362	-597	2851	-297	1287	538						
10	396	0,5262	0,1050	1307	0,3231	0,0362	-668	2384	-539	1049	396						
11	160	0,4108	0,0800	1011	0,3692	0,0362	-739	1639	-874	665	160		-209				
12	-169	0,2354	0,0450	575	0,4154	0,0362	-810	636	-1370	118			-574	-169			
13	-594				0,4615	0,0362	-881		-2065				-1034	-594			
14	-325				0,2436	0,0161	-451		-1086				-550	-325			
15	-126				0,0897	0,0040	-157		-396				-204	-126			

Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

Figura 74 - Momentos Fletores vigal2 Dualong, exemplo Novo 2.

Momento Fletor da Longarina 1		Momento Fletor da Longarina 2		Diagrama de Momento													
Tabela de Momentos																	
Seção	Mq	En+	EA+	Mq+	En-	EA-	Mq-	Md+	Md-	Msd+ M.	Msd+ Mini	Msd+ Max	Msd- Min				
1	-149				0,0897	0,0040	-186		-469				-242	-149			
2	-380				0,2436	0,0161	-537		-1283				-648	-380			
3	-692				0,4615	0,0362	-1054		-2444				-1219	-692			
4	-208	0,2354	0,0450	701	0,4154	0,0362	-971	773	-1650	142			-693	-208			
5	167	0,4108	0,0800	1233	0,3692	0,0362	-888	1959	-1076	783	167		-277				
6	436	0,5262	0,1050	1595	0,3231	0,0362	-805	2843	-691	1233	436						
7	597	0,6046	0,1200	1828	0,2769	0,0362	-722	3395	-413	1511	597						
8	651	0,6346	0,1250	1913	0,2308	0,0362	-639	3589	-243	1607	651						
9	597	0,6046	0,1200	1828	0,2769	0,0362	-722	3395	-413	1511	597						
10	436	0,5262	0,1050	1595	0,3231	0,0362	-805	2843	-691	1233	436						
11	167	0,4108	0,0800	1233	0,3692	0,0362	-888	1959	-1076	783	167		-277				
12	-208	0,2354	0,0450	701	0,4154	0,0362	-971	773	-1650	142			-693	-208			
13	-692				0,4615	0,0362	-1054		-2444				-1219	-692			
14	-380				0,2436	0,0161	-537		-1283				-648	-380			
15	-149				0,0897	0,0040	-186		-469				-242	-149			

Fonte: Aplicativo Dualong, dados elaboração do autor (2014).

Figura 75 - Dimensionamento das armaduras vigal, exemplo Novo 2.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P		
fck (MPa)=		30	fyk (MPa)=		500	cobrim. (cm)=		3	As+min (cm²)=		12,555	As min apoio=		15		
			ø As (cm)=		2.5	ø estribo (cm)=		1	As e cm²=		5					
Planilha de dimensionamento à flexão																
Seção	MId+ kN.m	d+ cm	x+ cm	xid	As+ cm²	As+ adotado		MId- kN.m	d- cm	x- cm	xid	As- cm²	As- adotado			
						barras	cm²						barras	cm²		
II	0	124.75	0.00	0.00	0.00	2	10.00	-399	124.75	6.35	0.05	7.45	2	10.00		
I	0	124.75	0.00	0.00	0.00	2	10.00	-1066	124.75	18.12	0.15	21.26	5	25.00		
0	0	124.75	0.00	0.00	0.00	4	20.00	-2065	124.75	36.80	0.29	43.17	9	45.00		
1	536	124.75	1.84	0.01	11.80	4	20.00	-1370	124.75	23.27	0.19	27.30	6	30.00		
2	1639	123.32	4.85	0.04	31.06	7	35.00	-974	124.75	14.40	0.12	16.69	4	20.00		
3	2384	121.75	7.21	0.06	45.13	10	50.00	-539	124.75	8.72	0.07	10.22	3	15.00		
4	2951	120.58	8.75	0.07	56.01	12	60.00	-297	124.75	4.74	0.04	5.56	2	10.00		
5	3015	120.58	9.27	0.08	59.33	12	60.00	-151	124.75	2.39	0.02	2.81	2	10.00		
As min=																
Ec (MPa)=		26071.5937	Es (MPa)=		210000	n=		8.05	Bw (m)=		0.35	bf (m)=		1.91		
											h (m)=		1.3	hf (m)=		0.2
											1.25hf(m)=				0.25	
Avaliação da fadiga para armaduras de flexão																
Seção	As flexão		As fadiga		Armadura positiva					Armadura negativa						
	As+ (cm²)	As- (cm²)	As+ (cm²)	As- (cm²)	X alma (m)	I (m²)	Tmáx (MPa)	Tmín (MPa)	Dts (MPa)	X (m)	I (m²)	Tmáx (MPa)	Tmín (MPa)	Dts (MPa)		
II	0.00	7.45	10	10	0.218	0.0097	-22.57	-36.80	14.13	0.218	0.0097	-174.05	-107.24	-66.81		
I	0.00	21.26	10	25	0.218	0.0097	-58.48	-99.06	40.58	0.326	0.0211	-193.34	-114.14	-79.20		
0	0.00	43.17	20	45	0.296	0.0178	-76.35	-135.98	59.63	0.415	0.0335	-201.26	-113.00	-88.25		
1	11.80	27.30	20	30	0.137	0.0215	49.09	-77.70	126.79	0.352	0.0245	-169.28	5.04	-174.33		
2	31.06	16.89	40	20	0.188	0.0394	142.02	-22.25	164.27	0.296	0.0176	-91.18	34.09	-125.27		
3	46.13	10.22	50	15	0.206	0.0468	182.65	68.95	113.70	0.261	0.0138	23.15	61.33	-38.17		
4	56.01	5.56	60	10	0.223	0.0537	189.57	79.25	110.33	0.218	0.0097	37.95	90.78	-52.83		
5	59.33	2.81	60	10	0.223	0.0537	201.65	86.17	115.48	0.218	0.0097	41.26	96.56	-55.30		
Segundo NBR 6118 diferença de tensões não pode ser superior em 175 MPa para bitolas de 25mm																
frk inf (MPa)=		2.028	hw (m)=		0.35	para Vtd-Vtd2 lemas: Asw min (cm²/m)=				4.06	ø (mm)=		10			
vigas principais gráficos																

Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 76 - Dimensionamento das armaduras viga 2, exemplo Novo 2.

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P		
fck (MPa)=		30	fyk (MPa)=		500	cobrim. (cm)=		3	As+min (cm²)=		12,555	As min apoio=		18,75		
			ø As (cm)=		2.5	ø estribo (cm)=		1	As e cm²=		5					
Planilha de dimensionamento à flexão																
Seção	MId+ kN.m	d+ cm	x+ cm	xid	As+ cm²	As+ adotado		MId- kN.m	d- cm	x- cm	xid	As- cm²	As- adotado			
						barras	cm²						barras	cm²		
II	0	124.75	0.00	0.00	0.00	2	10.00	-569	124.75	9.22	0.07	10.81	2	10.00		
I	0	124.75	0.00	0.00	0.00	2	10.00	-1283	124.75	21.67	0.17	25.42	6	30.00		
0	0	124.75	0.00	0.00	0.00	4	20.00	-2444	124.75	44.87	0.36	52.63	11	55.00		
1	773	124.75	2.24	0.02	14.35	4	20.00	-1650	124.75	28.55	0.23	33.49	7	35.00		
2	1959	122.88	5.84	0.05	37.38	8	40.00	-1076	124.75	17.94	0.14	21.05	5	25.00		
3	2843	120.58	8.72	0.07	55.84	12	60.00	-691	124.75	11.27	0.09	13.22	3	15.00		
4	3395	119.75	10.56	0.09	67.59	14	70.00	-413	124.75	6.63	0.05	7.78	2	10.00		
5	3569	119.42	11.22	0.09	71.82	15	75.00	-243	124.75	3.87	0.03	4.54	2	10.00		
As min=																
Ec (MPa)=		26071.5937	Es (MPa)=		210000	n=		8.05	Bw (m)=		0.35	bf (m)=		1.91		
											h (m)=		1.3	hf (m)=		0.2
											1.25hf(m)=				0.25	
Avaliação da fadiga para armaduras de flexão																
Seção	As flexão		As fadiga		Armadura positiva					Armadura negativa						
	As+ (cm²)	As- (cm²)	As+ (cm²)	As- (cm²)	X alma (m)	I (m²)	Tmáx (MPa)	Tmín (MPa)	Dts (MPa)	X (m)	I (m²)	Tmáx (MPa)	Tmín (MPa)	Dts (MPa)		
II	0.00	10.81	10	10	0.218	0.0097	-26.81	-43.54	16.73	0.218	0.0097	-205.97	-126.82	-79.15		
I	0.00	25.42	10	30	0.218	0.0097	-68.38	-116.69	48.31	0.352	0.0245	-191.25	-112.07	-79.18		
0	0.00	52.63	20	55	0.296	0.0178	-93.67	-165.01	71.34	0.449	0.0388	-201.91	-114.62	-87.29		
1	14.35	33.49	20	40	0.137	0.0215	51.36	-35.56	86.91	0.396	0.0306	-155.42	4.45	-159.87		
2	37.38	21.05	40	25	0.187	0.0391	151.42	-10.69	162.11	0.26	0.0211	-97.28	30.83	-128.12		
3	55.84	13.22	60	15	0.223	0.0537	165.86	64.22	101.64	0.261	0.0138	25.49	61.33	-35.84		
4	67.59	7.78	70	10	0.238	0.0605	177.25	76.27	100.97	0.218	0.0097	42.11	90.78	-48.67		
5	71.82	4.54	75	10	0.245	0.0638	177.20	78.02	99.18	0.218	0.0097	45.92	96.56	-50.64		
Segundo NBR 6118 diferença de tensões não pode ser superior em 175 MPa para bitolas de 25mm																
frk inf (MPa)=		2.028	hw (m)=		0.35	para Vtd-Vtd2 lemas: Asw min (cm²/m)=				4.06	ø (mm)=		10			
vigas principais gráficos																

Fonte: elaboração do autor (2014).

Neste novo exemplo obteve-se como resultados para a viga principal 1, um consumo de concreto na ordem de $9,10\text{m}^3$ e barras de aços CA-50 com $\varnothing 25\text{mm}$ para armadura longitudinal na ordem de 283,8m, ou seja, aproximadamente 1093,5kg. Para a viga principal 2 foram a mesma quantidade concreto, $9,10\text{m}^3$ e um consumo de aço de 329,6m aproximadamente 1270,0kg.

Percebe-se que no Exemplo Novo 2 além da redução do concreto pela diminuição das dimensões transversais das vigas, foram encontrados valores de aço menores que do Exemplo Novo 1, tais resultados devem-se muito provavelmente a redução dos momentos fletores negativos nos apoios, redução do peso próprio e uma melhor distribuição das armaduras. Há ainda o fato que nas seções 2, 3, 4 e 5 do Exemplo Novo 1 as áreas de aço tiveram que ser aumentadas para atender ao critério de segurança para fadiga, fato que só ocorreu na seção 2 do Exemplo Novo 2.

No apêndice deste trabalho estão os diagramas dos momentos fletores decalados com a distribuição das armaduras longitudinais e os quantitativos destas.

5. CONCLUSÃO

O desenvolvimento da planilha para dimensionamento das longarinas, vigas principais, das pontes em concreto armado atendeu ao objetivo específico e o objetivo geral deste trabalho, apresentando uma ferramenta que, complementarmente, ao aplicativo Dualong de Souza (2011) permite fazer, em pouco tempo, várias avaliações de consumos de materiais, concreto e aço, para pontes em vigas.

Verificou-se durante a elaboração do trabalho que para quase toda a planilha desenvolvida ela apresentou valores iguais aos da referência (SPERNAU, 2013), escolhida para sua validação. Tendo apenas pequenas divergências na determinação das tensões para análise do critério de fadiga das armaduras, em pontos onde os valores estão longe dos valores que podem comprometer a segurança. E que estas diferenças estão justificadas no trabalho; contudo as mesmas foram de valores maiores que às de Spernau (2013), ou seja, mais conservadoras, assim não comprometendo sua utilização.

Pode-se avaliar, também, que pequenas mudanças de posicionamento dos elementos construtivos podem resultar na economia

de materiais. Todavia, isto não elimina a necessidade de uma análise construtiva detalhada, devido à disposição de materiais, fato que pode variar devido aos arranjos dos mesmos e da localização da obra.

Vale ressaltar os resultados obtidos nos dois últimos exemplos, Novo e Novo 2. O primeiro foi previsto com dimensões, altura e base da viga, superiores aos do segundo, estando claramente superdimensionado. Enquanto o exemplo Novo 2 foi planejado com dimensões mais refinadas, baseado nas proporções sugeridas por Spernau (2013). Usando os parâmetros propostos, a planilha solucionou adequadamente os dois exemplos. Dessa forma, foi possível mostrar que as ferramentas computacionais são capazes de apresentar resultados para as mais diversas situações, tendo a ressaltar de que estas ferramentas não distinguem se estes são bons ou ruins. Ficou claro que uma melhor escolha das dimensões traz grande economia. O exemplo Novo 2 é prova disto. Além de ter tido um consumo de concreto e aço menores que o primeiro, o exemplo Novo 2 apresenta uma característica de maior “leveza” quando comparada, novamente, com a anterior.

Diante dos resultados apresentados, conclui-se que a planilha é uma ferramenta eficiente, pois permite realizar os cálculos a partir de mudanças nas dimensões das seções transversais e longitudinais da estrutura. Assim, a planilha possui grande valor prático pela facilidade e rapidez de se obter os resultados para as armaduras resistentes aos momentos fletores, podendo assim o projetista escolher, entre várias alternativas de projetos estudadas, as mais econômicas.

5.1 Sugestão para estudos futuros

Devido à possibilidade de atingir vãos maiores, a elaboração de uma planilha para dimensionamento de vigas em concreto protendido se faz de grande valia para o Engenheiro. Assim como as de concreto armado, uma planilha desse tipo permitirá obter resultados rápidos e com facilidade de variações.

Principalmente porque segundo o DNER (1996), as estruturas pré-moldadas das obras-de-arte especiais são, na sua quase totalidade, de concreto protendido; excepcionalmente é usado, em pouquíssimas obras, o concreto armado convencional.

Além disso as estruturas em vigas pré-moldadas, utilizadas para vãos máximos da ordem de 40 metros, podem ser bastante adequadas e econômicas, visto que, além de não necessitarem de cimbramento, minimizam o tempo de execução da obra; os escoramentos são substituídos por treliças de lançamento que colocam as vigas pré-

moldadas em suas posições definitivas. A redução no tempo de execução é conseguida com a instalação de canteiros de pré-fabricação de vigas; enquanto se executam a infra e a mesoestrutura, as vigas pré-moldadas são fabricadas e estocadas.

A solução em vigas pré-moldadas de concreto protendido tem sido bastante utilizada em obras extensas e de escoramento difícil, prolongado ou de risco; nas travessias de rios largos e sem exigência de gabarito de navegação é, praticamente, uma solução padrão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

FUSCO, Pericles Brasiliense. Estruturas de concreto: Solicitações Normais, Estados Limites Últimos. 1.ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. 1981.

GERDAU, Aço para Construção Civil. Acessado em 20 de Junho de 2014, <https://www.comercialgerdau.com.br/produtos/download/6_Aco_ConstrucaoCivil.pdf>

LIBREOFFICE, Calc. Acessado em 05 de Maio de 2014, <<http://pt-br.libreoffice.org/libreoffice/calc/>>

MARCHETTI, Osvaldemar. Pontes de concreto armado. 1.ed. São Paulo: Blucher. 2011.

MICROSOFT, Excel: o que é o Excel. Acessado em 05 de Maio de 2014, <<http://office.microsoft.com/pt-br/novice/o-que-e-o-excel-HA010265948.aspx>>

PFEIL, Walter. Pontes em concreto armado. 1. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. 1979.

SOUZA, Carlos Francisco Souza. Trabalho de Conclusão de Curso. Orientador: Daniel Domingues Loriggio. UFSC, Florianópolis, 2011.

SPERNAU, Wilson. Notas de aula, Pontes ECV-5260. UFSC, Florianópolis, 2013.

REFERÊNCIAS NORMATIVAS

ABNT NBR 7187. Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ABNT NBR 7188. Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ABNT NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 1988.

ABNT NBR 7188. Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre – Procedimento. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT NBR 7189. Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias – Procedimento. Rio de Janeiro, 1985.

ABNT NBR 8681. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ABNT NBR 10839. Execução de obras de arte especiais em concreto armado e concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 1989.

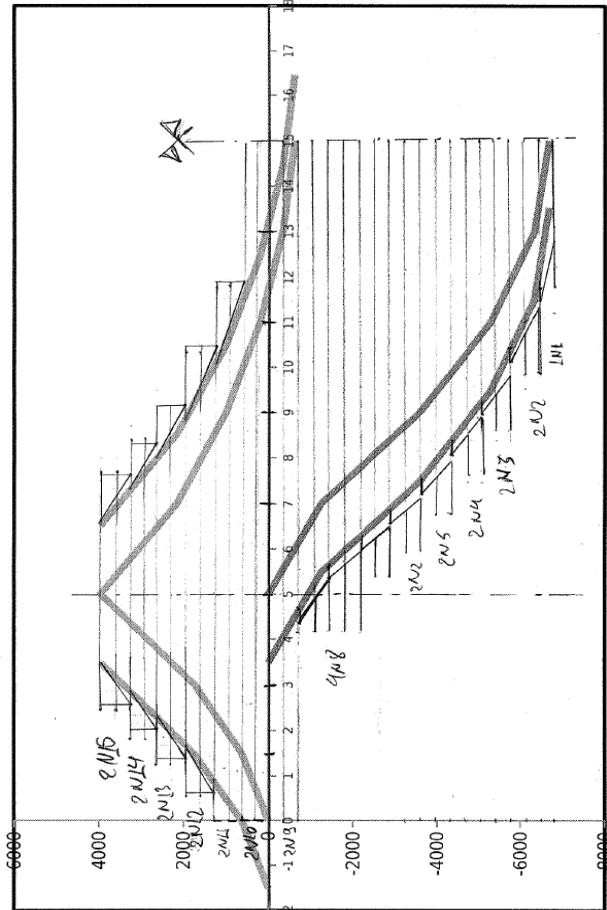
ABNT NBR 12655. Concreto - Preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro, 1996.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Manual de Projeto de Obras-de-arte Especiais. Rio de Janeiro. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico, 1996.

APÊNDICE

As figuras apresentadas na seqüência foram elaboradas no intuito de mostrar os gráficos de decalagem dos momentos fletores e o corte das armaduras. Os desenhos estão em formato paisagem para sua melhor visualização. Há ainda os desenhos dos cortes das seções transversais “0” e “5” dos exemplos 9 e Novo 2 para visualização das disposições das armaduras nas vigas.

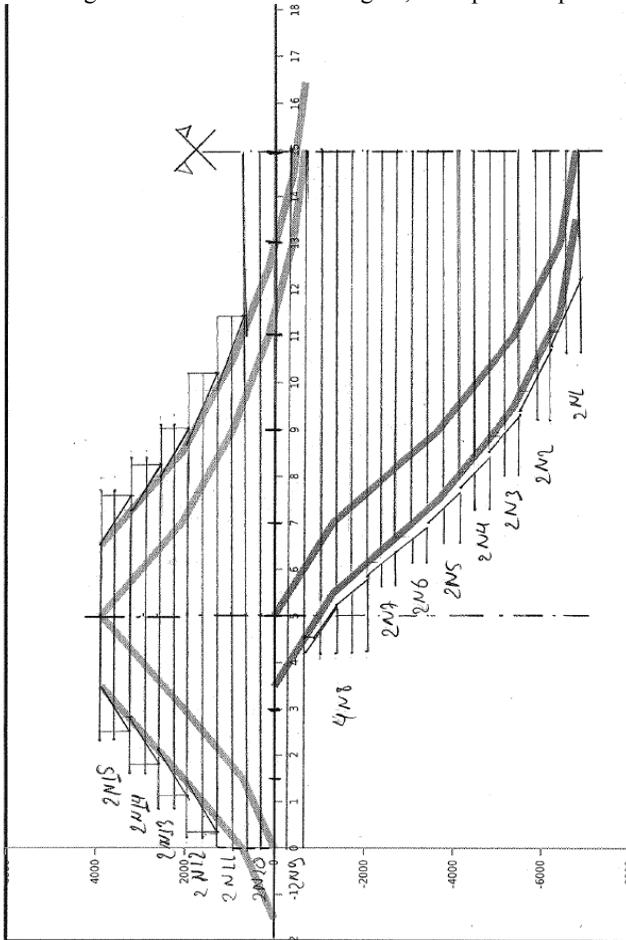
Figura 77 – Gráfico de decalagem, exemplo Spernau.



BARRA (Ø em mm)	L (m)	n	L _t (m)	Spernau
N1	6,4	1	6,4	
N2	10,4	2	20,8	
N3	12,8	2	25,6	
N4	14,4	2	28,8	
N5	16,7	2	33,4	
N6	18,2	2	36,4	
N7	19,3	2	38,6	
N8	21,7	4	86,8	
N9	30,0	2	60,0	
N10	31,1	2	62,2	
N11	12,7	4	50,8	
N12	9,5	4	39,6	
N13	7,9	4	31,6	
N14	6,6	4	26,4	
N15	5,8	4	23,2	
Total		41	571,4	

Fonte: elaboração do autor (2014).

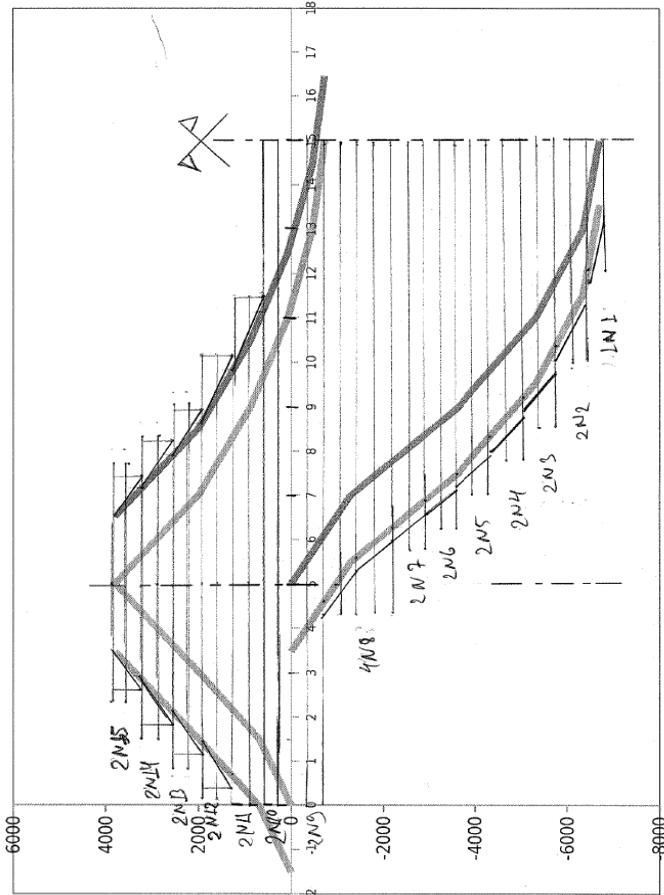
Figura 78 - Gráfico de decalagem, exemplo Pecapetra.



PARA (cm)	L (mm)	n	L _c (cm)	Pecapetra
N1	7,9	2	15,8	
N2	11,8	2	23,2	
N3	13,5	2	27,0	
N4	15,2	2	30,4	
N5	16,9	2	33,8	
N6	17,6	2	35,2	
N7	16,7	2	37,4	
N8	21,6	4	86,4	
N9	30,0	2	60,0	
N10	31,2	2	62,4	
N11	12,0	4	48,0	
N12	10,6	4	40,0	
N13	8,2	4	32,8	
N14	7,8	4	31,2	
N15	5,9	4	23,6	
Total		42	584,6	

Fonte: elaboração do autor (2014).

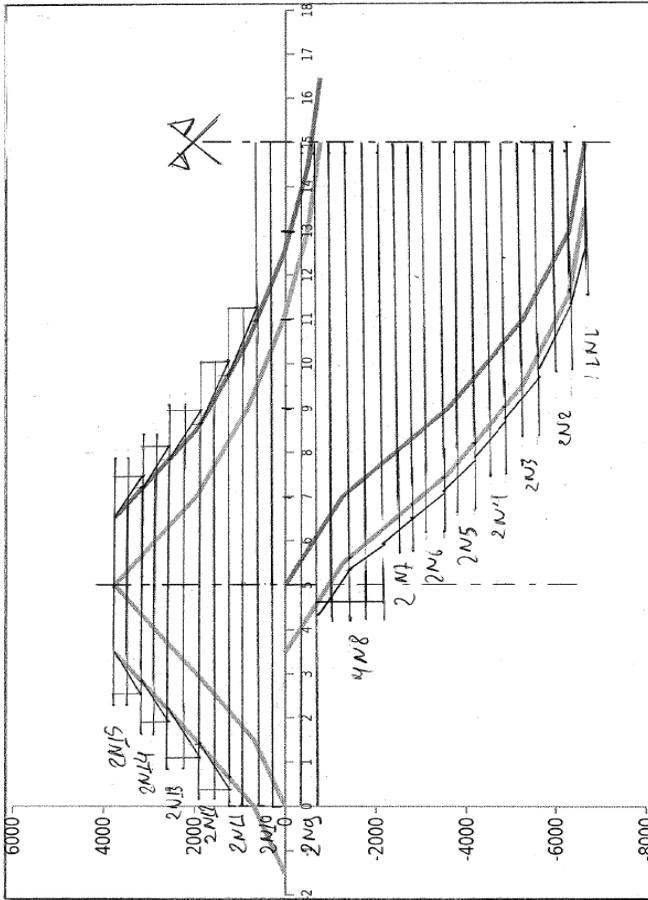
Figura 79 - Gráfico de decalagem, exemplo 1.



Exemplo 1		L (m)	m	L ₆ (mm)
2N1	6,0	2	61,0	
2N2	10,0	2	20,0	
2N3	22,8	2	25,6	
2N4	14,2	2	28,4	
2N5	15,8	2	31,6	
2N6	17,4	2	34,8	
2N7	18,2	2	36,4	
2N8	20,3	4	81,2	
2N9	20,0	2	60,0	
2N10	31,2	2	62,4	
2N11	12,0	4	48,0	
2N12	10,0	4	40,0	
2N13	8,2	4	32,8	
2N14	6,8	4	27,2	
2N15	5,8	4	23,2	
Total	41		557,6	

Fonte: elaboração do autor (2014).

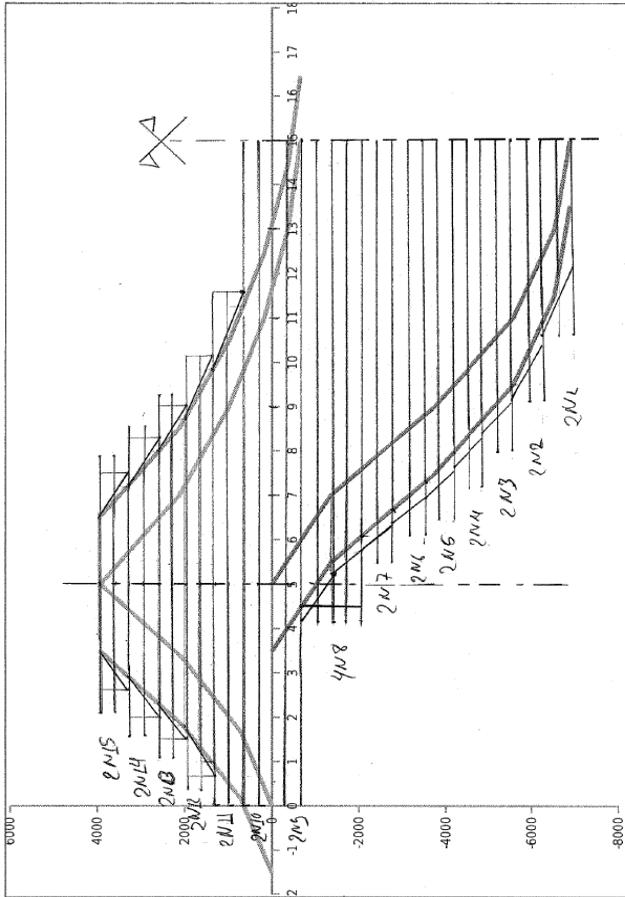
Figura 80 - Gráfico de decalagem, exemplo 2.



Exemplo 2		L (m)	n	L_t (mm)
N_1	8,8	1	6,8	
N_2	10,2	2	20,4	
N_3	12,2	2	26,4	
N_4	15,0	2	30,0	
N_5	14,5	2	33,0	
N_6	12,6	2	35,2	
N_7	18,4	2	36,8	
N_8	24,6	4	86,4	
N_9	32,0	2	60,0	
N_{10}	34,2	2	82,4	
N_{11}	14,9	4	47,6	
N_{12}	9,9	4	39,6	
N_{13}	8,2	4	32,8	
N_{14}	6,8	4	24,2	
N_{15}	5,6	4	22,4	
Total				4L 567,0

Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 81 - Gráfico de decalagem, exemplo 3.

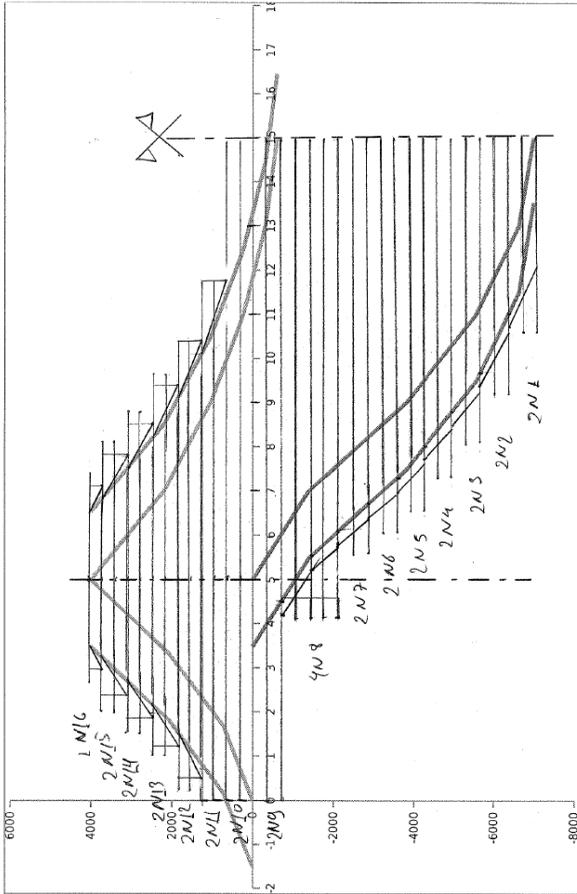


Exemplo 3 ($\phi_{\text{barras}} = 2,20\text{m}$)

Barras (ϕ_{barras})	L (m)	L _c (m)
N1	8,8	2 87,6
N2	14,8	2 23,6
N3	14,0	2 28,0
N4	15,6	2 31,2
N5	17,2	2 34,4
N6	17,8	2 35,6
N7	19,1	2 38,2
N8	21,8	4 87,2
N9	39,0	2 69,0
N10	31,2	2 62,4
N11	12,2	4 48,8
N12	5,8	4 39,2
N13	8,2	4 32,8
N14	7,0	4 28,0
N15	5,8	4 23,2
Σtotal		42 599,2

Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 82 - Gráfico de decalagem, exemplo 4.

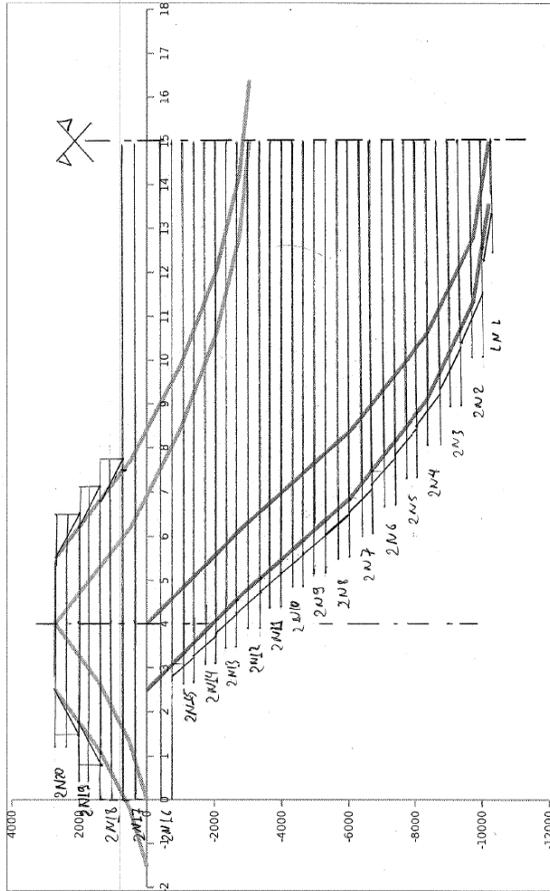


Exemplo 4 (Sistema 2.4m)
T=2000h

BARRA (Ømm)	L (m)	n	Lt (mm)
N1	8,6	2	17,6
N2	11,6	2	23,2
N3	14,0	2	28,0
N4	15,4	2	30,8
N5	17,0	2	34,0
N6	17,8	2	35,6
N7	18,8	2	37,6
N8	21,8	4	87,2
N9	32,0	2	64,0
N10	31,2	2	62,4
N11	22,4	4	49,6
N12	20,3	4	41,2
N13	8,7	4	34,8
N14	7,3	4	29,2
N15	6,1	4	24,4
N16	4,8	2	9,6
Total		44	605,2

Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 83 - Gráfico de decalagem, exemplo 5.

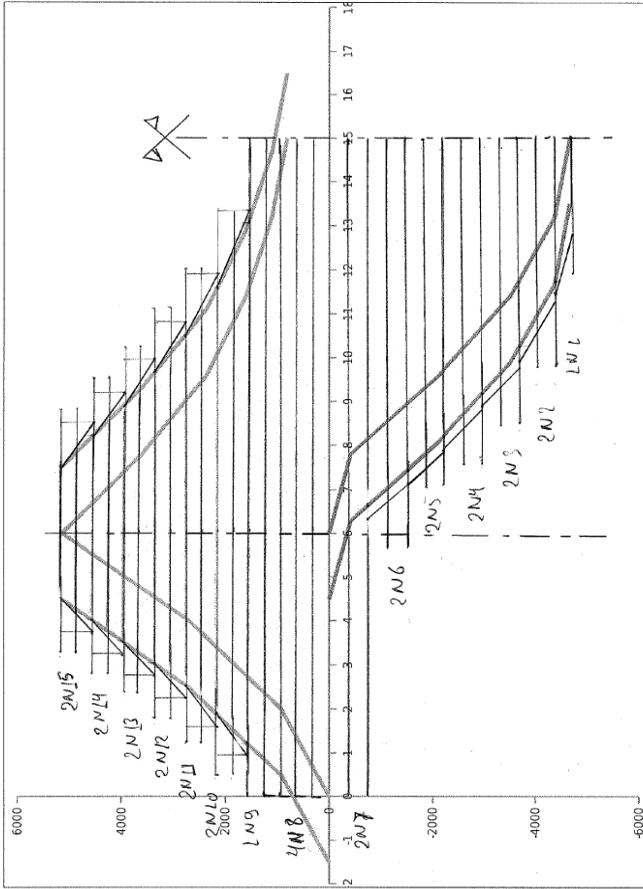


Exemplo 5 (Padrão = 11,0m)

DADEA (25mm)	L (cm)	h (cm)	10x5f.	L _c (cm)	
N1	5,2	2	0,2	2	
N2	9,8	2	2,0	2	
N3	12,0	2	2,4	2	
N4	14,0	2	2,8	2	
N5	15,4	2	3,0,8	2	
N6	16,6	2	3,3,2	2	
N7	18,0	2	3,6,0	2	
N8	19,0	2	3,8,0	2	
N9	19,5	2	3,9,0	2	
M10	20,2	2	4,0,4	2	
M4	21,2	2	4,1,4	2	
M2	22,2	2	4,2,4	2	
M3	23,0	2	4,3,0	2	
M5	23,6	2	4,3,2	2	
M6	24,6	2	4,3,2	2	
M5	30,0	2	60,0	2	
M7	31,2	2	62,4	2	
M8	8,2	4	33,2	4	
M9	6,7	4	26,8	4	
N10	5,3	4	21,2	4	
total				45	727,0

Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 84 - Gráfico de decalagem, exemplo 6.

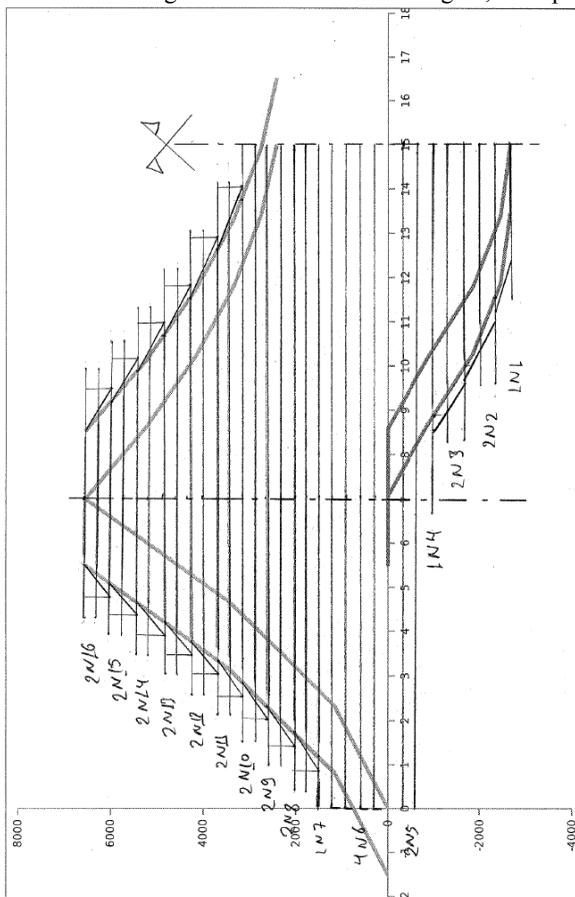


Exemplo 6 (h_{0,base} = 6m)
(605)

Barra (25mm)	L (m)	n	L _t (m)
N1	6,2	1	6,2
N2	10,4	2	20,8
N3	13,0	2	26,0
N4	14,8	2	29,6
N5	15,8	2	31,6
N6	18,6	2	37,2
N7	30,0	2	60,0
N8	31,2	4	124,8
N9	30,0	1	30,0
N10	12,9	4	51,6
N11	10,8	4	43,2
N12	9,3	4	37,2
N13	7,8	4	31,2
N14	6,7	4	26,8
N15	5,5	4	22,0
Total			42 578,2

Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 85 - Gráfico de decalagem, exemplo 7.

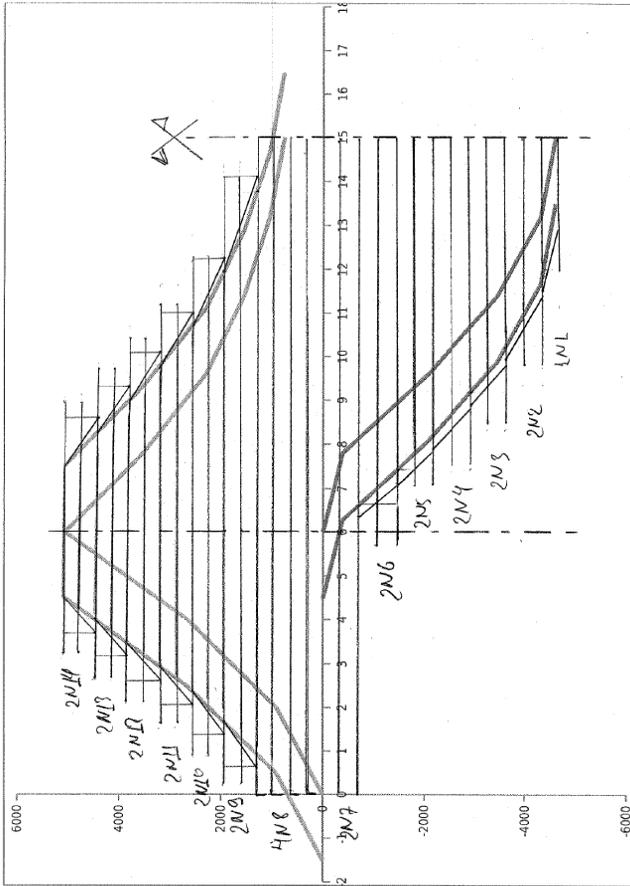


Exemplo 7 (Barras: 2mm)

BARRA (15mm)	L (mm)	n	Lc (mm)
N1	7,0	1	7,0
N2	10,8	2	21,6
N3	13,4	2	26,8
N4	16,6	1	16,6
N5	39,0	2	60,0
N6	31,2	4	124,8
N7	39,0	1	39,0
N8	29,2	2	58,4
N9	28,0	2	56,0
N10	27,0	2	54,0
N11	11,0	4	44,0
N12	10,5	4	42,0
N13	9,1	4	36,4
N14	7,9	4	31,6
N15	6,7	4	26,8
N16	5,6	4	22,4
Total 413 662,4			

Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 86 - Gráfico de decalagem, exemplo 8.

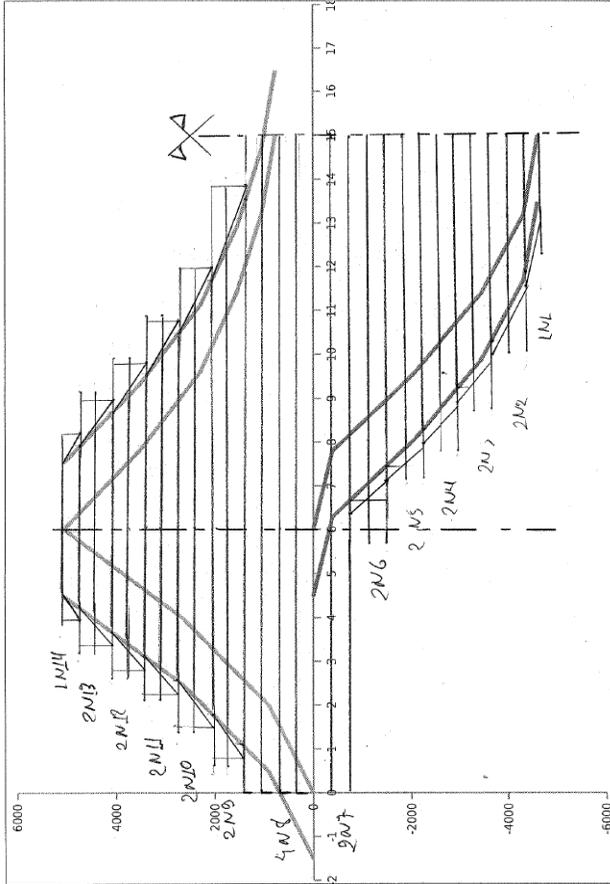


Exemplo 8 (combinação)

BARRA (16 mm)	L (m)	n	Le (m)
N1	6,0	1	6,0
N2	10,4	2	20,8
N3	13,6	2	27,2
N4	14,8	2	29,6
N5	15,8	2	31,6
N6	16,6	2	33,2
N7	30,0	2	60,0
N8	31,2	4	124,8
N9	13,8	4	55,2
N10	11,4	4	45,6
N11	19,6	4	78,4
N12	8,2	4	32,8
N13	7,0	4	28,0
N14	5,7	4	22,8
Total		41	558,8

Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 87 - Gráfico de decalagem, exemplo fck 35.

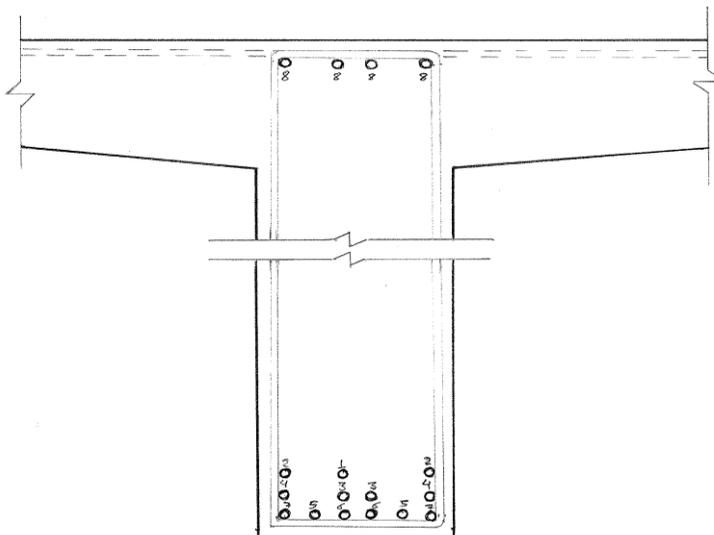


Exemplo 9 (fck 35)

BARRA (Ø5mm)	L (mm)	n	Lt (mm)
N1	5,6	1	5,6
N2	10,0	2	20,0
N3	12,6	2	25,2
N4	14,4	2	28,8
N5	15,6	2	31,2
N6	19,6	2	39,2
N7	30,0	2	60,0
N8	30,8	2	61,6
N9	13,2	4	52,8
N10	10,8	4	43,2
N11	8,8	4	35,2
N12	7,8	4	31,2
N13	6,0	4	24,0
N14	4,4	4	17,6
total			533,0

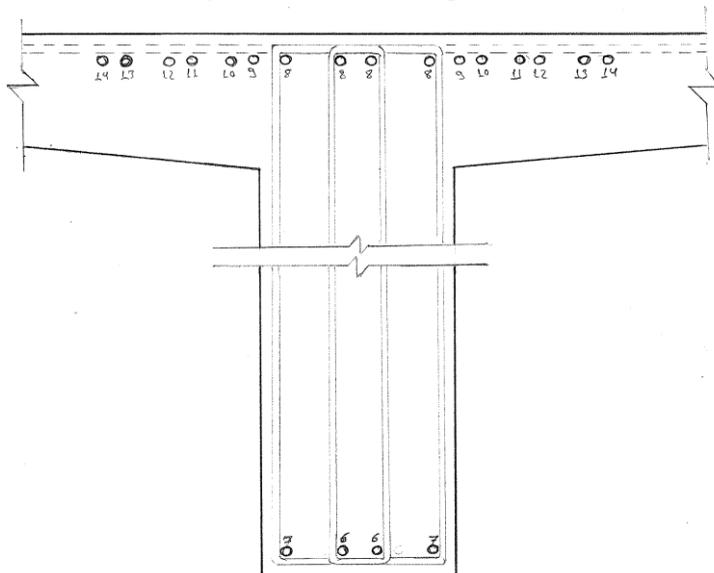
Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 88 – Seção 5, exemplo fck 35



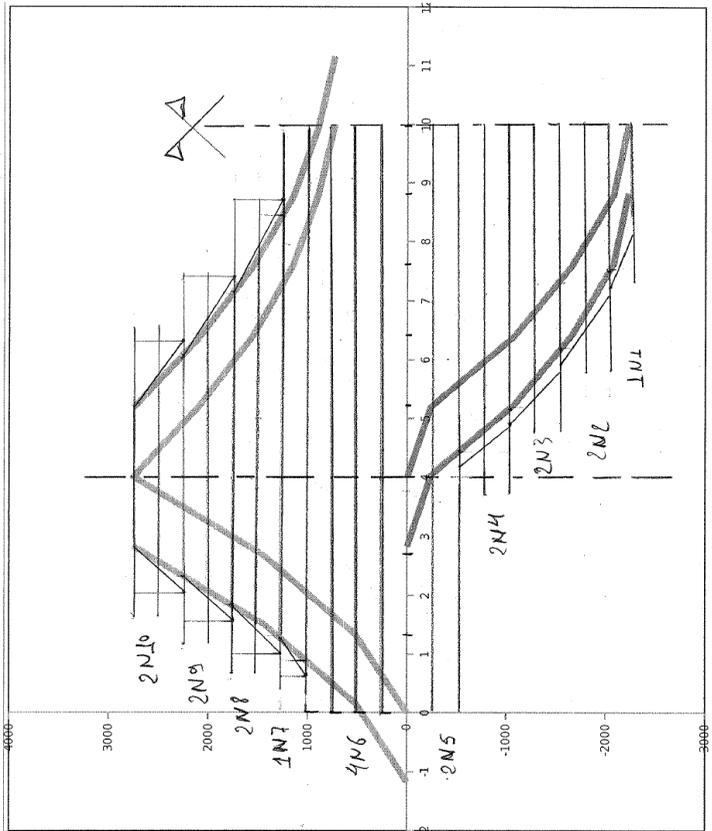
Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 89 - Seção 0, exemplo fck 35



Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 90 - Gráfico de decalagem viga 1, exemplo Novo.

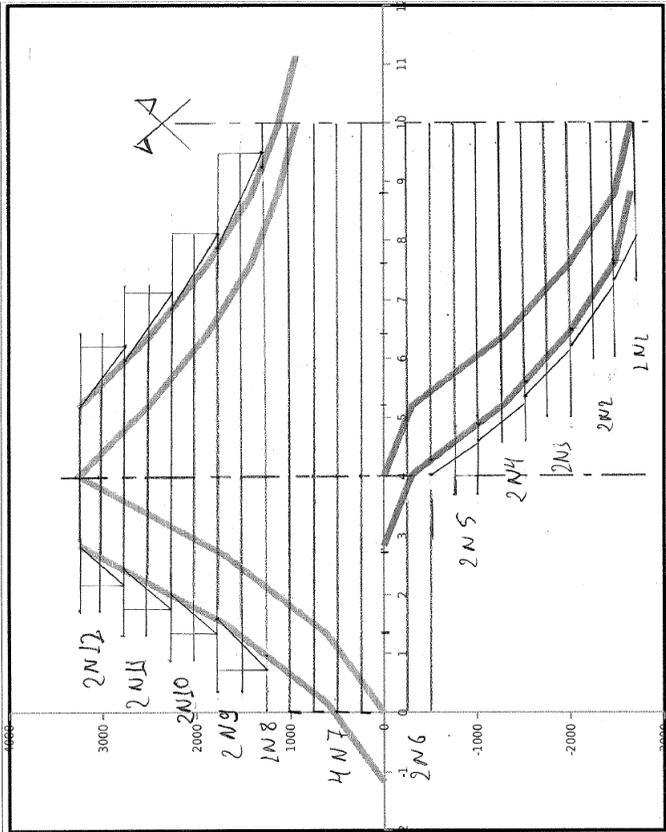


Exemplo Novo (viga 1)

BARRA (15 mm)	L (cm)	n	L _t (cm)
N1	5,4	1	5,4
N2	8,4	2	16,8
N3	10,4	2	20,8
N4	12,6	2	25,2
N5	20,0	2	40,0
N6	21,0	4	84,0
N7	29,0	1	19,0
N8	8,0	4	32,0
N9	6,3	4	25,2
N10	4,9	4	19,6
Total			288,0

Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 91 - Gráfico de decalagem viga 2, exemplo Novo.

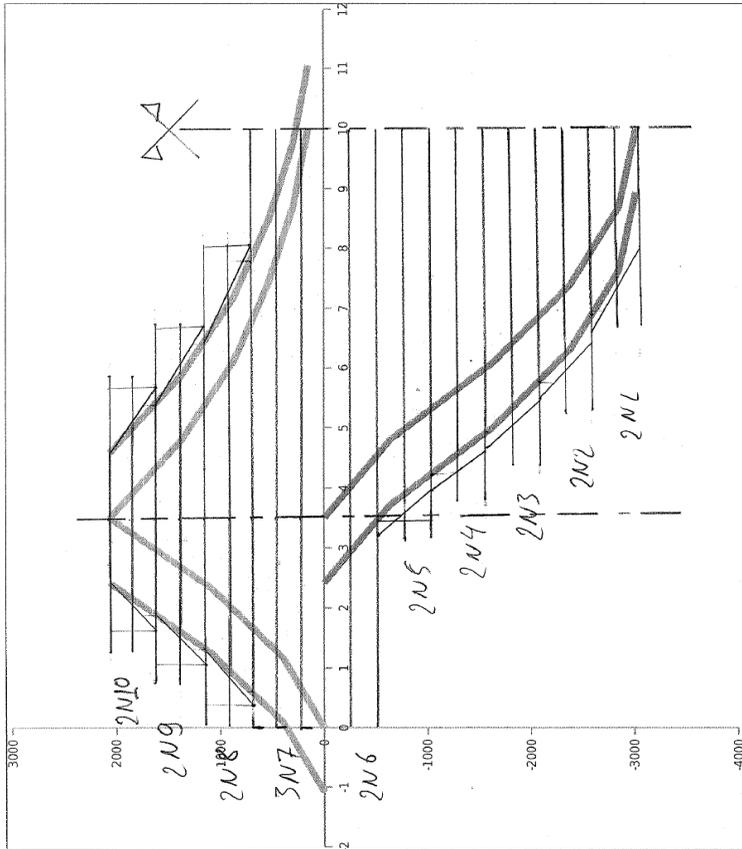


Exemplo Novo (viga2)

BARRA (Ø em mm)	L (m)	n	L + (m)
N1	5,4	1	5,4
N2	8,0	2	16,0
N3	9,8	2	19,6
N4	10,8	2	21,6
N5	12,6	2	25,2
N6	20,0	2	40,0
N7	21,0	4	84,0
N8	20,0	1	20,0
N9	9,1	4	36,4
N10	7,2	4	28,8
N11	5,9	4	23,6
N12	9,7	4	38,8
total			339,4

Fonte: elaboração do autor (2014).

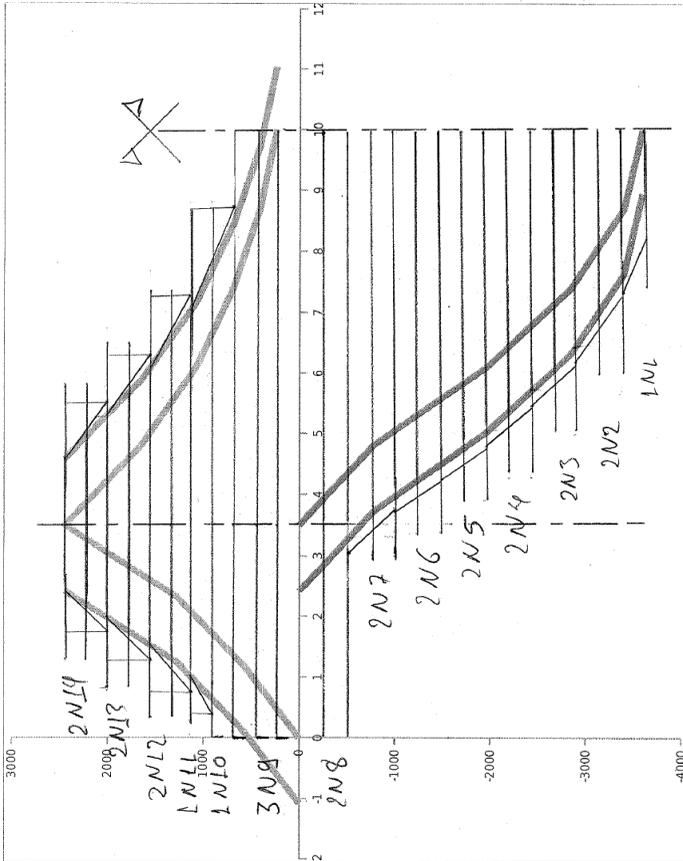
Figura 92 - Gráfico de decalagem viga 1, exemplo Novo 2.



Exemplo Novo 2 (viga 1)			
DIÁMETRO (25 mm)	L (m)	n	L _t (cm)
N1	6,6	2	13,2
N2	9,4	2	18,8
N3	11,2	2	22,4
N4	12,4	2	24,8
N5	13,6	2	27,2
N6	20,0	2	40,0
N7	21,0	3	63,0
N8	8,0	4	32,0
N9	6,0	4	24,0
N10	4,6	4	18,4
total			27 283,8

Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 93 - Gráfico de decalagem viga 2, exemplo Novo 2.

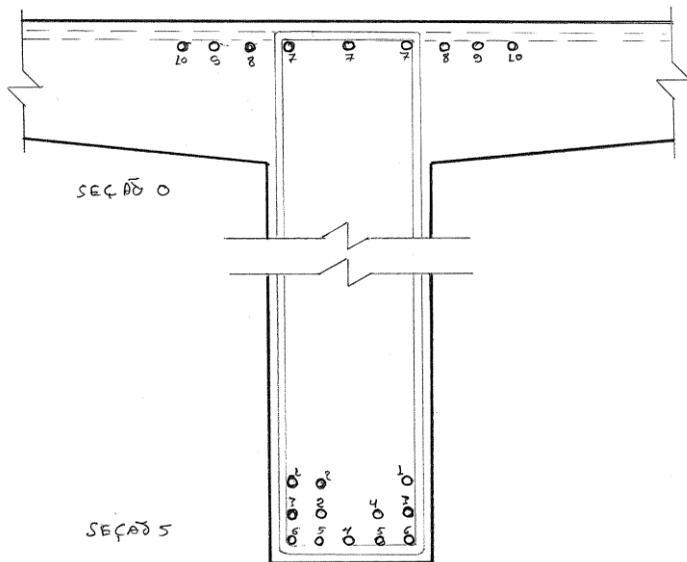


Exemplo Novo 2 (viga2)

DADOS (ST/area)	L (mm)	n	L+ (mm)
N1	5,2	2	5,2
N2	8,1	2	16,2
N3	10,0	2	20,0
N4	11,4	2	22,8
N5	12,2	2	24,4
N6	13,3	2	26,6
N7	14,2	2	28,4
N8	20,0	2	40,0
N9	21,0	2	42,0
N10	9,2	2	18,4
N11	8,4	2	16,8
N12	7,0	4	28,0
N13	5,7	4	22,8
N14	4,5	4	18,0
-total			34 329,6

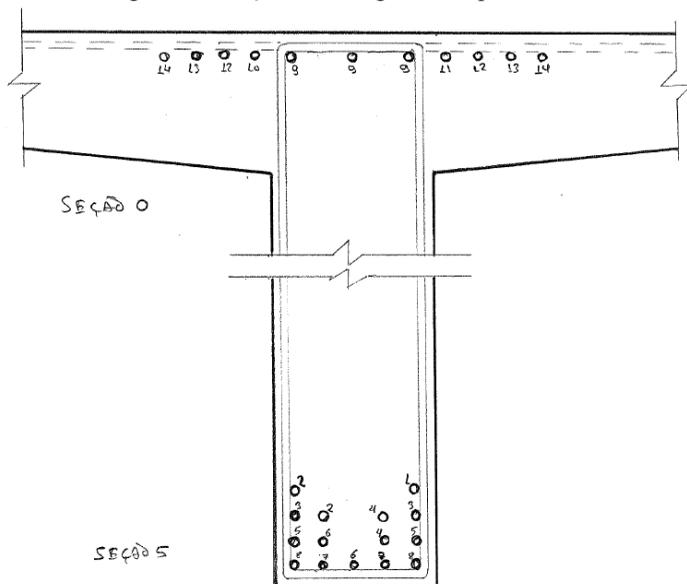
Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 94 - Seção 5 e 0, viga 1 exemplo Novo 2



Fonte: elaboração do autor (2014).

Figura 95 - Seção 5 e 0, viga 2 exemplo Novo 2



Fonte: elaboração do autor (2014).