

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

MATEUS POSSAN
PRISCILA DALMAGRO PENNA

**ESTUDO DE VIGAS PRÉ-FABRICADAS UTILIZADAS EM PONTES
NAS ESTRADAS VICINAIS DA REGIÃO SUDOESTE DO PARANÁ**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2014

MATEUS POSSAN
PRISCILA DALMAGRO PENNA

**ESTUDO DE VIGAS PRÉ-FABRICADAS UTILIZADAS EM PONTES
NAS ESTRADAS VICINAIS DA REGIÃO SUDOESTE DO PARANÁ**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação,
apresentado ao Curso de Engenharia Civil do
Departamento Acadêmico de Construção Civil –
DACOC – da Universidade Tecnológica Federal
do Paraná – UTFPR, com requisito parcial para
obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Rogério Carrazedo

Coorientador: Prof. MSc. Cleovir José Milani

PATO BRANCO

2014



TERMO DE APROVAÇÃO

ESTUDO DE VIGAS PRÉ-FABRICADAS UTILIZADAS EM PONTES NAS ESTRADAS VICINAIS DA REGIÃO SUDOESTE DO PARANÁ

MATEUS POSSAN
e
PRISCILA DALMAGRO PENNA

Aos 5 dias do mês de dezembro do ano de 2014, às 8h30min, na Sala de Treinamento da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após arguição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR-PB, conforme Ata de Defesa Pública nº 44-TCC/2014.

Orientador: Prof. Dr. ROGÉRIO CARRAZEDO (DACOC/UTFPR-PB)

Coorientador: Prof. MSc. CLEOVIR JOSÉ MILANI (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof^a Dr^a. PAÔLA REGINA DALCANAL (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof^a Dr^a. HELOIZA PIASSA BENETTI (DACOC/UTFPR-PB)

AGRADECIMENTOS

Queremos agradecer primeiramente às nossas famílias, que proporcionaram apoio nas horas mais difíceis, sem eles seria impossível concluir essa etapa de nossas vidas.

Agradecemos ao Engenheiro Marcus Vinicius Talamini pelo fornecimento dos manuais do DER.

Agradecemos ao Marciano Vottri e ao Rogério Fornazari, responsáveis por fornecer as informações necessárias para a localização das pontes, nas respectivas prefeituras dos municípios de Vitorino – PR e Bom Jesus do Sul – PR.

Agradecimento ao orientador Prof. Dr. Rogério Carrazedo e ao co-orientador Prof. MSc. Cleovir Milani, pela contribuição não somente neste trabalho como para a vida profissional.

A todos os colegas de sala que foram muito importantes em toda a trajetória acadêmica e que colaboraram nos momentos de estudos.

Por fim, a todos que de alguma forma contribuíram para que esta pesquisa pudesse ser realizada.

EPÍGRAFE

“A verdadeira viagem de descobrimento não consiste em procurar novas paisagens, mas em ter novos olhos”. Marcel Proust

RESUMO

PENNA, Priscila Dalmagro; POSSAN, Mateus. Estudo de Vigas Pré-Fabricadas Utilizadas em Pontes nas Estradas Vicinais da Região Sudoeste do Paraná. 2014. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2014.

Esta pesquisa trata a respeito de pontes executadas com elementos pré-fabricados de concreto armado empregadas em estradas vicinais na região sudoeste do Paraná. O trabalho tem ênfase no estudo e dimensionamento das vigas em seção T invertido, baseando-se nas vigas fornecidas pelo Departamento de Estradas e Rodagem – Paraná para a construção de pontes em estradas rurais do estado. Buscou-se analisar as pontes executadas no modelo existente a fim de se obter informações e identificar quais aspectos podem ser aperfeiçoados, como a necessidade de adequações quanto às dimensões para melhor viabilizar o tráfego de máquinas agrícolas usuais na região. Primeiro, foi feito o dimensionamento para a fase transitória e posteriormente para a fase definitiva, foi analisado os esforços por métodos distintos de cálculo, sendo o primeiro pelo o software Ftool e considerando a distribuição igualitária dos esforços nas vigas, e o segundo utilizando o software CSiBridge, analisando os esforços em elementos isolados. Por corresponder melhor ao comportamento real da estrutura da ponte, o segundo método promove os resultados mais aproximados e serviu como base para o dimensionamento da viga.

Palavras-chave: DER. CSiBridge. Viga T Invertido. Dimensionamento.

ABSTRACT

PENNA, Priscila Dalmagro; POSSAN, Mateus. Study of Precast Reinforced Concrete Beams used in Bridges of Small Roads in the Southwest Region of Paraná. 2014. Monograph – Civil Engineering - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2014.

This research is about bridges using precast concrete elements for small roads in the Southwest Region of Paraná. The work focus on the study and design of precast reinforced concrete T-Beams, based on beams provided from Departamento de Estradas e Rodagem – Paraná for the construction of bridges in small roads of the state. It was sought to analyze bridges in the existing model in order to obtain information and identify which aspects can be improved, such as the need of adjustments in the dimensions to facilitate the traffic of ordinary vehicles in the region, as agricultural machinery. First of all, the design was made for transitional stage of lifting and then it was made for the final position of the beams. For this stage, the design was done by the analyses of solicitations using different methods. The first one was made using the software Ftool, considering the equalitarian distribution of forces in the beams and the second one was made using the software CSiBridge, which analyze forces in isolated elements. Corresponding best the actual behavior of the bridge structure, the second method was used for the design of the beams.

Keywords: DER. CSiBridge. Inverted T Beam. Design.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dimensões das máquinas agrícolas.....	46
Tabela 2 – Escalonamento da armadura longitudinal (Método I)	100
Tabela 3 – Escalonamento da armadura transversal (Método I).....	101
Tabela 4 – Escalonamento da armadura longitudinal (Método II)	113
Tabela 5 – Escalonamento da armadura transversal (Método II).....	115
Tabela 6 – Comparativo entre Métodos	116

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elementos constituintes das pontes	24
Figura 2 – Esquema dos elementos nas pontes	25
Figura 3 – Superestrutura de pontes em elementos pré-fabricados dispostos no eixo da ponte	27
Figura 4 – Seções de elementos pré-fabricados para a superestrutura de pontes ...	28
Figura 5 – Ligação transversal com concreto moldado no local (CML)	29
Figura 6 – Tabuleiro de seção parcial	30
Figura 7 – Elementos em seção T invertido	31
Figura 8 – Fluxograma das etapas da pesquisa.....	36
Figura 9 – Ponte sobre o Rio Caçador em Vitorino-PR.....	37
Figura 10 – Ponte sobre o Rio Caçador em Vitorino-PR.....	38
Figura 11 – Ponte sobre o Rio Caçador (2).....	39
Figura 12 – Ponte sobre o Rio Vitorino	40
Figura 13 – Ponte sobre o Rio Vitorino	40
Figura 14 – Ponte sobre o Rio Independência	41
Figura 15 – Inconformidades encontradas na ponte sobre o Rio Independência	42
Figura 16 – Ponte sobre o Rio Capanema	43
Figura 17 – Ponte sobre o Rio Capanema	43
Figura 18 – Inconformidades encontradas na ponte sobre o Rio Capanema	44
Figura 19 – Ponte de madeira existente sobre o Rio Lajeado Grande.....	45
Figura 20 – Vão a ser vencido.....	45
Figura 21 – Visão geral da ponte	46
Figura 22 – Ponte em planta	47
Figura 23 – Placa e viga pré-fabricadas.....	48
Figura 24 – Posicionamento das vigas.....	48
Figura 25 – Interligação da mesa inferior das vigas	49
Figura 26 – Colocação das placas pré-fabricadas	50
Figura 27 – Configuração final da superestrutura	50
Figura 28 – Seção transversal da superestrutura.....	51
Figura 29 – Determinação da classe mínima do concreto segundo a NBR 6118/2014	52
Figura 30 – Determinação do módulo de elasticidade secante segundo a NBR 6118/2014	53
Figura 31 – Determinação do cobrimento mínimo da armadura segundo a NBR 6118/2014	54
Figura 32 – Determinação dos coeficientes de ponderação de combinações de ações no estado-limite último.....	56
Figura 33 – Determinação dos coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite último	58
Figura 34 – Carga móvel prescrita pela NBR 7188/2013	61
Figura 35 – Carga móvel prescrita pela NBR 7188/2013 para a ponte em questão .	64
Figura 36 – Dimensões do veículo agrícola	65
Figura 37 – Dimensões do veículo agrícola	65
Figura 38 – Carga móvel referente ao veículo agrícola para a ponte em questão	66
Figura 39 – Configuração para o dimensionamento das vigas no içamento	67
Figura 40 – Sistema Estrutural referente ao içamento das vigas	68
Figura 41 – Diagrama de Momento Fletor referente ao içamento das vigas em kN.m	68

Figura 42 – Diagrama de Esforço Cortante referente ao içamento das vigas em kN	68
Figura 43 – Simplificação da seção transversal da viga.....	70
Figura 44 – Armaduras de flexão para resistir ao içamento	75
Figura 45 – Armadura transversal para resistir ao içamento	78
Figura 46 – Configuração para o dimensionamento das alças de içamento	79
Figura 47 – Força característica em cada alça de içamento	80
Figura 48 – Equilíbrio de forças para determinação da força normal em cada perna da alça de içamento	81
Figura 49 – Detalhamento da alça de içamento	83
Figura 50 – Camada de interligação das vigas	85
Figura 51 – Sistema Estrutural com as cargas de peso próprio (Método I).....	86
Figura 52 – Diagrama de Momento Fletor resultante das cargas de peso próprio em kN.m (Método I).....	87
Figura 53 – Diagrama de Esforço Cortante resultante das cargas de peso próprio em kN (Método I).....	87
Figura 54 – Sistema Estrutural com as cargas do Veículo tipo TB-450 (Método I) ...	88
Figura 55 – Envoltória de Momentos Fletores resultante das cargas do Veículo tipo TB-450 em kN.m (Método I)	89
Figura 56 – Envoltória de Esforços Cortantes resultante das cargas do Veículo tipo TB-450 em kN (Método I)	89
Figura 57 – Sistema Estrutural com as cargas do Veículo tipo TB-450 (Método I) ...	90
Figura 58 – Envoltória de Momentos Fletores resultante das cargas do Veículo Agrícola (Método I).....	90
Figura 59 – Envoltória de Esforços Cortantes resultante das cargas do Veículo Agrícola (Método I).....	90
Figura 60 – Aumento da seção resistente	92
Figura 61 – Envoltória de Momentos Fletores de Cálculo resultante das cargas de peso próprio e do Veículo tipo TB-450 em kN.m (Método I)	99
Figura 62 – Armaduras de flexão para resistir à situação definitiva (Método I)	100
Figura 63 – Envoltória de Esforços Cortantes de Cálculo resultante das cargas de peso próprio e do Veículo tipo TB-450 em kN.m (Método I)	101
Figura 64 – Armadura transversal para resistir à situação definitiva (Método I).....	101
Figura 65 – Largura da interface de contato.....	103
Figura 66 – Coeficientes de minoração para a verificação da tensão de aderência	104
Figura 67 – Armadura transversal para garantir a transferência das tensões de cisalhamento	105
Figura 68 – Modelagem da ponte pelo CSiBridge.....	107
Figura 69 – Diagrama de Momento Fletor resultante das cargas de peso próprio em kN.m (Método II).....	108
Figura 70 – Diagrama de Esforço Cortante resultante das cargas de peso próprio em kN (Método II).....	108
Figura 71 – Envoltória de Momentos Fletores resultante das cargas do Veículo tipo TB-450 em kN.m (Método II).....	109
Figura 72 – Envoltória de Esforços Cortantes resultante das cargas do Veículo tipo TB-450 em kN (Método I).....	109
Figura 73 – Envoltória de Momentos Fletores de Cálculo resultante das cargas de peso próprio e do Veículo tipo TB-450 em kN.m (Método II)	113
Figura 74 – Armaduras de flexão para resistir à situação definitiva (Método II)	114
Figura 75 – Envoltória de Esforços Cortantes de Cálculo resultante das cargas de peso próprio e do Veículo tipo TB-450 em kN.m (Método II)	114

Figura 76 – Armadura transversal para resistir à situação definitiva (Método II).....	115
Figura 77 – Seção transversal da viga pelo Método I e Método II.....	116
Figura 78 – Detalhamento Viga DER	120
Figura 79 – Detalhamento Viga Proposta	121

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	OBJETIVOS	15
1.1.1	Objetivo Geral	15
1.1.2	Objetivos Específicos	15
1.2	JUSTIFICATIVA	15
1.3	CONTEXTUALIZAÇÃO	16
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1	CONCRETO ARMADO	17
2.1.1	Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado	18
2.2	CONCRETO PRÉ-MOLDADO	19
2.2.1	Dimensionamento de Estruturas de Concreto Pré-Moldado	22
2.3	PONTES	22
2.3.1	Estruturas das Pontes	23
2.3.1.1	Superestrutura	24
2.3.1.2	Mesoestrutura	25
2.3.1.3	Infraestrutura	26
2.3.2	Pontes com Elementos Pré-Fabricados	26
2.3.2.1	Ligação transversal entre os elementos	28
2.3.2.2	Formação do tabuleiro com concreto moldado no local	29
2.3.2.3	Ligações nas extremidades dos elementos	30
2.3.2.4	Vigas de seção T invertido	30
2.3.3	Dimensionamento de Pontes	31
2.4	SOLICITAÇÕES NAS PONTES	31
2.4.1	Ações Permanentes	31
2.4.2	Ações Variáveis	32
2.4.2.1	Cargas móveis	32
2.4.3	Ações Excepcionais	33
3	MATERIAIS E MÉTODOS	34
3.1	ETAPAS DA PESQUISA	34
4	CRITÉRIOS PARA DETERMINAÇÃO DA GEOMETRIA DA PONTE.....	37
4.1	PONTES VISITADAS	37
4.1.1	Ponte sobre o Rio Caçador	37
4.1.2	Ponte sobre o Rio Caçador (2)	38
4.1.3	Ponte sobre o Rio Vitorino	39
4.1.4	Ponte sobre o Rio Independência	41
4.1.5	Ponte sobre o Rio Capanema	42
4.2	ESTUDO DE CASO	44
4.3	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA PONTE	46
4.4	ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS e A SUPERESTRUTURA	47
4.5	SUPERESTRUTURA	48
5	CRITÉRIOS PARA O DIMENSIONAMENTO	52
5.1	CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS	52
5.2	COBRIMENTO DA ARMADURA	53
5.3	DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES	54
5.3.1	Ações Referentes às Situações Transitórias	56
5.4	DETERMINAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS	57
5.4.1	Resistência de Cálculo do Concreto Referente à Situação Final da Estrutura	58

5.4.2	Resistência de Cálculo do Concreto Referente às Situações Transitórias...	58
5.4.3	Resistência de Cálculo do Aço.....	59
5.5	CARREGAMENTOS	60
5.5.1	Peso Próprio	60
5.5.2	Carga Móvel.....	60
5.5.2.1	Carga Móvel Rodoviária Prescrita pela NBR 7188/2013.....	60
5.5.2.2	Carga Móvel Do Veículo Agrícola.....	64
6	DIMENSIONAMENTO REFERENTE ÀS SITUAÇÕES TRANSITÓRIAS....	67
6.1	ARMADURA LONGITUDINAL	70
6.1.1	Momento Positivo.....	70
6.1.2	Momento Negativo	74
6.2	ARMADURA TRANSVERSAL	75
6.3	ALÇAS DE IÇAMENTO.....	79
7	DIMENSIONAMENTO REFERENTE À SITUAÇÃO DEFINITIVA – MÉTODO	84
I.....		84
7.1	SOLICITAÇÕES.....	84
7.1.1	Peso Próprio	84
7.1.2	Cargas Móveis	87
7.1.2.1	Veículo Tipo TB-450.....	87
7.1.2.2	Veículo Agrícola.....	89
7.2	ARMADURA LONGITUDINAL	91
7.3	ARMADURA TRANSVERSAL	94
7.4	ESCALONAMENTO E ANCORAGEM DA ARMADURA.....	95
7.4.1	Ancoragem da Armadura Longitudinal.....	96
7.4.2	Escalonamento da Armadura Longitudinal.....	99
7.4.3	Escalonamento da Armadura Transversal	100
7.5	ARMADURA DE COSTURA	102
8	DIMENSIONAMENTO REFERENTE À SITUAÇÃO DEFINITIVA – MÉTODO	106
II.....		106
8.1	ENTRADA DE DADOS	106
8.2	Solicitações	107
8.2.1	Peso Próprio	107
8.2.2	Veículo Tipo TB-450.....	108
8.3	ARMADURA LONGITUDINAL	110
8.4	ARMADURA TRANSVERSAL	110
8.5	ESCALONAMENTO E ANCORAGEM DA ARMADURA.....	111
8.5.1	Ancoragem da Armadura Longitudinal.....	111
8.5.2	Escalonamento da Armadura Longitudinal.....	112
8.5.3	Escalonamento da Armadura Transversal	114
8.6	ARMADURA DE COSTURA	115
8.7	COMPARATIVO ENTRE O MÉTODO I E MÉTODO II	116
9	CONCLUSÕES E ANÁLISES DOS RESULTADOS.....	117
REFERÊNCIAS.....		122

1 INTRODUÇÃO

Infraestrutura de qualidade é um fator decisivo no que diz respeito tanto ao desenvolvimento social quanto econômico de determinada região. Como parte fundamental da infraestrutura estão as vias que interligam os municípios e são responsáveis principalmente pelo escoamento de toda produção e livre acesso da população.

Como parte integrante essencial do sistema viário, encontram-se as pontes, executadas a fim de vencer barreiras artificiais ou naturais sem que o fluxo seja interrompido, garantindo a eficiência e funcionalidade de todo o conjunto.

Em âmbito nacional, um dos materiais mais empregados na construção de pontes é o concreto armado. Segundo Leonhardt (1979) é em função de sua versatilidade no que diz respeito às dimensões, podendo obter grandes vãos e seções de variados tamanhos, elevada capacidade de suporte de carga, boa resistência a meios agressivos e também devido ao domínio das técnicas construtivas que esse material se mostra a solução mais adequada e viável.

Com o objetivo de acelerar o processo de construção das obras de infraestrutura, muitas vezes são adotadas estruturas com elementos pré-moldados que, segundo El Debs (2000), são definidos como componentes de concreto armado que são confeccionados fora de sua posição definitiva e que trazem diversas facilidades ao canteiro de obras. Esse tipo de solução vem sendo bastante difundida nas últimas décadas e está fortemente ligada ao desenvolvimento tecnológico do país. Em função da demanda de maior industrialização no setor e exigências mais rigorosas de qualidade, esse método apresenta certas peculiaridades que devem ser analisadas pelo engenheiro responsável.

O presente trabalho abordou o estudo de vigas pré-fabricadas de concreto armado com seção do tipo T invertido, fornecidas pelo Governo do Paraná para serem empregadas em pontes executadas na região sudoeste do estado. Posteriormente realizou-se um estudo de caso, no qual foi feito o dimensionamento das vigas de uma ponte, análoga às usadas nas pontes estudadas, em busca de resultados aprimorados.

Esta pesquisa teve como inspiração a dissertação de mestrado do Prof. MSc. Cleovir José Milani sobre Subsídios para o Diagnóstico das Pontes do Sistema

Viário do Município de Pato Branco, assim como os trabalhos de conclusão de curso idealizados pelo mesmo.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Dimensionar as vigas pré-fabricadas de uma ponte similar às empregadas em estradas vicinais na região sudoeste do Paraná.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Estudar as pontes já executadas na região com o emprego de elementos pré-fabricados fornecidos pelo Governo do Estado do Paraná, analisando o projeto e o modo de execução;
- Levantar as cargas atuantes nas pontes, considerando os veículos que trafegam na região;
- Dimensionar as vigas pré-fabricadas, de modo que os resultados obtidos estejam em conformidade com as normas.

1.2 JUSTIFICATIVA

A partir do momento em que o homem passou a viver em comunidade, encontrou-se a necessidade de transpor barreiras naturais, como rios, riachos e vales, a procura de novos horizontes. Na busca por uma estrutura que pudesse viabilizar a travessia sobre esses obstáculos, criaram-se as pontes (PINHO, 2007).

De acordo com Glauco (1980), uma ponte deve atender quatro requisitos fundamentais, são eles: funcionalidade, segurança, estética e economia. Portanto, cabe ao projetista analisar cada um desses aspectos para que a ponte seja projetada e executada de modo que cumpra sua finalidade, facilitando a mobilidade de quem a utiliza.

A construção de uma ponte gera grande desenvolvimento para as regiões adjacentes a ela, melhorando o acesso da população e o escoamento da produção local. Visando esses fatores, o Governo do Estado do Paraná em parceria com o

DER-PR fornece vigas, lajotas e guarda-rodas pré-fabricados aos municípios para a substituição de antigas pontes e passarelas de madeira por pontes de concreto armado, visando proporcionar maior segurança e mobilidade aos produtores das áreas rurais (AGÊNCIA DE NOTÍCIAS DO PARANÁ, 2013).

Em função do grande emprego desse modelo de ponte na região sudoeste paranaense, observou-se que o dimensionamento das mesmas é de vital importância e a busca por melhorias seria de grande valia.

Esta pesquisa buscou observar as pontes com vigas pré-fabricadas já executadas próximas a região de Pato Branco, verificando se as mesmas estão de acordo e propor o dimensionamento das vigas nesse padrão, visando aperfeiçoar os resultados de modo que seja seguro e executável.

1.3 CONTEXTUALIZAÇÃO

O estado do Paraná encontra-se na Região Sul do Brasil, cuja capital é a cidade de Curitiba. Segundo o IBGE (2010), o estado possui área de 199.307,922km², com 10.444.526 habitantes e 399 cidades.

De acordo com IPARDES – Instituto Paranaense de Desenvolvimento Econômico e Social (2010), a região Sudoeste do Estado abrange 43 municípios correspondendo aproximadamente 6% da área do estado, e segundo o IBGE (2010), quase 5% da população. O grau de urbanização da região é de 69,58% e conforme o SESC (2010) é a segunda região menos urbanizada do estado.

Embora o relevo da região seja em maior parte acidentado, a economia está bastante ligada ao agronegócio. Isso se dá em função do intenso aproveitamento para a agricultura, principalmente com o plantio de grãos, como soja, milho e trigo, nas áreas onde o relevo é mais suave (SESC, 2010).

Para fazer a colheita e o escoamento da produção agrícola é necessário o envolvimento de grandes maquinários que precisam frequentemente trafegar nas estradas rurais. Em função do elevado tamanho e peso desses equipamentos, há uma grande preocupação com a travessia sobre as pontes das vias rurais, muitas vezes por elas serem antigas e bastante afetadas por intempéries. Para a melhoria das mesmas, o programa do governo paranaense, citado anteriormente, proporciona a restauração e construção de novas pontes, trazendo benefícios não somente para o meio rural, como também para toda a região.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCRETO ARMADO

De acordo com Leonhardt e Mönning (1977), o concreto é uma rocha artificial formado pela mistura de cimento, água, agregado miúdo e agregado graúdo, podendo ainda ser empregados em alguns casos aditivos ou adições. Quando incorporam-se ao concreto barras de aço, denomina-se o mesmo como concreto armado. Segundo Botelho e Marchetti (2004), a resistência à tração do concreto apresenta valores, aproximadamente, dez vezes menores que a resistência do mesmo à compressão, portanto a ideia do concreto armado é adicionar um material resistente à tração na parte tracionada, o aço, e na parte comprimida manter apenas o concreto.

Conforme Fusco (1976), no concreto armado a função da armadura é resistir aos esforços de tração solicitantes da estrutura, agindo de forma passiva sem proporcionar esforços adicionais à mesma.

Segundo Botelho e Marchetti (2004), as barras de aço atuam como que soldadas ao concreto. Carvalho e Figueiredo Filho (2007) ressaltam:

[...] os dois materiais, concreto e aço, deverão trabalhar solidariamente, e isso é possível em decorrência das forças de aderência entre a superfície do aço e o concreto, pois as barras de aço tracionadas só funcionam quando, pela deformação do concreto que as envolve, começam a ser alongadas, o que caracteriza as armaduras passivas. É a aderência que faz com que o concreto armado se comporte como material estrutural (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2007, p. 18).

Outro fator que deve ser citado é a questão do cobrimento da armadura. Conforme Botelho e Marchetti (2004), o aço não deve ficar exposto aos agentes atmosféricos, já que o mesmo é facilmente oxidável nessas situações. Como o concreto apresenta maior resistência a esses ataques, ao cobrir a armadura o concreto garante proteção à mesma.

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2007), as vantagens que a utilização do concreto armado como material estrutural apresenta são pelo fato de ter boa trabalhabilidade, podendo se adaptar as mais variadas formas, proporcionando liberdade ao projetista; demonstrar grande resistência à maioria das

solicitações; permitir a obtenção de estruturas monolíticas; apresentar grande durabilidade, desde que seja bem executado; ser economicamente viável em grande parte das situações; resistir melhor ao fogo se comparado com aço e madeira; permitir a utilização de pré-moldagem, gerando maior rapidez e facilidade de execução; e razoável domínio das técnicas executivas em todo país.

Nesse mesmo aspecto Carvalho e Figueiredo Filho (2007), apresentam também desvantagens da utilização do concreto armado. É um material bom condutor de som e calor; as estruturas geralmente apresentam elevado peso próprio; as reformas e adaptações em grande parte das vezes são de difícil execução e necessita-se de um sistema de fôrmas e escoramentos, quando não utiliza-se da pré-moldagem, que precisam permanecer no local até que o concreto atinja a resistência necessária.

O dimensionamento e execução de projetos em estruturas de concreto armado é regulamentado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), através da NBR 6118/2014: “Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento”, revisão da NBR 6118/2007.

2.1.1 Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado

De acordo com MacGregor e Wight (2009), o dimensionamento das estruturas de concreto armado deve partir de um conceito pré-determinado de acordo com as necessidades daqueles que vão usufruí-lo. Durante essa etapa, são levantadas as solicitações da estrutura e é selecionado o esquema estrutural mais adequado. Esse esquema é resultado da combinação de elementos que deverão resistir aos esforços aplicados, garantindo a capacidade de carga e estabilidade da estrutura, proporcionando que a mesma apresente bom estado de utilização em relação à finalidade prevista, e que apresente durabilidade suficiente.

Para que todas essas condições sejam atingidas, a NBR 6118/2014 fixa os requisitos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto armado, utilizando o método dos estados limites, subdivididos em estados limites últimos e estados limites de serviço. Os estados limites últimos são aqueles que se referem à ruptura da estrutura e os estados limites de serviço são aqueles relacionados à aparência, conforto e boa utilização da mesma.

Nesses métodos, a segurança é garantida fazendo com que as solicitações correspondentes às cargas majoradas (solicitações de cálculo) sejam menores que as solicitações últimas, sendo estas as que levariam a estrutura à ruptura (ou atingir um estado limite último) se os materiais tivessem suas resistências reais (resistências características) minoradas por coeficientes de ponderação das resistências (resistências de cálculo) (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2007, p. 42).

Além disso, a NBR 6118/2014 prescreve requisitos para que sejam garantidas a qualidade e a durabilidade das estruturas de concreto armado.

A durabilidade das estruturas de concreto armado, de acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2007), depende altamente da qualidade de concreto e da espessura do cobrimento da armadura. A fim de garantir durabilidade suficiente às estruturas a NBR 6118/2014 prescreve, entre outras recomendações, os parâmetros mínimos para classe do concreto, relação água/cimento do concreto e cobrimento da armadura em função da classe de agressividade ambiental do local no qual a estrutura estará inserida.

2.2 CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Para El Debs (2000), pré-moldagem é a técnica construtiva na qual os elementos da obra são moldados fora do local de utilização definitivo e geralmente é associada à industrialização da construção e à pré-fabricação.

“A grosso modo, pode-se dizer que a pré-moldagem aplicada à produção em grande escala resulta na pré-fabricação, que, por sua vez, é uma forma de buscar a industrialização da construção” (EL DEBS, 2000, p. 11).

A NBR 9062/2006: “Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado” rege o dimensionamento de estruturas de concreto pré-moldado e distingue pré-fabricados de pré-moldados através do controle de qualidade que é aplicado na fabricação das peças.

De acordo com a NBR 9062 (ABNT, 2006), os elementos pré-fabricados são produzidos industrialmente com rigoroso controle de qualidade, diferentemente dos elementos pré-moldados, que não apresentam tal rigor.

Segundo El Debs (2000), o concreto pré-moldado pode ser aplicado em praticamente toda a Construção Civil, desde as edificações até as obras de infraestrutura, e entre algumas vantagens, a redução da parcela de cimbramento, a redução das fôrmas e a reutilização das mesmas vêm sendo as mais significativas

quanto à diminuição de custos. O autor ressalta que na produção industrial em série as vantagens são ainda maiores, apresentando a possibilidade de utilização de seções com melhor aproveitamento dos materiais, maior produtividade e maior controle de qualidade.

Já as principais desvantagens da pré-moldagem, ainda de acordo com este autor, estão relacionadas ao transporte e montagem dos elementos, que em determinados casos tornam-se inviáveis economicamente. Outra dificuldade é no que diz respeito às ligações entre os elementos, pois em estruturas pré-moldadas é difícil reproduzir o monolitismo da estrutura.

Nakamura (2013) destaca que a utilização de pré-moldados vem sendo impulsionada pela escassez de mão de obra e pela necessidade de racionalizar recursos, sendo empregada especialmente nas obras em que o prazo de execução é determinante. Uma vez que os projetistas e construtores se familiarizam com o sistema construtivo, aliado à oferta de equipamentos, às normas e a redução de resíduos, os elementos pré-moldados tem sido importantes como parâmetro de controle sobre os custos e prazos nas obras, e por representar maior estágio de desenvolvimento no setor, aponta o autor.

Com relação à industrialização da construção, El Debs (2000) evidencia, no que se refere à confecção de componentes pré-moldados, que existem vários fatores condicionantes que determinam o grau de desenvolvimento requerido para seu emprego, como o número de elementos, o porte da obra, distância de transporte, local de produção e peso dos elementos. Sobre a implementação dos tipos de produção com relação aos custos o autor define que, “a industrialização apresenta viabilidade econômica quando o custo dos elementos, constituídos pela soma dos custos fixos e variáveis, resulta menor que o custo correspondente à produção com manufatura”.

Por se tratar de um método construtivo que visa a otimização dos recursos e rapidez de execução, Acker (2002) aponta que a padronização na pré-fabricação, tanto na modulação de projetos, elementos, quanto na produção ou montagem, é um fator importante e comum entre fabricantes, e que traz maior qualidade e menores custos no processo.

Conforme El Debs (2000), a principal diferença dos elementos de concreto pré-moldado para os elementos moldados no local está no surgimento de esforços decorrentes das ações nas fases de desmoldagem, transporte, armazenamento e

montagem, que podem manifestar solicitações mais desfavoráveis às equivalentes à situação definitiva. Todos os esforços adicionais são acrescentados aos esforços decorrentes das ações usuais de cálculo no dimensionamento dos elementos, ressalta o autor.

Outra questão que diferencia os elementos de concreto pré-moldado das demais estruturas são as ligações, as quais apresentam particularidades que devem ser analisadas pelo projetista a fim de proporcionar o comportamento estrutural desejado. Quanto às ligações, El Debs (2000) afirma que as ligações articuladas são mais simples em aspectos construtivos e geram elementos mais solicitantes à flexão e com pouca capacidade de redistribuição de esforços em comparação aos elementos moldados no local. Com relação às ligações rígidas, o autor ressalta que o comportamento é muito semelhante ao de estruturas moldadas no local onde as ligações possibilitam a transmissão de momentos fletores, porém, apresentam maior dificuldade de execução, demandando mais tempo e acarretando maior custo à obra.

Acker (2002) destaca que, por se referir a uma construção por montagem, devem ser consideradas folgas e tolerâncias dimensionais desde o início do projeto. O autor afirma que os projetistas devem ter conhecimento da real variabilidade dimensional para garantir que na etapa da montagem não haja tanta discrepância entre as medidas.

Devido a certas limitações do concreto pré-moldado, Elliot (2002) afirma que muitas vezes é inevitável o emprego de outros materiais de forma rentável, como a aplicação de concreto moldado no local e colocação de armaduras negativas para garantir continuidade estrutural ao elemento, no caso da necessidade da realização de uma ligação monolítica por exemplo. O comportamento estrutural de elementos compostos pode conferir um conjunto com melhores resultados e desempenho comparados à utilização de um único material dependendo da obra.

Os elementos pré-moldados apresentam grandes benefícios quando é evidenciada a preocupação com o excesso de resíduos da construção civil e a falta de trabalhadores no setor. É indispensável, assim como no concreto moldado no local, a preocupação no dimensionamento, na escolha dos materiais e montagem de fôrmas, como também nos processos de desmoldagem, cura, transporte e montagem que essencialmente no concreto pré-moldado requerem maiores

cuidados e deles dependem a funcionalidade e a segurança da estrutura para seu devido uso.

2.2.1 Dimensionamento de Estruturas de Concreto Pré-Moldado

No geral, aplicam-se às estruturas de concreto pré-moldado as regras e processos de cálculo das estruturas moldadas no local, dispostas na NBR 6118/2014.

Itens específicos a respeito de estruturas pré-moldadas, como tipos de ligações, folgas e tolerâncias aceitáveis, estão na NBR 9062/2006 que se aplicam também às estruturas compostas, ou seja, aquelas que são constituídas por elementos pré-moldados juntamente com elementos moldados no local.

2.3 PONTES

Chamam-se de pontes as obras que são destinadas a estabelecer a continuidade da via de comunicação, transpondo obstáculos naturais ou artificiais constituídos em sua maioria por massas de água, diferenciando-se assim de viadutos, onde o obstáculo geralmente é um vale ou outra via (PFEIL, 1983).

Nos tempos remotos, de acordo com Glauco (1980), as antigas civilizações seguiam os exemplos da natureza para transposição de barreiras, ao observar árvores tombadas às margens dos rios remeteu-se a ideia da utilização de troncos de madeira apoiados nas extremidades para possibilitar a travessia. Com o passar do tempo, a necessidade de suportar cargas maiores, para passagem de rebanhos e transporte de alimentos, exigia a associação de um maior número de troncos e a utilização de outros elementos da natureza para ligá-los.

Os romanos podem ser considerados como os primeiros idealizadores na construção de pontes. Eles eram grandes construtores e desenvolveram diversas obras fundamentais para a época, em sua maioria pela necessidade de expansão do império romano. O conhecimento sobre pontes foi sendo aprimorado de acordo com as novas constatações daquele período, como a construção de pontes em arcos, que foi muito difundida pelos romanos e se mostrava eficaz estruturalmente com os materiais da época. Os romanos utilizavam madeira para grande parte de suas pontes, porém por apresentar pouca resistência ao tempo elas foram substituídas,

principalmente nas estruturas de maior importância, por construções de pedra (BENNETT, 2008).

Com o passar dos séculos, segundo Glauco (1980), outros povos se aperfeiçoaram na construção e manutenção de pontes. Na Idade Média as técnicas de construção em forma de arcos e abobadas foram sendo cada vez mais aprimoradas, possibilitando atingir vãos cada vez maiores. Na época do Renascimento, os construtores buscaram melhorar as fundações, uma vez que eram as principais responsáveis por ruínas em pontes desde os tempos dos romanos, sobretudo por desconhecimento da capacidade de resistência do solo.

Conforme Bennett (2008), uma das maiores contribuições do Renascimento foi a invenção de sistemas de treliças para a construção de pontes, levando nos anos seguintes os construtores à aplicação desse método ao invés de arcos como principal forma de construção.

Com a evolução do conhecimento teórico sobre as estruturas e técnicas construtivas, houve grande avanço e aperfeiçoamento das pontes até o século XIX, empregando-se em larga escala a utilização de pontes metálicas até o surgimento do concreto armado que adquiriu grande importância no começo do século XX. Devido ao progresso no estudo do comportamento dos materiais e estudos do solo, bem como considerações estruturais e fatores sociais e econômicos, o concreto armado é um dos materiais mais utilizados na construção de pontes até os dias de hoje (GLAUCO, 1980).

2.3.1 Estruturas das Pontes

Salvadori (2006) comenta a respeito da estrutura das pontes:

Cada ponte é, ou deveria ser, a melhor solução estrutural para um problema muito específico e, uma vez que as pontes consistem quase que totalmente em estruturas, deve-se considerá-las em primeiro lugar do ponto de vista estrutural, para entender como os vários tipos de pontes funcionam (SALVADORI, 2006, p. 157).

De acordo com Pfeil (1983), as pontes são compostas de três elementos principais: superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, conforme o esquema apresentado na Figura 1.

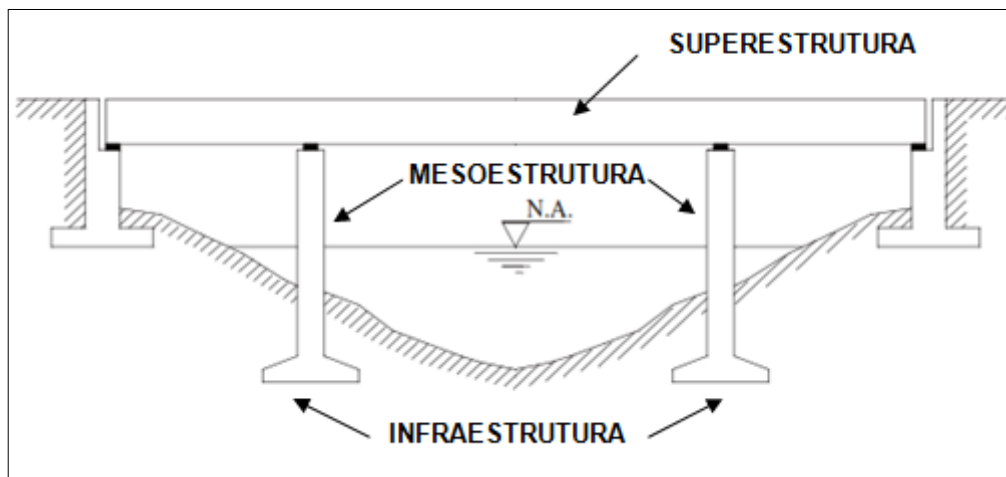


Figura 1 – Elementos constituintes das pontes
Fonte: Adaptado de El Debs e Takeya (2009).

2.3.1.1 Superestrutura

A superestrutura tem função de vencer o obstáculo e receber as cargas que trafegam sobre a ponte. Pode ser subdividida em estrutura principal e secundária. A estrutura principal é responsável por vencer o vão e transmitir as cargas provindas da estrutura secundária para a mesoestrutura. É constituída por elementos longitudinais, que normalmente são as vigas, também chamadas de longarinas. A estrutura secundária é um conjunto de elementos que recebem direta ou indiretamente as cargas sobre a ponte, esses elementos podem ser lajes e transversinas (FREITAS, 1978).

Segundo Marchetti (2008), conforme o sistema estrutural da superestrutura, as pontes podem ser divididas em diferentes categorias, como, por exemplo, em vigas, pórticos, treliças, arcos, estruturas pênséis e estruturas atirantadas.

As pontes em vigas são as mais empregadas, especialmente no Brasil. As vigas podem ser retas ou curvas, de alma cheia ou celulares. Elas são caracterizadas por resultar, a partir da aplicação das cargas, predominantemente esforços de flexão e de cisalhamento. As vigas podem ser simplesmente apoiadas ou contínuas. A primeira é normalmente empregada para formação de vários vãos e é mais recorrente o emprego de pré-moldados. Nesse caso, os apoios necessitam de elementos auxiliares para ligação entre a viga e o pilar. Já no segundo caso, a continuidade das vigas proporciona a diminuição dos momentos fletores no meio do

vão, garantindo maior eficiência que as vigas simplesmente apoiadas, sendo geralmente moldadas no local (PFEIL, 1983).

A escolha do sistema estrutural da superestrutura de uma ponte e os materiais empregados nelas depende de inúmeros fatores e devem ser analisados previamente de acordo com as necessidades locais. Entre eles estão o tamanho do vão a ser vencido, os tipos de cargas que irão trafegar, e a disponibilidade de materiais e mão de obra.

2.3.1.2 Mesoestrutura

Pfeil (1983) considera que a mesoestrutura é constituída pelos pilares, os quais tem a tarefa de receber as cargas da superestrutura e conduzi-las às fundações. “Não estão sujeitos, em geral, a empuxos de terra e têm por função estabelecer uma subdivisão do comprimento da ponte, sem obstruir totalmente o obstáculo transposto pela mesma” (FREITAS, 1978, p. 11).

Podem ser enquadrados na mesoestrutura, quando necessários, os aparelhos de apoio, indicam El Debs e Takeya (2009). Eles são os elementos situados entre a superestrutura e o pilar, com função de permitir determinados movimentos da superestrutura e transmitir as reações de apoio. Eles podem ser fixos ou móveis, geralmente empregam-se placas de neoprene por serem mais versáteis e dispensar manutenções, ao contrário de apoios metálicos. Na Figura 2 é mostrada a posição dos aparelhos de apoio.

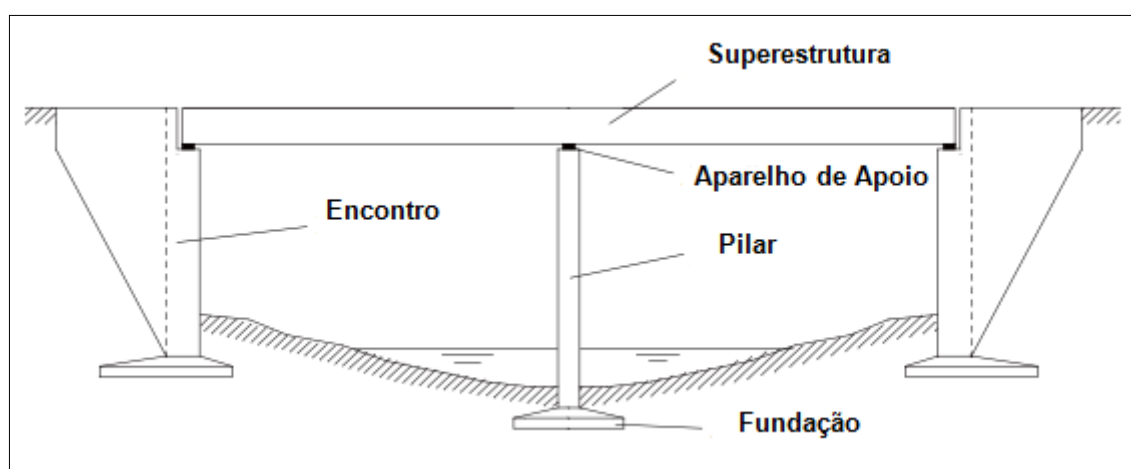


Figura 2 – Esquema dos elementos nas pontes
Fonte: Adaptado de El Debs e Takeya (2009).

2.3.1.3 Infraestrutura

A infraestrutura é composta pelas fundações e tem o objetivo de transmitir para o solo todos os esforços da estrutura, conforme Pfeil (1983). As fundações podem ser profundas ou superficiais, sendo necessários estudos para determinação do tipo mais adequado, dependendo de diversos fatores. Porém, as fundações rasas têm maiores chances de recalque de sua base, o que danificaria a estrutura, sendo essa solução menos empregada, afirma Cavalcante (2005).

Fazem parte da infraestrutura, quando preciso, segundo El Debs e Takeya (2009), os encontros, também conhecidos como placa de transição, que são “[...] elementos de transição entre a estrutura da ponte e o terrapleno, e têm a dupla função, de suporte da ponte, e de proteção do aterro contra a erosão”. Os autores evidenciam que esse elemento deve ser dimensionado de modo que resista ao empuxo do aterro e às reações verticais e horizontais da superestrutura. Freitas (1978) destaca que nas pontes onde não há necessidade dos encontros, são empregados elementos chamados de cortinas que fazem a retenção dos aterros nas extremidades. O encontro está demonstrado na Figura 2 acima.

2.3.2 Pontes com Elementos Pré-Fabricados

El Debs (2000) relata que as obras de infraestrutura urbana e estradas, como é o caso das pontes, se comparadas às demais edificações, apresentam características favoráveis à aplicação da pré-fabricação do concreto. As principais delas, segundo o autor, é que nessas obras a construção se resume basicamente à estrutura, geralmente são obras aplicadas em grande escala e com condições que favorecem o emprego da padronização dos elementos.

Leonhardt (1979) declara que a utilização de elementos pré-fabricados para a construção de pontes torna-se econômica quando é necessário construir diversas pontes semelhantes ou pontes com muitos vãos iguais, conforme um projeto típico. Além disso, o autor lembra que devem estar à disposição equipamentos de elevação, meios de transporte e caminhos de acesso apropriados para que a utilização da pré-fabricação continue sendo economicamente viável.

Outro aspecto relevante no que diz respeito às pontes é o fato do cimbramento ser usualmente oneroso pela presença de lâmina d'água ou pela

grande altura da estrutura principal em relação ao solo, aponta El Debs (2000). Com a utilização de elementos pré-fabricados esses custos diminuem consideravelmente.

Araújo, Pinho e Regis (2009) destacam que outros fatores, como a otimização da utilização de fôrmas em função do uso de seções padronizadas, e a possibilidade de execução das vigas simultaneamente com a execução da infraestrutura gerando redução de prazos, são bastante significativos para a decisão do emprego de vigas pré-fabricadas na construção de pontes.

A utilização da pré-fabricação do concreto nas pontes, de acordo com El Debs (2000), se concentra geralmente na superestrutura e na maioria das vezes é empregada com vigas simplesmente apoiadas dispostas na direção longitudinal ao eixo da ponte, de modo que vençam pequenos vãos, conforme apresentado na Figura 3. O autor afirma que “as pontes de pequenos vãos merecem um tratamento especial [...] por poder empregar pré-moldados de fábricas. De fato, levantamentos feitos nos Estados Unidos indicam que essa faixa reúne 90% das pontes existentes”.

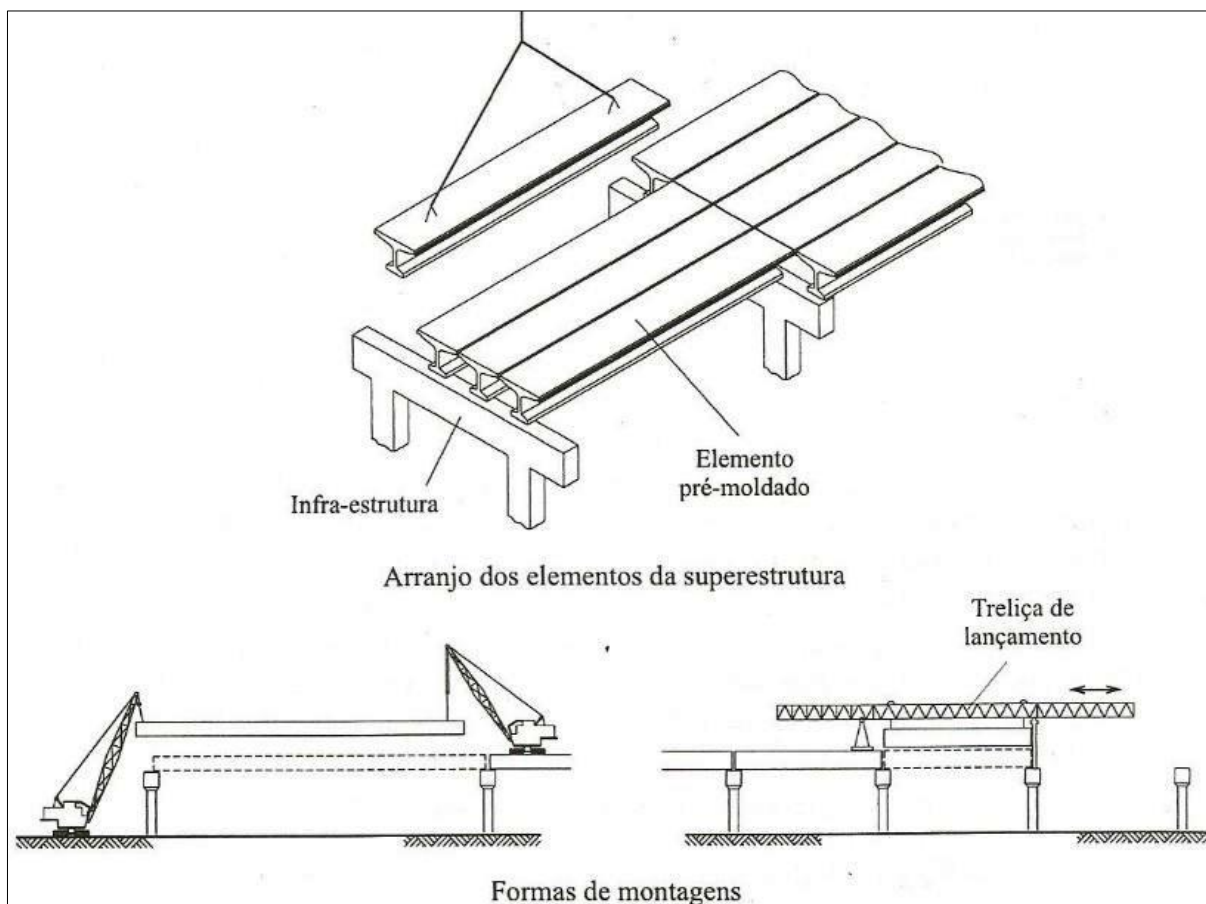


Figura 3 – Superestrutura de pontes em elementos pré-fabricados dispostos no eixo da ponte
 Fonte: El Debs (2000).

El Debs (2000) indica diferentes tipos de seções transversais dos elementos para a montagem da superestrutura. Conforme o autor podem ser empregadas seções do tipo painel, seção caixão, seção T, seção I, seção T invertido, seção trapezoidal e seção U, conforme ilustrado na Figura 4.

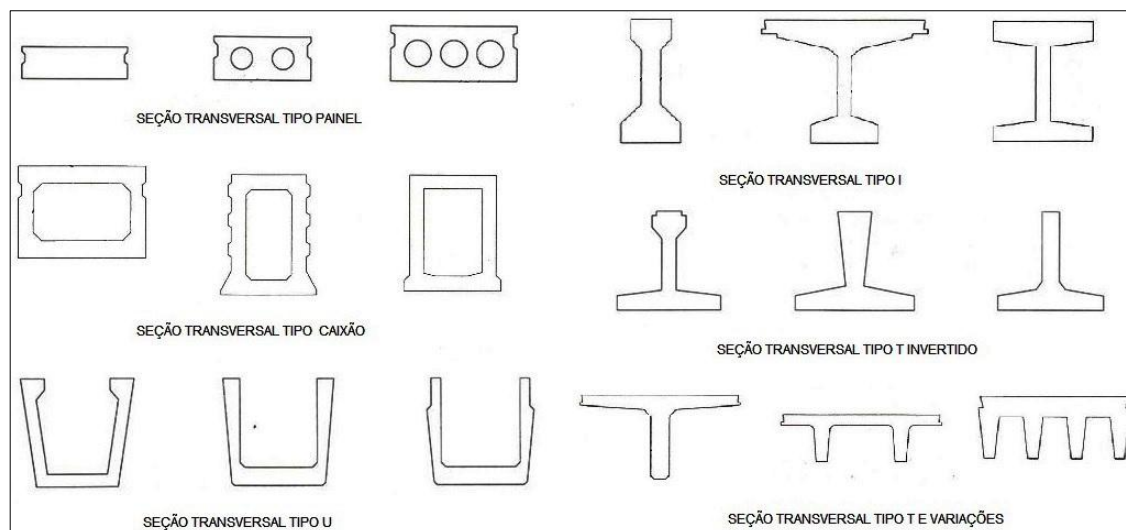


Figura 4 – Seções de elementos pré-fabricados para a superestrutura de pontes
Fonte: Adaptado de El Debs (2000).

2.3.2.1 Ligação transversal entre os elementos

A ligação transversal entre os elementos deve ser concretizada de maneira que, no mínimo, impeça deslocamentos verticais relativos. Essas ligações podem ser realizadas por meio de capa de concreto moldada no local, de modo que forme uma laje; ou ainda através de chaves de cisalhamento ou conectores metálicos. No entanto, as últimas alternativas são pouco eficientes (EL DEBS, 2000).

El Debs (2000) menciona que existem algumas formas para melhorar a distribuição de esforços, como por exemplo, através da ligação transversal com concreto moldado no local na mesa inferior, além da parte superior, conforme ilustrado na Figura 5. Outras técnicas que podem ser citadas são a utilização de protensão transversal ou uso de transversinas ou diafragmas.

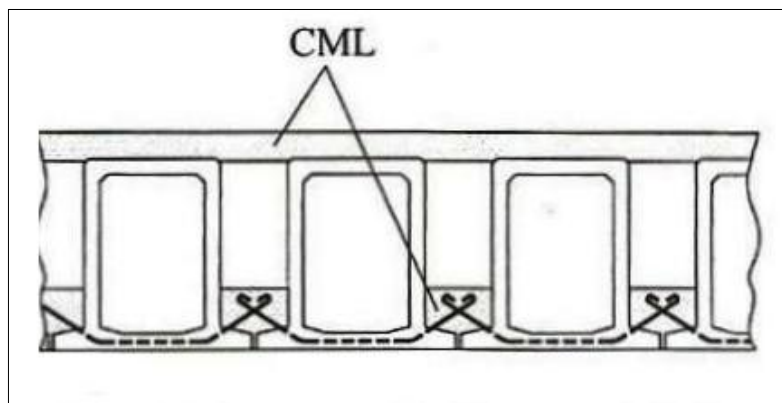


Figura 5 – Ligação transversal com concreto moldado no local (CML)
Fonte: Adaptado de El Debs (2000).

2.3.2.2 Formação do tabuleiro com concreto moldado no local

Como já citado, em determinadas seções transversais a aplicação de concreto moldado no local se torna uma alternativa bastante interessante. De acordo com El Debs (2000), tal aplicação pode ou não aumentar a altura da seção resistente.

Usualmente aumenta-se a altura da seção resistente, aplicando concreto moldado no local sobre o nível superior dos elementos pré-moldados. Para isso, em alguns casos, torna-se necessária a utilização de fôrmas de madeira ou elementos pré-fabricados entre as vigas. Isso ocorre geralmente em seções I e T invertido (EL DEBS, 2000).

Quando opta-se pela utilização de pré-fabricados ao invés de fôrmas de madeira, esses podem ser incorporados à seção resistente da laje, formando o denominado pré-moldado de seção parcial, conforme apresentado na Figura 6.

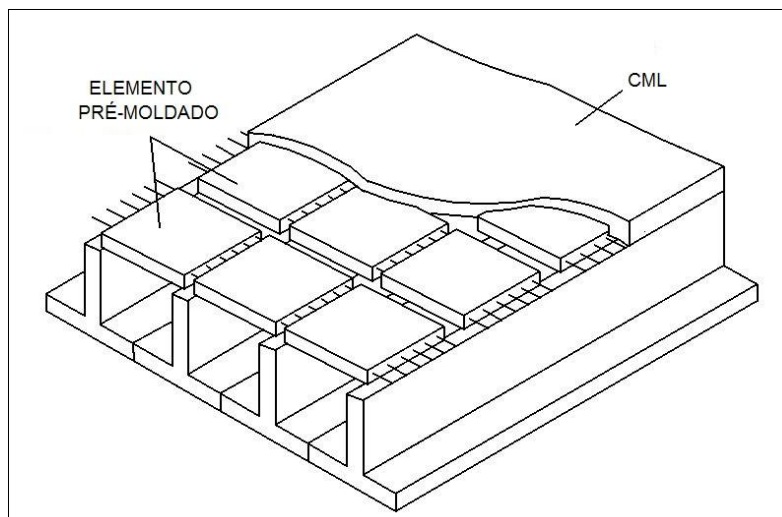


Figura 6 – Tabuleiro de seção parcial
Fonte: Adaptado de El Debs (2000).

2.3.2.3 Ligações nas extremidades dos elementos

El Debs (2000) relata que as ligações nas extremidades dos elementos, geralmente, são feitas simplesmente apoiando os componentes em travessas e muros, utilizando aparelhos de apoio de elastômero, de modo que se formam juntas no tabuleiro.

Ligações sem ou com poucas juntas podem ser obtidas estabelecendo parcialmente a continuidade, fazendo a ligação somente através da laje do tabuleiro e transmitindo apenas esforço normal ou estabelecendo a continuidade estrutural promovendo o engastamento e a transmissão de momentos fletores.

2.3.2.4 Vigas de seção T invertido

Segundo Leonhardt (1979), com a utilização de vigas pré-fabricadas com seção em T invertido, pode ser realizada a construção de uma ponte em laje sem a utilização de fôrmas e escoramentos.

Apesar desse tipo de seção, conforme El Debs (2000), não oferecer tanta facilidade em relação à desmoldagem, apresenta facilidades na realização da ligação transversal entre elementos, de modo que exista uma distribuição eficiente dos esforços nessa direção.

A ligação entre os elementos dispostos na direção longitudinal geralmente é feita com concreto moldado no local tanto na mesa inferior como na parte superior da viga, como mostrado na Figura 7.

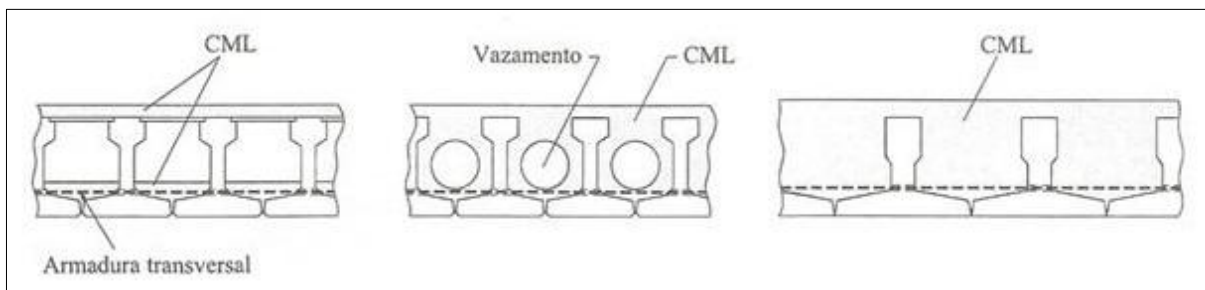


Figura 7 – Elementos em seção T invertido
Fonte: El Debs (2000).

2.3.3 Dimensionamento de Pontes

A NBR 7187/2003: “Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento” fixa os requisitos que devem ser seguidos no projeto, na execução e no controle das pontes de concreto armado, remetendo diversas vezes às prescrições da NBR 6118/2014, que se refere ao projeto de estruturas de concreto armado.

2.4 SOLICITAÇÕES NAS PONTES

De acordo com a NBR 7187 (ABNT, 2003), as ações que devem ser consideradas para o dimensionamento das pontes de concreto armado podem ser classificadas em ações permanentes, variáveis e excepcionais.

2.4.1 Ações Permanentes

Segundo a NBR 7187 (ABNT, 2003), ações permanentes são aquelas cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ou tendem a um valor limite constante ao longo da vida útil da estrutura, como é o caso da carga proveniente do peso próprio dos elementos constituintes da ponte.

2.4.2 Ações Variáveis

De acordo com a NBR 7187 (ABNT, 2003), ações variáveis são aquelas de caráter temporário como cargas móveis, cargas de construção e cargas de vento, por exemplo.

2.4.2.1 Cargas móveis

A NBR 7188/2013: “Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas”, atualização da NBR 7188/1982, prescreve os valores característicos das cargas móveis rodoviárias de veículos sobre pneus e ações de pedestres, em projetos de pontes.

Na norma anterior, as pontes eram divididas em classes em função do peso, em toneladas, dos veículos tipos de cálculo. Existiam as denominadas classe 45, classe 30 e classe 12 com o veículo tipo pesando, respectivamente, 450kN, 300kN e 120kN. Com a reformulação da NBR 7188, eliminou-se essa divisão e adotou-se como padrão o veículo tipo de 450kN.

Segundo a NBR 7188 (ABNT, 2013), as cargas móveis são obtidas através da ponderação das cargas estáticas por coeficientes que levam em conta o impacto vertical devido ao efeito dinâmico, o número de faixas de tráfego e as juntas estruturais e nas extremidades da obra. As cargas móveis podem assumir qualquer posição em toda a pista rodoviária de modo que produzam os efeitos mais desfavoráveis à estrutura.

Pfeil (1979) afirma que as cargas móveis prescritas pelas normas para o dimensionamento de pontes em concreto armado não coincidem com as cargas reais que circulam pelas rodovias. O autor relata que tais cargas utilizam veículos de dimensões especiais, baseados nas normas alemãs. No entanto, os veículos que circulam usualmente pelas rodovias apresentam dimensões e pesos fixados pela chamada Lei da Balança (resolução 210/06 do CONTRAN).

2.4.3 Ações Excepcionais

Conforme a NBR 7187 (ABNT, 2003) ações excepcionais são aquelas que ocorrem em situações anormais como choques de objetos móveis, explosões e fenômenos naturais pouco frequentes.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Quanto aos procedimentos técnicos utilizados para o desenvolvimento do presente trabalho, o delineamento adotado refere-se a uma pesquisa bibliográfica, na qual foram levantados conceitos sobre pontes e os elementos constituintes apresentados por diferentes autores em livros, artigos, teses e dissertações, juntamente com as prescrições definidas pelas normas nacionais. Posteriormente, realizaram-se visitas em algumas pontes da região e após isso realizou-se um estudo de caso no qual foi feito o dimensionamento das vigas pré-fabricadas de uma ponte, baseada nas pontes visitadas.

3.1 ETAPAS DA PESQUISA

Para que a pesquisa acerca do presente trabalho pudesse ser desenvolvida, foram necessárias seis etapas principais, as quais são descritas abaixo e apresentadas por meio de um fluxograma, como mostra a Figura 8.

1ª Etapa:

- Obtenção do manual com os projetos tipos de vigas, placas, e guarda rodas pré-fabricados empregados nas pontes da região sudoeste paranaense e aquisição do manual de construção de pontes municipais com especificações técnicas e de montagem através do Departamento de Estradas e Rodagem (DER) da cidade de Pato Branco – PR;
- Pesquisa sobre a localização de pontes já executadas no padrão DER na região;
- Contato com as prefeituras das cidades de Vitorino – PR e Bom Jesus do Sul – PR para obtenção da localização das pontes nesse padrão, nas respectivas cidades.

2ª Etapa:

Visita às pontes nos municípios de Vitorino – PR, Bom Jesus do Sul – PR e Pato Branco – PR, onde realizaram-se:

- Medições do comprimento, largura e altura das pontes;
- Registros fotográficos;
- Pesquisas nos arredores para coleta de demais dados.

3ª Etapa:

- Análise dos projetos tipo do DER;
- Análise dos dados coletados nas visitas às pontes;
- Estudo de caso para uma localidade no município de Bom Jesus do Sul - PR, onde há necessidade da substituição de uma ponte de madeira existente;
- Determinação de uma geometria otimizada de acordo com as variáveis consideradas nas análises anteriores.

4ª Etapa:

- Levantamento das cargas móveis de veículos agrícolas que usualmente trafegam na região;
- Levantamento das cargas móveis atuantes nas pontes normatizadas pela NBR 7188/2013.

5ª Etapa:

Estudo dos diferentes métodos para o dimensionamento das vigas pré-fabricadas:

- Método de Cálculo I – Consideração de toda a superestrutura da ponte como elemento único com distribuição igualitária dos esforços nas vigas, utilização do software Ftool para obtenção dos esforços;
- Método de Cálculo II – Utilização do software CSI BRIDGE para obtenção dos esforços.

6ª Etapa:

Dimensionamento e detalhamento dos elementos, comparações e considerações finais.

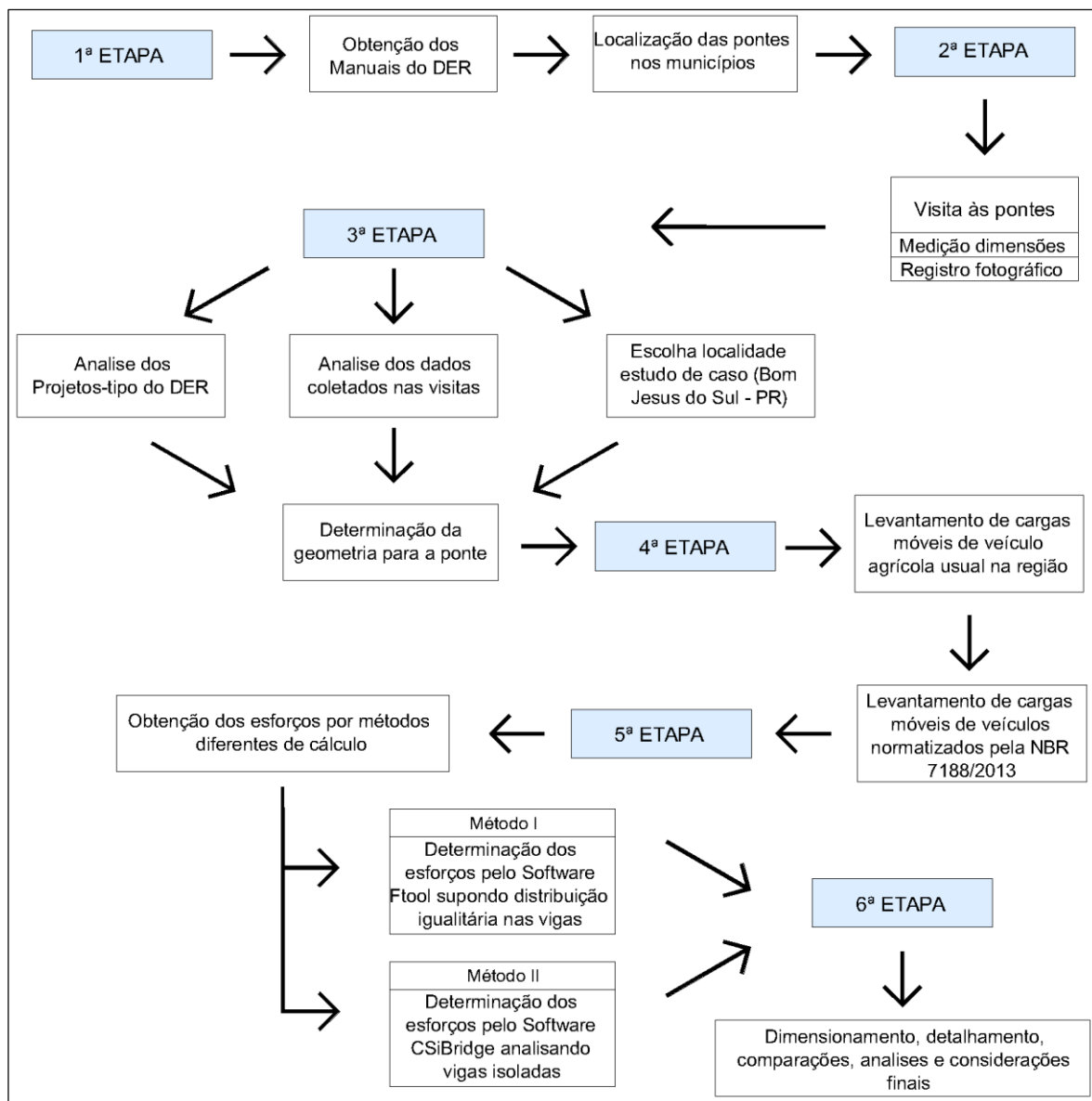


Figura 8 – Fluxograma das etapas da pesquisa
 Fonte: Os autores (2014).

4 CRITÉRIOS PARA DETERMINAÇÃO DA GEOMETRIA DA PONTE

4.1 PONTES VISITADAS

Para que fossem obtidas mais informações a respeito das pontes executadas no padrão DER, foram feitas algumas visitas nos municípios de Vitorino – PR, Bom Jesus do Sul – PR e Pato Branco – PR, onde haviam pontes conforme o padrão citado. O objetivo foi obter as dimensões, analisar o estado de conservação e as conformidades das mesmas. Esta seção apresenta relação dos dados e registros fotográficos obtidos.

4.1.1 Ponte sobre o Rio Caçador

A ponte apresentada na Figura 9 e na Figura 10 encontra-se em Vitorino – PR e está sobre o Rio Caçador. Foi construída no ano de 2010 e apresenta as seguintes dimensões:

- Comprimento do vão: 6,00 metros;
- Altura: 50 centímetros;
- Largura: 5,00 metros.



**Figura 9 – Ponte sobre o Rio Caçador em Vitorino-PR
Fonte: Os Autores (2014).**



Figura 10 – Ponte sobre o Rio Caçador em Vitorino-PR
Fonte: Os Autores (2014).

Para a execução da ponte foram utilizadas oito vigas pré-fabricadas e, conforme foi observado, a ponte apresenta bom estado de conservação. A mesma foi executada para substituir uma antiga ponte de madeira que, segundo os moradores da região, nos períodos de cheias, era arrastada pelas águas do rio.

4.1.2 Ponte sobre o Rio Caçador (2)

A segunda ponte visitada, também sobre o Rio Caçador, foi construída em 2010 e está exibida na Figura 11. As dimensões são as seguintes:

- Comprimento do vão: 11,00 metros;
- Altura: 65 centímetros;
- Largura: 5,00 metros.



Figura 11 – Ponte sobre o Rio Caçador (2)
Fonte: Os Autores (2014).

A seguinte ponte também foi executada com oito vigas e apresenta estado de conservação precário. O apoio no meio na ponte, conforme mostrado na Figura 11, pertencia à antiga ponte que existia no local, não havendo nenhuma função estrutural.

4.1.3 Ponte sobre o Rio Vitorino

A ponte sobre o Rio Vitorino, no mesmo município, mostrada na Figura 12 e na Figura 13, foi construída também no ano de 2010 e tem as seguintes dimensões:

- Comprimento do vão: 6,00 metros;
- Altura: 50 centímetros;
- Largura: 5,00 metros.



Figura 12 – Ponte sobre o Rio Vitorino
Fonte: Os Autores (2014).



Figura 13 – Ponte sobre o Rio Vitorino
Fonte: Os Autores (2014).

A ponte em questão apresenta bom estado de conservação e também foi executada com oito vigas pré-fabricadas padrão DER.

4.1.4 Ponte sobre o Rio Independência

A ponte sobre o Rio Independência, no município de Pato Branco – PR, mostrada na Figura 14, foi construída no ano de 1996 e também foram utilizadas vigas de seção T invertido no padrão DER. A ponte tem as seguintes dimensões:

- Comprimento do vão: 13,00 metros;
- Altura: 76 centímetros;
- Largura: 5,00 metros.



Figura 14 – Ponte sobre o Rio Independência
Fonte: Os Autores (2014).

Observou-se que a seguinte ponte apresenta diversos casos de armadura expostas nas vigas pré-fabricadas, conforme pode ser visualizado na Figura 15, possivelmente por danos ocasionados no transporte e montagem, assim como pela falta de manutenção na mesma.



**Figura 15 – Inconformidades encontradas na ponte sobre o Rio Independência
Fonte: Os Autores (2014).**

4.1.5 Ponte sobre o Rio Capanema

A ponte exibida na Figura 16 e na Figura 17 se encontra no município de Bom Jesus do Sul – PR e está situada sobre o Rio Capanema. A ponte foi concluída em julho de 2014 e apresenta as seguintes dimensões:

- Comprimento do vão: 16,00 metros;
- Altura: 76 centímetros;
- Largura: 5,00 metros.



Figura 16 – Ponte sobre o Rio Capanema
Fonte: Os Autores (2014).



Figura 17 – Ponte sobre o Rio Capanema
Fonte: Os Autores (2014).

Apesar de a ponte ter somente cinco meses de utilização, observaram-se certas irregularidades, como a existência de armadura exposta em algumas vigas. Conforme aferido no local o cobrimento da armadura era de 2,0cm, o que ressalta a importância de um cobrimento maior do que está sendo utilizado, para garantir maior proteção à armadura.

Outra inconformidade está no deslocamento vertical relativo entre as vigas, provavelmente pela ligação transversal dos elementos pré-fabricados não ter sido executada de maneira correta.

A armadura exposta e a viga deslocada em relação às outras, estão apresentadas na Figura 18.



Figura 18 – Inconformidades encontradas na ponte sobre o Rio Capanema
Fonte: Os Autores (2014).

4.2 ESTUDO DE CASO

Neste trabalho foi realizado o dimensionamento de vigas pré-fabricadas de seção T invertido, para a formação do tabuleiro de uma ponte de concreto armado em substituição de uma antiga ponte de madeira localizada no interior do município de Bom Jesus do Sul, sudoeste paranaense. A ponte está sobre o Rio Lajeado Grande e o tamanho do vão a ser vencido é de aproximadamente 10m. A Figura 19

e a Figura 20 mostram a ponte existente e o tamanho do vão para o qual foi realizado o dimensionamento das vigas.



**Figura 19 – Ponte de madeira existente sobre o Rio Lajeado Grande
Fonte: Os Autores (2014).**



**Figura 20 – Vão a ser vencido
Fonte: Os Autores (2014).**

4.3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA PONTE

A Figura 21 mostra um croqui de modo que podem ser observadas as principais dimensões da ponte. O tabuleiro está simplesmente apoiado nas cabeceiras e vão livre de 10m.

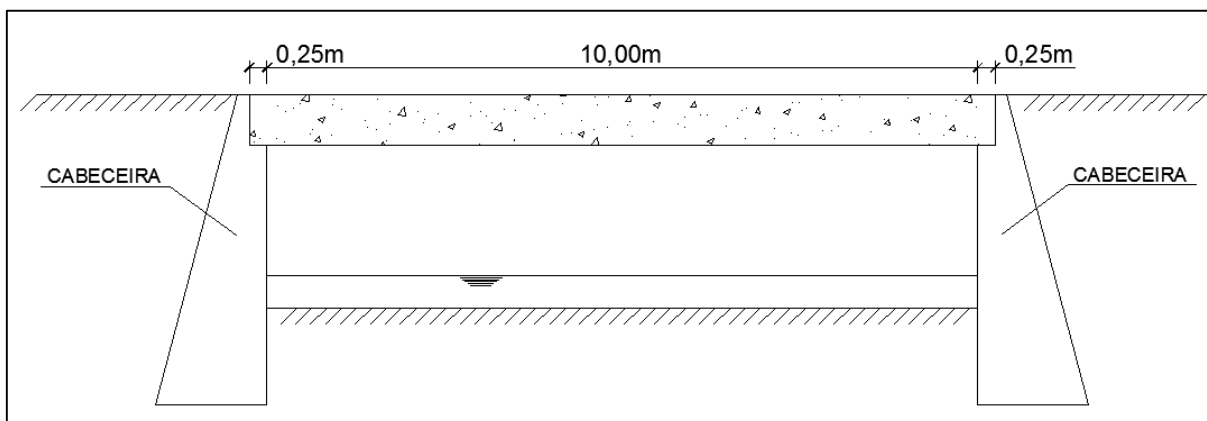


Figura 21 – Visão geral da ponte
Fonte: Os Autores (2014).

Para a determinação da largura da ponte, foi realizado um levantamento das dimensões de máquinas agrícolas de grande porte com rodado duplo de diferentes marcas, de modo que a ponte tenha condições de permitir a passagem desse tipo de veículo. A Tabela 1 apresenta os dados coletados.

Tabela 1 – Dimensões das máquinas agrícolas

Colheitadeira	Largura do rodado dianteiro
John Deere S680	5,40m
Massey Ferguson 5650 SR	4,67m
Case Axial-Flow 9230	5,14m

Fonte: Os Autores (2014).

De posse dessas informações adotou-se a largura da via igual a 5,75m em sentido unidirecional, de modo que a ponte abranja o maior dos veículos agrícolas presentes atualmente no mercado local com certa folga. Considerando ainda a presença de guarda-rodas nos dois lados da via, a largura da ponte atinge 6,25m, conforme apresentado na Figura 22.

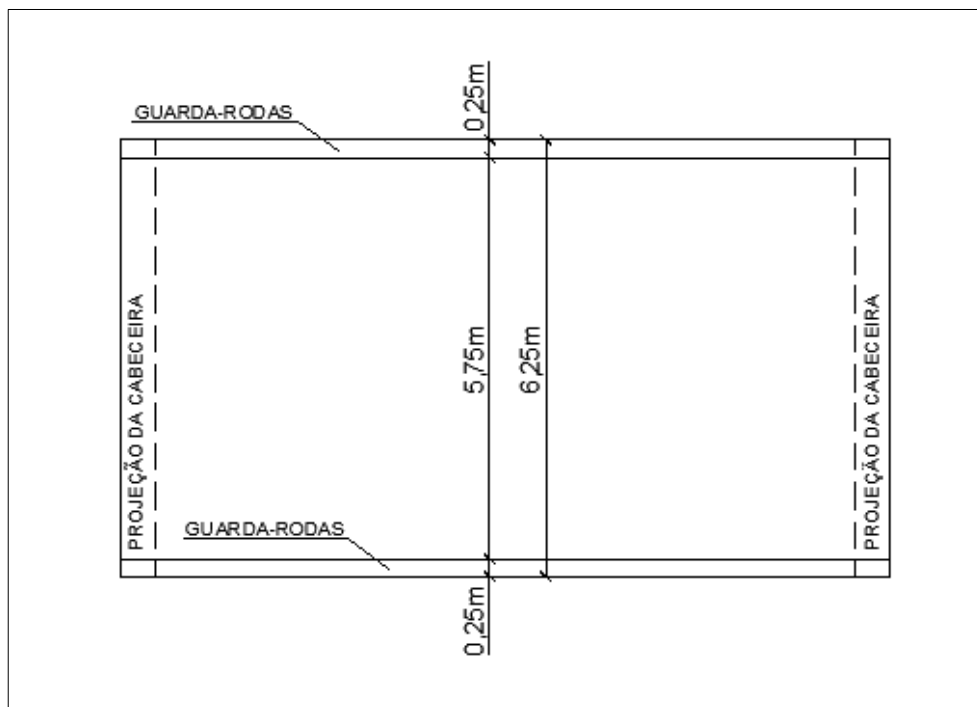


Figura 22 – Ponte em planta
Fonte: Os Autores (2014).

4.4 ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS E A SUPERESTRUTURA

As dimensões adotadas das placas e vigas pré-fabricadas tiveram como base os elementos fornecidos pelo DER-PR empregados em diversos municípios do sudoeste paranaense e estão mostradas na Figura 23. Nas vigas recomenda-se modificar a altura da mesa da seção T, de 7cm o para 9cm, a fim de garantir maior cobrimento da armadura, de modo que se diminuam os danos observados nas pontes visitadas.

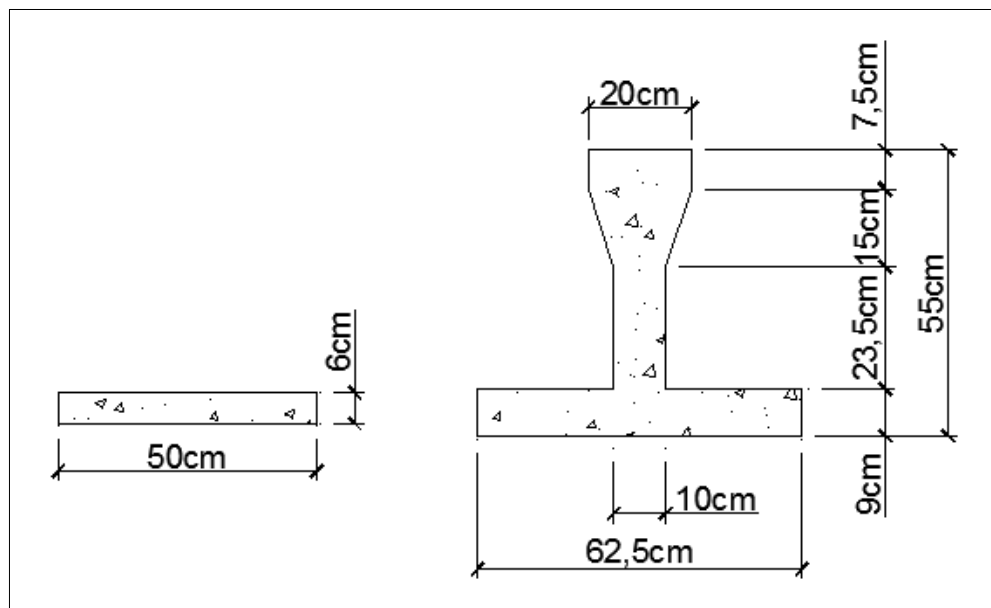


Figura 23 – Placa e viga pré-fabricadas
Fonte: Os Autores (2014).

4.5 SUPERESTRUTURA

A superestrutura é formada por 10 vigas pré-fabricadas de seção tipo T invertido, que são içadas e posicionadas uma ao lado da outra, de modo que as extremidades fiquem apoiadas nas cabeceiras, conforme apresentado na Figura 24.

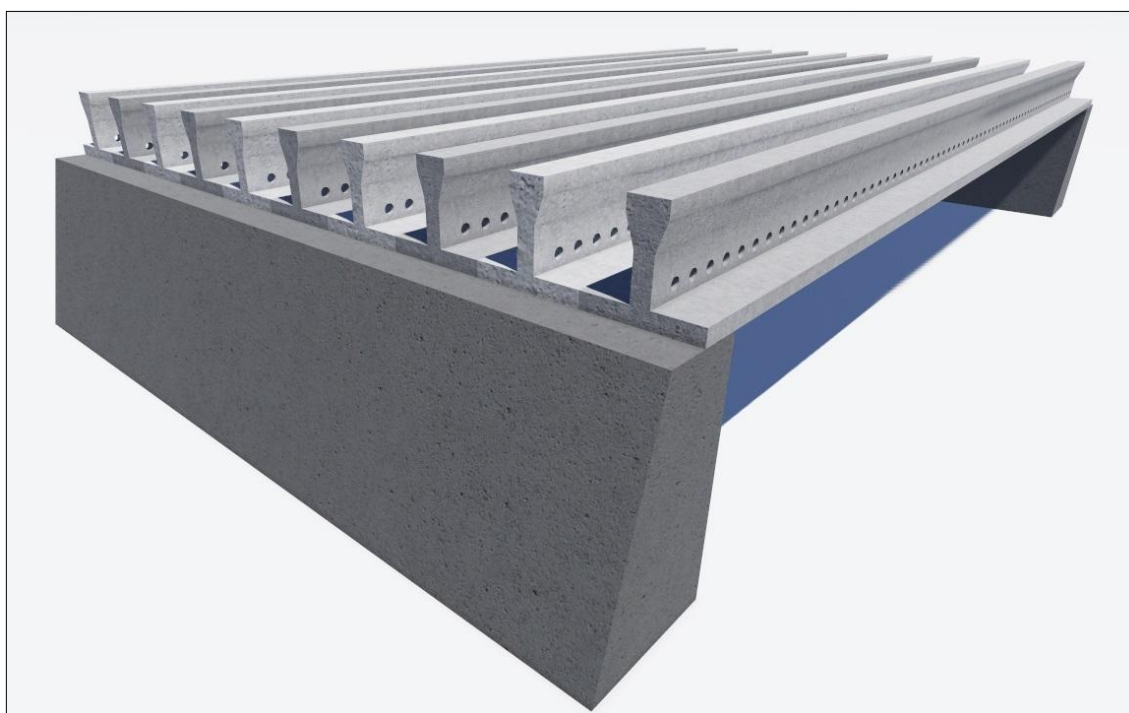


Figura 24 – Posicionamento das vigas
Fonte: Os Autores (2014).

Posteriormente são passadas barras de aço, ao longo de toda a largura, nos furos existentes nas vigas e concretada uma camada de 10cm de concreto moldado no local a fim de interligar as mesmas na mesa inferior de modo à melhorar a distribuição transversal dos esforços, como pode ser visto na Figura 25.

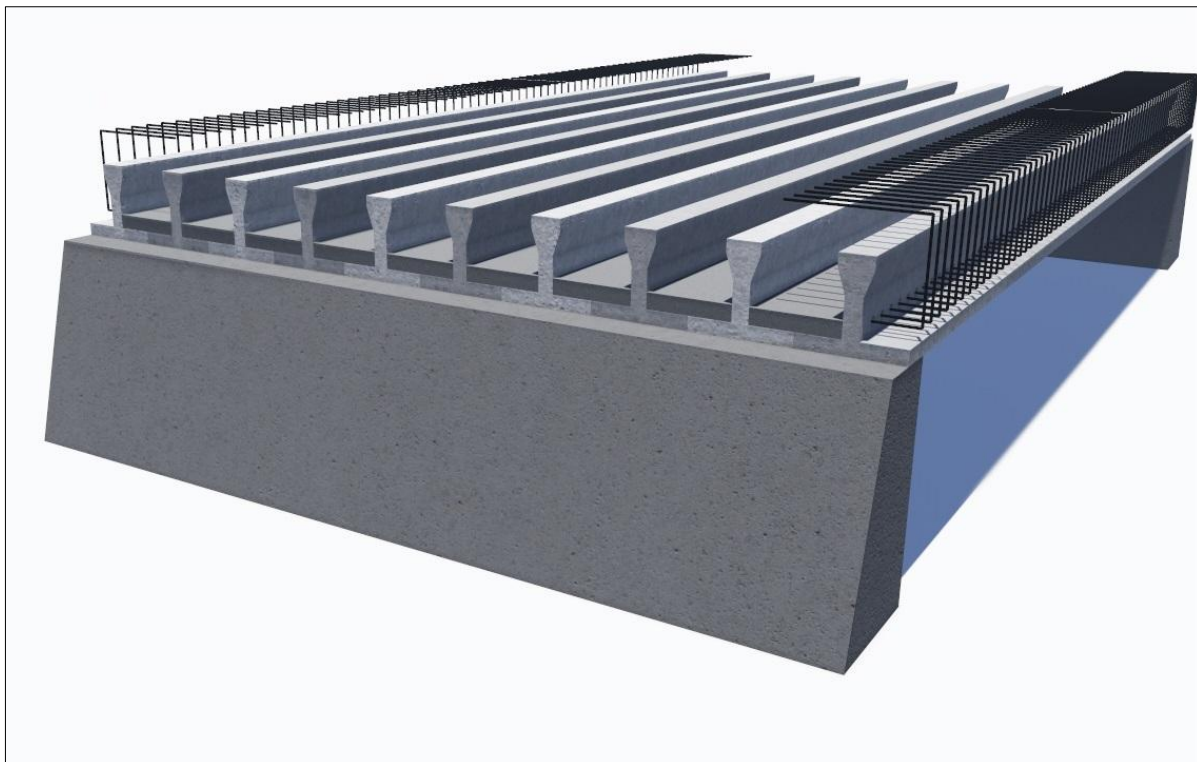


Figura 25 – Interligação da mesa inferior das vigas
Fonte: Os Autores (2014).

Em seguida as placas pré-fabricadas são colocadas sobre as almas das vigas, conforme mostrado na Figura 26, de modo que ocorra o aumento da altura da seção resistente e sirvam ainda como fôrmas para a capa de concreto moldado no local.

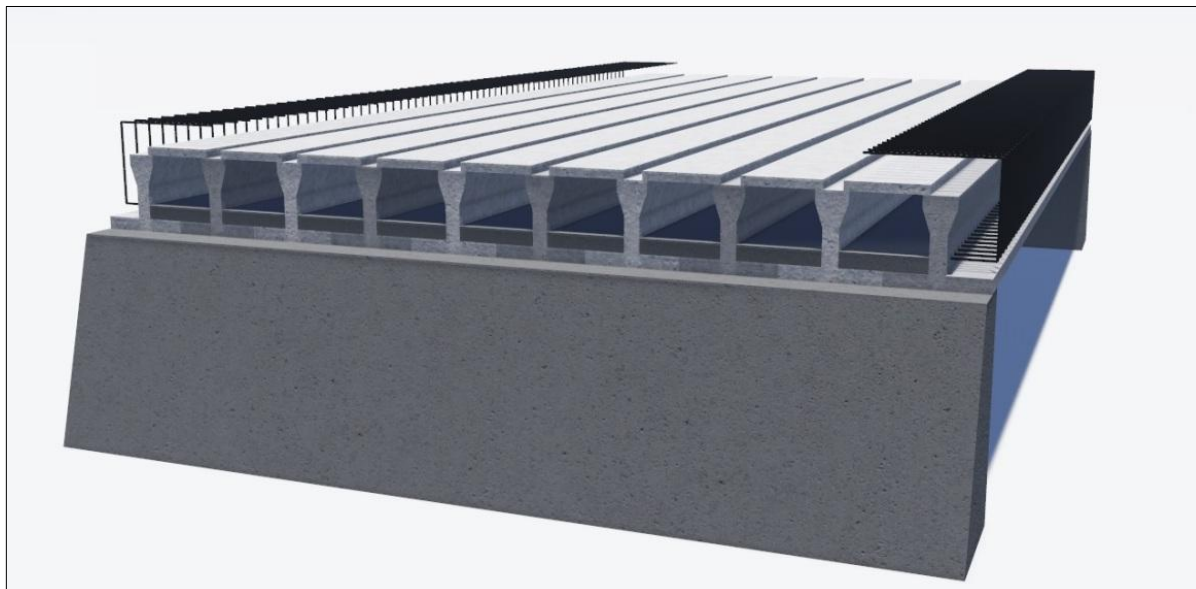


Figura 26 – Colocação das placas pré-fabricadas
Fonte: Os Autores (2014).

Por último é concretada uma capa de concreto simples de 10cm de altura e é realizada a interligação com a cabeceira também com concreto moldado no local. Os guarda-rodas são colocados ainda sob a camada de concreto, de modo que seja garantida a solidarização dos mesmos com o resto da estrutura. Deste modo, forma-se um tabuleiro com seção vazada, conforme apresentado na Figura 27 e na Figura 28.

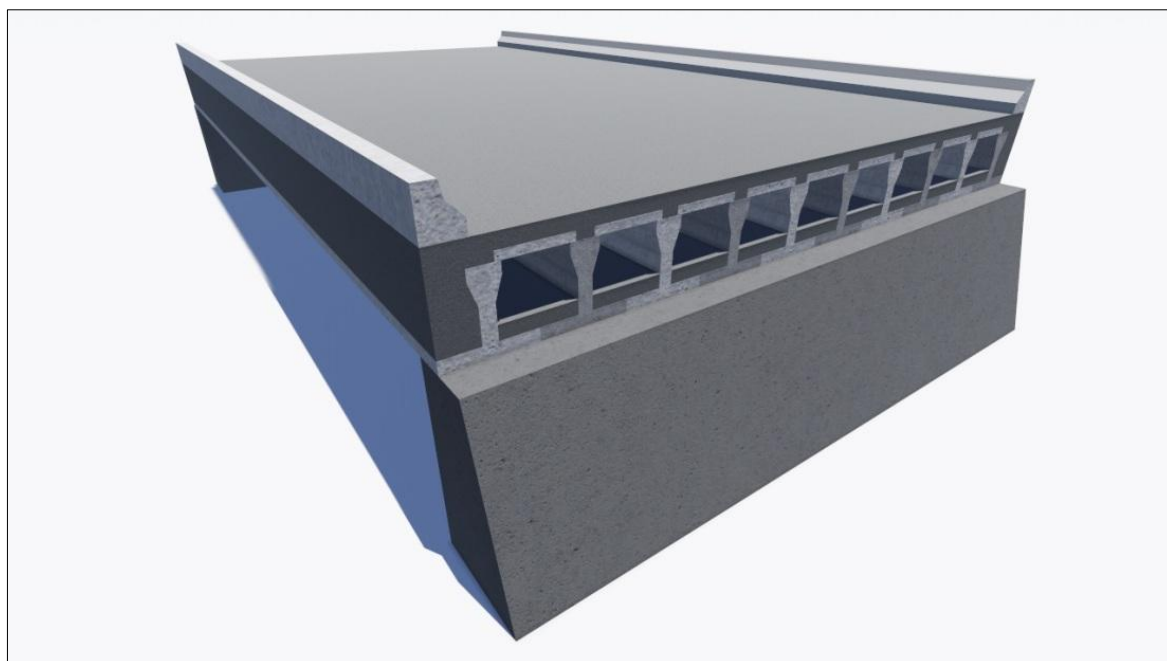


Figura 27 – Configuração final da superestrutura
Fonte: Os Autores (2014).

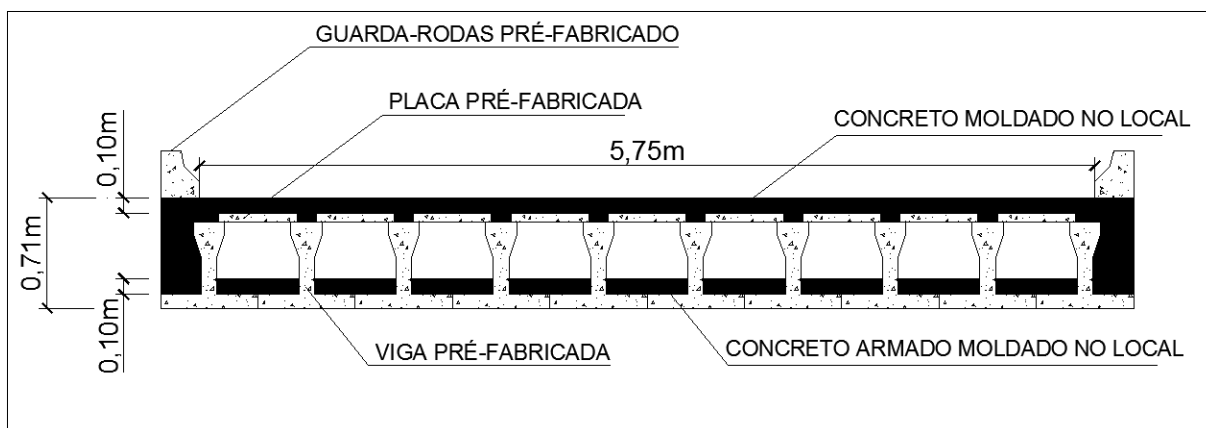


Figura 28 – Seção transversal da superestrutura
Fonte: Os Autores (2014).

5 CRITÉRIOS PARA O DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento das vigas pré-fabricadas da superestrutura da ponte foram utilizados os critérios descritos a seguir.

5.1 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS

A NBR 6118/2014 prevê que o projetista classifique a agressividade do ambiente no qual a estrutura de concreto armado estará inserida de modo que sejam determinados alguns parâmetros dos materiais a fim de garantir maior durabilidade às estruturas. Por se tratar de uma ponte em uma estrada vicinal rural optou-se pela consideração da classe de agressividade ambiental I, referente às zonas com baixo risco de deterioração.

A classe do concreto utilizado no dimensionamento deve ser maior que a mínima disposta na Tabela 7.1 da NBR 6118/2014, em função da agressividade ambiental. Na situação considerada, classe I, tem-se que a classe mínima para o concreto é a C20, ou seja, o mesmo deve ter resistência característica à compressão maior ou igual à 20MPa, conforme apresentado na Figura 29.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Figura 29 – Determinação da classe mínima do concreto segundo a NBR 6118/2014

Fonte: Adaptado da NBR 6118/2014.

A classe do concreto, assim como outros parâmetros utilizados para o dimensionamento, seguindo as recomendações da NBR 6118/2014, estão apresentados a seguir:

Concreto:

Classe adotada: C25;

Resistência característica à compressão aos 28 dias (f_{ck}): 25MPa;

Coeficiente de dilatação térmica: $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$;

Coeficiente de Poisson (ν): 0,2;

Módulo de Deformação Secante (E_{cs}): 24GPa.

Quanto ao módulo de elasticidade utilizado nos cálculos é necessário fazer uma ressalva. A NBR 6118/2014 prevê a utilização do módulo de elasticidade secante, que pode ser obtido na Tabela 8.1 da norma, através da classe do concreto, conforme apresentado na Figura 30.

Tabela 8.1 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo)

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Figura 30 – Determinação do módulo de elasticidade secante segundo a NBR 6118/2014
 Fonte: Adaptado da NBR 6118/2014.

Aço:

Tipos utilizados: CA-50 e CA-25;

Resistência característica ao escoamento (f_{yk}): 500MPa e 250MPa;

Coeficiente de dilatação térmica: $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$;

Coeficiente de Poisson (ν): 0,2;

Módulo de Deformação (E_c): 210GPa.

5.2 COBRIMENTO DA ARMADURA

Em relação ao cobrimento da armadura, a NBR 6118/2014 determina os valores mínimos na Tabela 7.2, ilustrada na Figura 31, que para a classe de agressividade considerada esse valor é igual a 25mm no caso de vigas.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Figura 31 – Determinação do cobrimento mínimo da armadura segundo a NBR 6118/2014
 Fonte: Adaptado da NBR 6118/2014.

No entanto, quando se trata de elementos pré-fabricados a NBR 9062/2006 permite a redução desse valor em 5mm. Portanto, para o dimensionamento das vigas pré-fabricadas pode ser adotado cobrimento igual a, no mínimo, 20mm.

Apesar disso, como foi verificado nas visitas realizadas nas pontes já executadas, a presença de patologias referentes à falta de cobrimento da armadura, recomenda-se pela adoção do valor do cobrimento maior que o prescrito pela norma. Adotou-se valor igual a 30mm, visando aumentar a proteção da armadura e deste modo, garantir mais durabilidade à estrutura.

5.3 DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES

Segundo a NBR 6118/2014, na análise estrutural deve ser levado em consideração a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço.

No entanto, será realizado somente o dimensionamento referente ao estado limite último, de modo que seja garantida a capacidade resistente da estrutura. Não sendo, portanto, realizada qualquer verificação quanto ao estado limite de serviço ou utilização.

De acordo com a NBR 6118/2014, a combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Para o cálculo da combinação última de esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais em concreto armado, segundo a tabela 11.3 da NBR 6118/2014, deve ser utilizada a Equação (1).

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk} \right) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (1)$$

Em que F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última; F_{gk} representa as ações permanentes diretas; $F_{\varepsilon k}$ representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$; F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal; γ_g , $\gamma_{\varepsilon g}$, γ_q , $\gamma_{\varepsilon q}$ representam os coeficientes de ponderação de combinação de ações no estado-limite último; e ψ_{0j} , $\psi_{0\varepsilon}$ representam os coeficientes de ponderação das ações no estado-limite último.

Para o dimensionamento das vigas consideraram-se cargas que produzem efeitos significativos: peso próprio, ação permanente direta; carga móvel de veículos, ação variável direta.

Sendo assim, a partir da Equação (1), obtém-se a Equação (2).

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q F_{qk} \quad (2)$$

Os coeficientes γ_g e γ_q referentes à ponderação das ações no estado-limite último são obtidos através da Tabela 11.1 da NBR 6118/2014, conforme pode ser visto na Figura 32.

Tabela 11.1 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$								
Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde
D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Figura 32 – Determinação dos coeficientes de ponderação de combinações de ações no estado-limite último
 Fonte: Adaptado da NBR 6118/2014.

Portanto:

$$\gamma_g = 1,4 \text{ e } \gamma_q = 1,4$$

Substituindo os valores de γ_g e γ_q obtidos na tabela 11.1 da NBR 6118/2014 na Equação (2), obtém-se a Equação (3).

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4F_{qk} \quad (3)$$

Assim sendo, para a determinação das solicitações será utilizada a Equação (3), em que F_{gk} diz respeito às solicitações referentes ao peso próprio da estrutura e F_{qk} em relação às solicitações provenientes da carga móvel de veículos.

5.3.1 Ações Referentes às Situações Transitórias

Em relação aos elementos pré-fabricados devem ser consideradas as ações provenientes das situações transitórias, além das ações referentes à situação final prevista em projeto.

No que diz respeito às fases de manuseio, transporte e montagem dos elementos pré-fabricados, a NBR 9062/2006 prescreve, além do coeficiente de ponderação das ações descrito anteriormente, a aplicação de um coeficiente de amplificação dinâmico nas cargas permanentes características, conforme a Equação (4).

$$g_{ed} = \beta_a g_k \quad (4)$$

Em que g_{ed} é carga estática equivalente de cálculo; g_k é a carga estática característica permanente; e β_a é o coeficiente de amplificação dinâmica.

β_a deve ser igual a 1,3, na ocasião do transporte com carga permanente em situação desfavorável, descimbramento da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento. E β_a deve ser igual a 4,0, para projetos dos dispositivos de levantamento em contato com a superfície do elemento ou ancorado no concreto.

5.4 DETERMINAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS

A NBR 6118/2014 prevê que os valores de cálculo das resistências devem ser obtidos minorando a resistência característica dos materiais, através da Equação (5).

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (5)$$

Em que f_d é a resistência de cálculo (f_{cd} referente ao concreto e f_{yd} referente ao aço); f_k é a resistência característica do material (f_{ck} referente ao concreto e f_{yk} referente ao aço); e γ_m é o coeficiente de ponderação das resistências (γ_c referente ao concreto e γ_s referente ao aço).

De acordo com a NBR 9062/2006 para elementos pré-fabricados pode-se adotar o coeficiente de ponderação das resistências no estado limite último para o concreto e o aço igual a, respectivamente, 1,3 e 1,1.

Já para estruturas moldadas no local, a NBR 6118/2014 determina os valores dos coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite último através da Tabela 12.1 da norma, conforme apresentado na Figura 33.

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Figura 33 – Determinação dos coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite último

Fonte: Adaptado da NBR 6118/2014.

Como a superestrutura da ponte é composta por uma estrutura mista, formada parcialmente por elementos de concreto pré-fabricado e parcialmente por concreto moldado no local, optou-se, a favor da segurança, pela utilização dos coeficientes da NBR 6118/2014. Sendo assim:

$$\gamma_c = 1,4 \text{ e } \gamma_s = 1,15$$

5.4.1 Resistência de Cálculo do Concreto Referente à Situação Final da Estrutura

A resistência de cálculo do concreto aos 28 dias é obtida substituindo os valores de f_{ck} e γ_c na Equação (5):

$$f_{cd} = \frac{25\text{MPa}}{1,4}$$

$$f_{cd} = 17,86\text{MPa}$$

5.4.2 Resistência de Cálculo do Concreto Referente às Situações Transitórias

Por se tratar de uma estrutura com vigas de concreto armado pré-fabricado deve ser realizado o dimensionamento de modo que esses elementos resistam aos procedimentos de içamento com idades inferiores aos 28 dias.

Para esse tipo de situação, em que se faz a verificação com concreto com idade inferior aos 28 dias, a NBR 6118/2014 prescreve a multiplicação de um

coeficiente β_1 pelo valor referente a resistência característica do concreto aos 28 dias. β_1 é dado pela Equação (6).

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \left[1 - (28/t)^{1/2} \right] \right\} \quad (6)$$

Em que s é igual a 0,38 para concreto de cimento CIII e IV; s é igual a 0,25 para concreto de cimento CI e II; s é igual a 0,20 para concreto de cimento CPV-ARI; e t é a idade efetiva do concreto, expressa em dias.

Adotando cimento CPV-ARI a fim da obtenção de maiores resistências iniciais, normalmente empregado em elementos pré-moldados, e prevendo o içamento das peças pré-fabricadas três dias após a concretagem, obtém-se, pela Equação (6):

$$\beta_1 = \exp \left\{ 0,20 \left[1 - (28/3)^{1/2} \right] \right\}$$

$$\beta_1 = 0,66$$

Multiplicando β_1 pela resistência característica referente aos 28 dias, obtém-se a resistência característica referente aos três dias. Portanto:

$$f_{ck, 3\text{dias}} = 0,66 * 25\text{MPa}$$

$$f_{ck, 3\text{dias}} = 16,57\text{MPa}$$

Para a obtenção da resistência de cálculo do concreto nessa idade, utiliza-se novamente a Equação (5).

$$f_{cd, 3\text{dias}} = \frac{16,57\text{MPa}}{1,4}$$

$$f_{cd, 3\text{dias}} = 11,84\text{MPa}$$

5.4.3 Resistência de Cálculo do Aço

A resistência de cálculo do aço é obtida substituindo os de f_{yk} e γ_s na Equação (5). Portanto, para o aço CA-50, tem-se:

$$f_{yd} = \frac{500\text{MPa}}{1,15}$$

$$f_{yd} = 434,78\text{MPa}$$

Para aço CA-25, obtém-se:

$$f_{yd} = \frac{250\text{MPa}}{1,15}$$

$$f_{yd} = 217,39\text{MPa}$$

5.5 CARREGAMENTOS

Como já citado, levou-se em consideração para o dimensionamento a carga de peso próprio e a carga móvel de veículos.

5.5.1 Peso Próprio

Para a determinação do peso próprio adotou-se a massa específica do concreto armado igual a 2500kg/m^3 , conforme recomendação da NBR 6118/2014.

5.5.2 Carga Móvel

Em relação à carga móvel foram consideradas duas situações a fim de verificar em qual delas ocorrem as piores solicitações na estrutura. Utilizaram-se a carga móvel rodoviária prescrita pela NBR 7188/2013 e a carga referente a um veículo agrícola de grande porte.

5.5.2.1 Carga Móvel Rodoviária Prescrita pela NBR 7188/2013

A NBR 7188/2013 prescreve uma carga móvel rodoviária padrão para o dimensionamento de pontes, galerias e viadutos denominada TB-450. Esta carga é definida por um veículo tipo de 450kN , com seis rodas, cada uma com carga estática concentrada com valor característico $P = 75\text{kN}$, e três eixos de carga distanciados entre si em $1,5\text{m}$, ocupando uma área de 18m^2 . Além disso, o veículo tipo é

circundado por uma carga distribuída com valor característico $p = 5\text{kN/m}^2$, conforme pode ser observado na Figura 34.

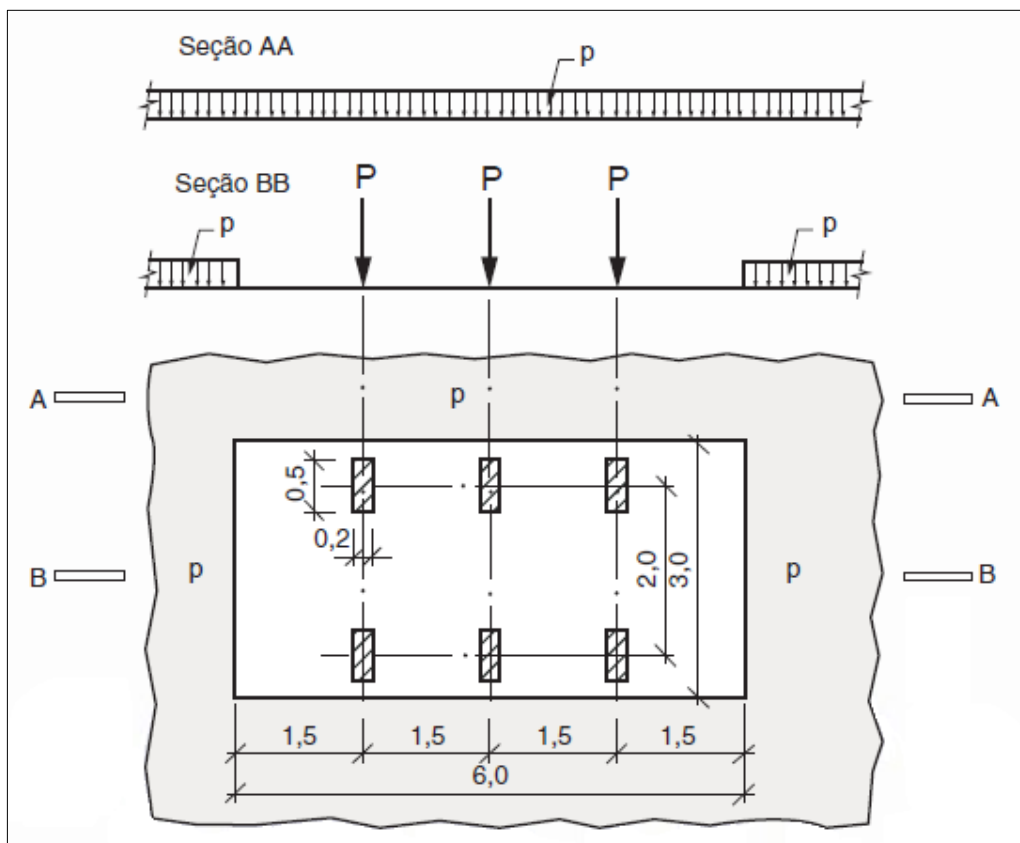


Figura 34 – Carga móvel prescrita pela NBR 7188/2013
 Fonte: Adaptado da NBR 7188/2013.

Os valores característicos das cargas P e p , apresentados anteriormente, devem ser ponderados, de acordo com a NBR 7188/2013, pelos coeficientes de impacto vertical, do número de faixas e de impacto adicional, conforme apresentado nas equações (7) e (8).

$$Q = P C_{IV} C_{NF} C_{IA} \quad (7)$$

$$q = p C_{IV} C_{NF} C_{IA} \quad (8)$$

Em que P é o valor estático de uma roda do veículo; Q é o valor estático de uma roda do veículo, acrescido de todos os coeficientes de ponderação; p é o valor estático da carga móvel uniformemente distribuída; q é o valor estático p acrescido

de todos os coeficientes de ponderação; C_{IV} é o coeficiente de impacto vertical; C_{NF} é o coeficiente do número de faixas; e C_{IA} é o coeficiente de impacto adicional.

5.5.2.1.1 Coeficiente de impacto vertical

O coeficiente de impacto vertical simula o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão de veículos automotores, amplificando a ação da carga estática.

Para estruturas com vão entre 10m e 200m deve ser utilizada a Equação (9).

$$C_{IV} = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right) \quad (9)$$

Em que L_{iv} é o vão expresso em metros.

Para a ponte em questão o vão é de 10m, sendo assim, obtém-se:

$$C_{IV} = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{10 + 50} \right)$$

$$C_{IV} = 1,35$$

5.5.2.1.2 Coeficiente de número de faixas

O coeficiente de número de faixas leva em conta a probabilidade da carga móvel ocorrer em função do número de faixas e é obtido pela Equação (10).

$$C_{NF} = 1 - 0,05 (n - 2) > 0,9 \quad (10)$$

Em que n é o número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo.

A ponte em estudo apresenta apenas uma faixa de tráfego. Portanto, tem-se:

$$C_{NF} = 1 - 0,05 (1 - 2) > 0,9$$

$$C_{NF} = 1,05$$

5.5.2.1.3 Coeficiente de impacto adicional

O coeficiente de impacto adicional é destinado à majoração da carga móvel característica em função da imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, caso existam juntas de dilatação e nas extremidades das obras.

Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5m para cada lado da descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo coeficiente de impacto adicional, que para obras em concreto é dado por:

$$C_{IA} = 1,25$$

Como a ponte apresenta 10m de vão, todas as seções ficam compreendidas a uma distância menor ou igual a 5m da extremidade da ponte onde existe uma descontinuidade. Sendo assim, optou-se por considerar o coeficiente de impacto adicional em todas as seções da ponte.

De posse de todos os valores dos coeficientes de ponderação obtêm-se os valores das cargas utilizadas para a determinação das solicitações referentes à carga móvel rodoviária indicada pela NBR 7188/2013, aplicando os mesmos nas equações (7) e (8):

$$Q = 75\text{kN} * 1,35 * 1,05 * 1,25$$

$$Q = 133,22\text{kN}$$

$$q = 5\text{kN/m}^2 * 1,35 * 1,05 * 1,25$$

$$q = 8,88\text{kN/m}^2$$

Tem-se, portanto, a carga móvel conforme a Figura 35.

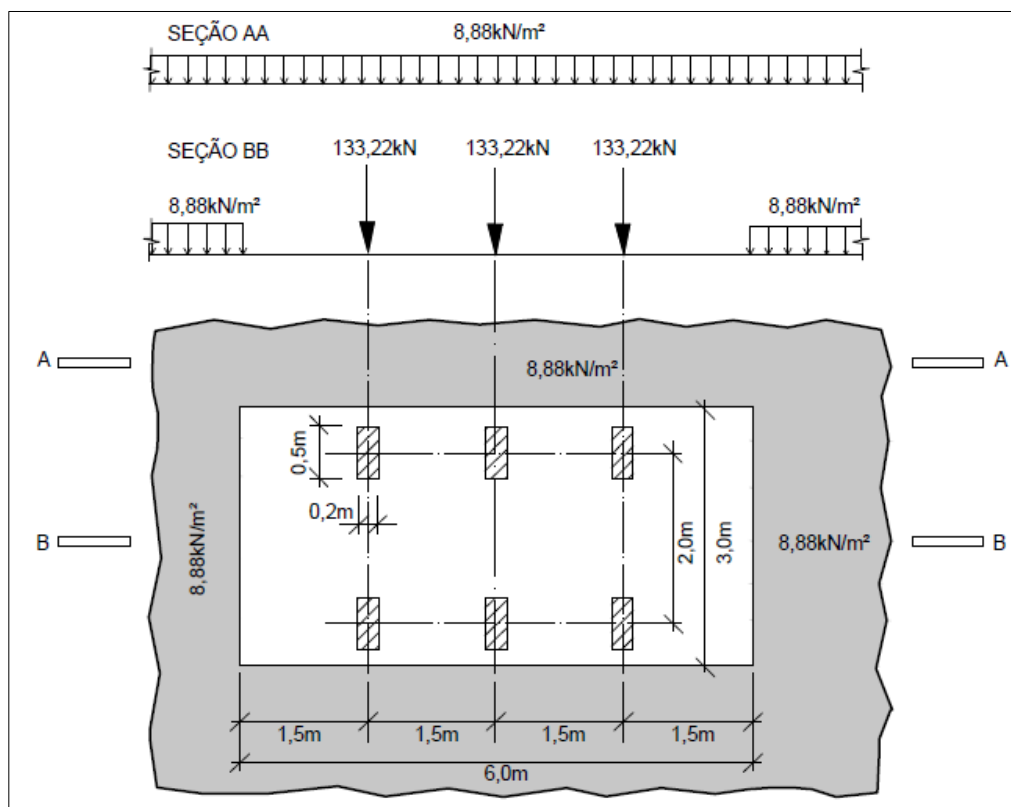


Figura 35 – Carga móvel prescrita pela NBR 7188/2013 para a ponte em questão
Fonte: Os Autores (2014).

5.5.2.2 Carga Móvel Do Veículo Agrícola

Conforme citado anteriormente, utilizou-se também para o dimensionamento das vigas da ponte a carga móvel referente a um veículo agrícola com o objetivo de verificar a possibilidade da ocorrência de maiores solicitações, já que a carga móvel prescrita pela NBR 7188/2013 não reflete as cargas reais presentes nas rodovias vicinais, em regiões rurais.

O veículo analisado foi a Colheitadeira da marca John Deere, modelo S680, com peso total vazio de 210,37kN, e peso carregado de aproximadamente 330,98kN cujas dimensões estão apresentadas na Figura 36 e na Figura 37.

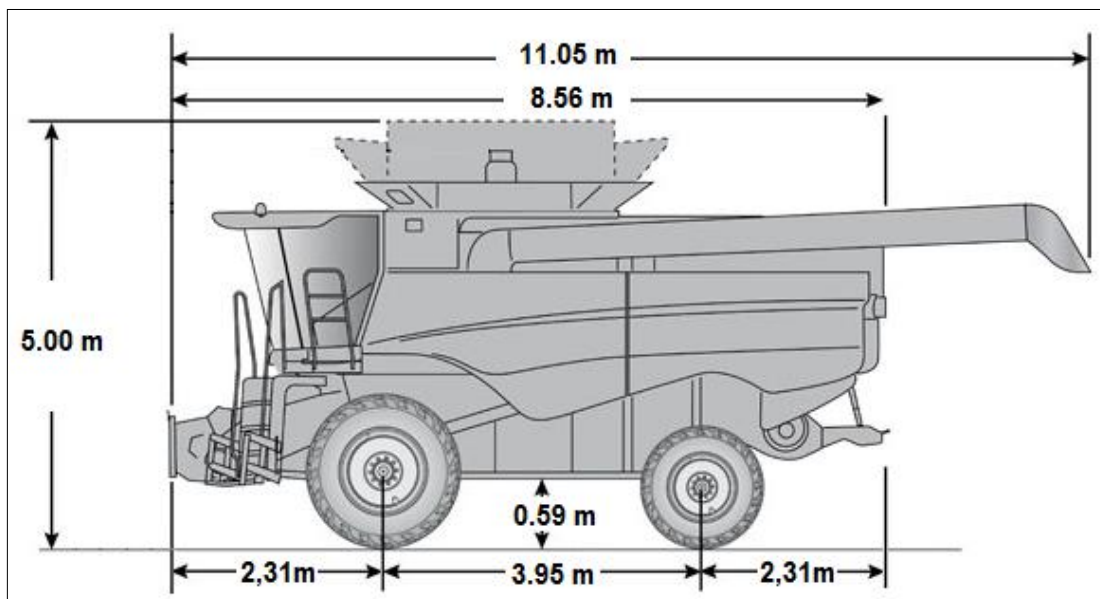


Figura 36 – Dimensões do veículo agrícola
 Fonte: Adaptado de HILLCO TECHNOLOGIES (2014).

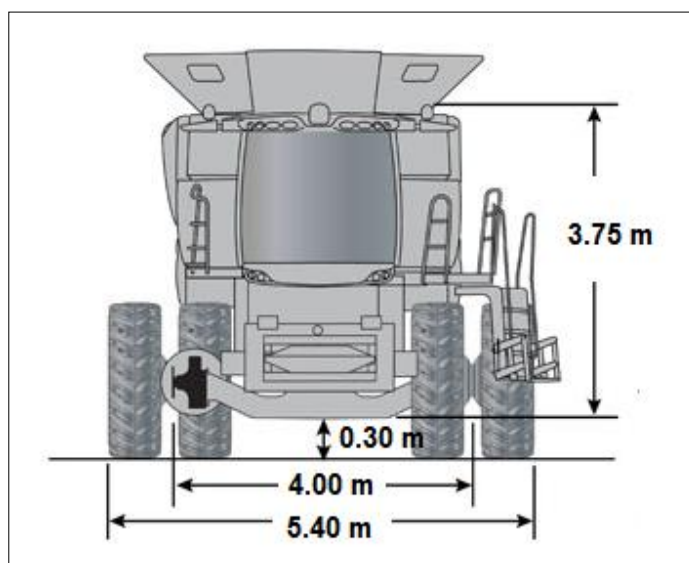


Figura 37 – Dimensões do veículo agrícola
 Fonte: Adaptado de HILLCO TECHNOLOGIES (2014).

Optou-se por dividir o peso total do veículo agrícola igualmente nas rodas do mesmo. Deste modo tem-se a carga estática concentrada com valor característico $P = 55,16\text{kN}$. Além disso, foi considerado também uma carga distribuída com valor característico $p = 5\text{kN/m}^2$, circundando o veículo, conforme a NBR 7188/2013 prescreve na sua carga móvel rodoviária.

Optou-se também por aplicar os valores dos coeficientes de ponderação indicados pela norma, como visto na seção anterior. Deste modo aplicando as equações (7) e (8) obtém-se para o veículo agrícola:

$$Q = 55,16\text{kN} * 1,35 * 1,05 * 1,25$$

$$Q = 97,74\text{kN}$$

$$q = 5\text{N/m}^2 * 1,35 * 1,05 * 1,25$$

$$q = 8,88\text{kN/m}^2$$

Sendo assim, nesse caso, a carga móvel fica representada conforme a Figura 38.

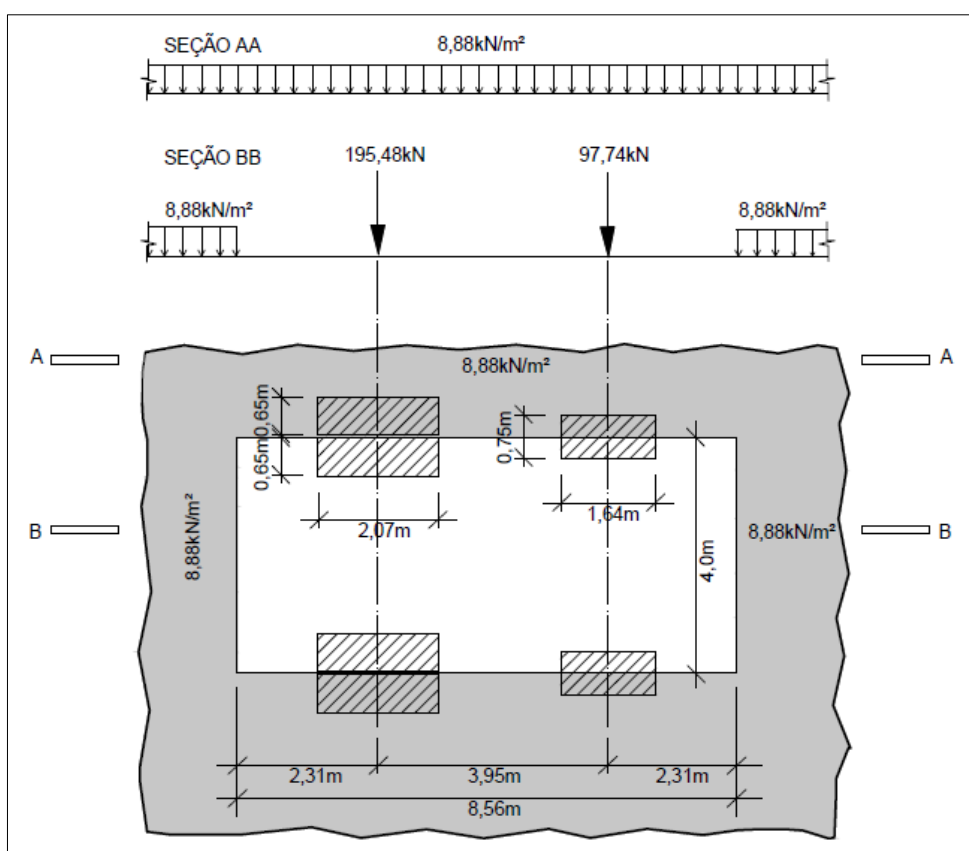


Figura 38 – Carga móvel referente ao veículo agrícola para a ponte em questão
Fonte: Os Autores (2014).

6 DIMENSIONAMENTO REFERENTE ÀS SITUAÇÕES TRANSITÓRIAS

Nos elementos pré-fabricados, recomenda-se que sejam verificadas as fases que antecedem o posicionamento final das peças. Isso se justifica porque durante as situações transitórias podem ocorrer solicitações maiores ou em sentido contrário àquelas referentes à situação definitiva. De acordo com El Debs (2000), “as solicitações nas situações transitórias dependem basicamente da forma de içamento do elemento”.

Considerou-se que a pior situação transitória ocorre quando as vigas são içadas poucos dias após a desmoldagem, já que, por se tratarem de elementos pré-fabricados, a desfôrma ocorre num prazo curto, antes que o concreto tenha atingido a resistência final de projeto. Portanto, realizando o dimensionamento para a pior etapa transitória, considera-se garantida a segurança nas demais.

Adotaram-se alças de içamento afastadas 2,00m das extremidades da viga. Dessa maneira tem-se a configuração mostrada na Figura 39.

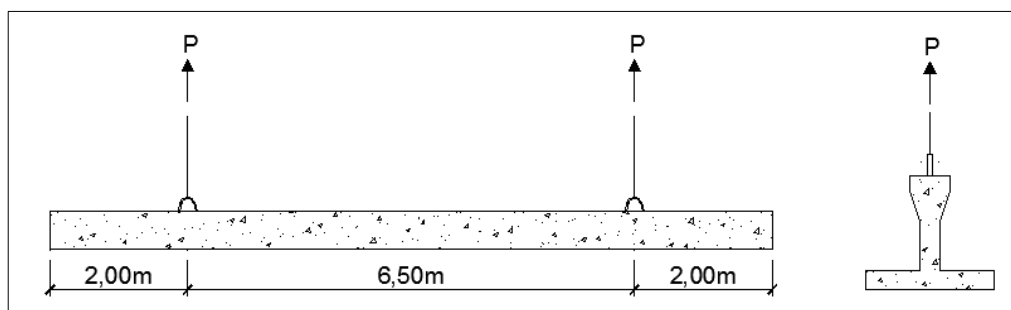


Figura 39 – Configuração para o dimensionamento das vigas no içamento
Fonte: Os Autores (2014).

Nessa etapa a viga tem que resistir apenas ao seu peso próprio, que é obtido através da Equação (11).

$$PP_{\text{elemento}} = A_{\text{elemento}} \rho_{\text{concreto armado}} \quad (11)$$

Em que A_{elemento} é a área da seção transversal do elemento; e $\rho_{\text{concreto armado}}$ é a massa específica do concreto armado.

A viga, com as dimensões já descritas anteriormente, possui área da seção transversal de $0,1173\text{m}^2$, sendo assim, tem-se:

$$PP_{\text{viga}} = 0,1173\text{m}^2 * 25\text{kN/m}^3$$

$$PP_{\text{viga}} = 2,93\text{kN/m}$$

Portanto para o içamento das vigas tem-se o seguinte sistema estrutural, resultando nos diagramas de momento fletor e de esforço cortante, utilizando o software Ftool, conforme a Figura 40, a Figura 41 e a Figura 42.

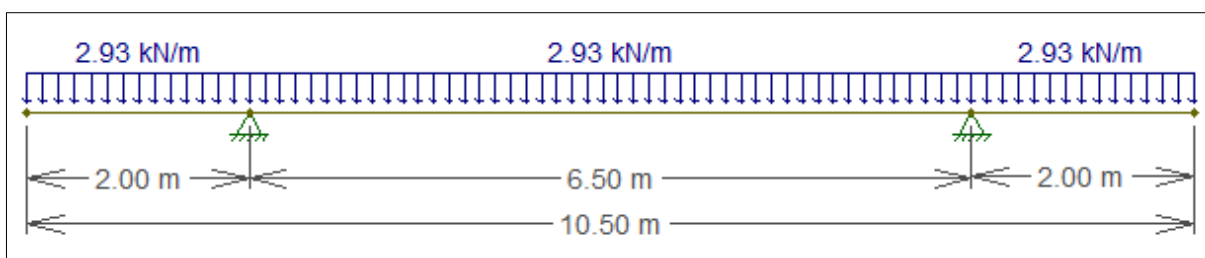


Figura 40 – Sistema Estrutural referente ao içamento das vigas

Fonte: Os Autores (2014), gerado no FTOOL.

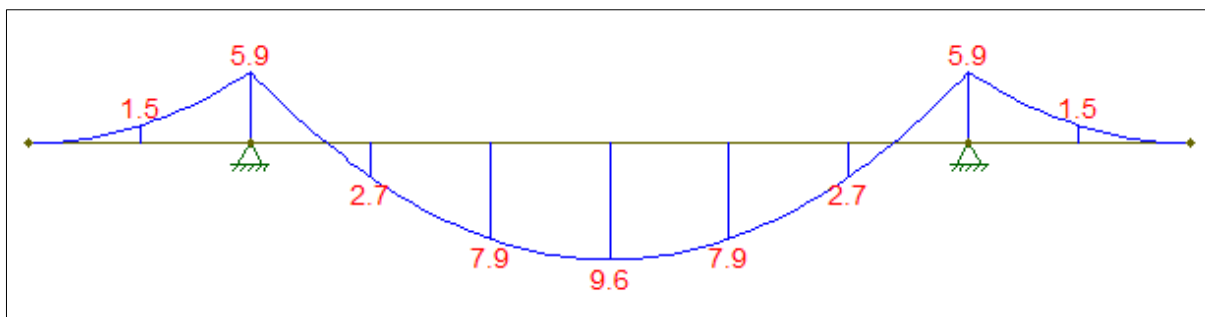


Figura 41 – Diagrama de Momento Fletor referente ao içamento das vigas em kN.m

Fonte: Os Autores (2014), gerado no FTOOL.

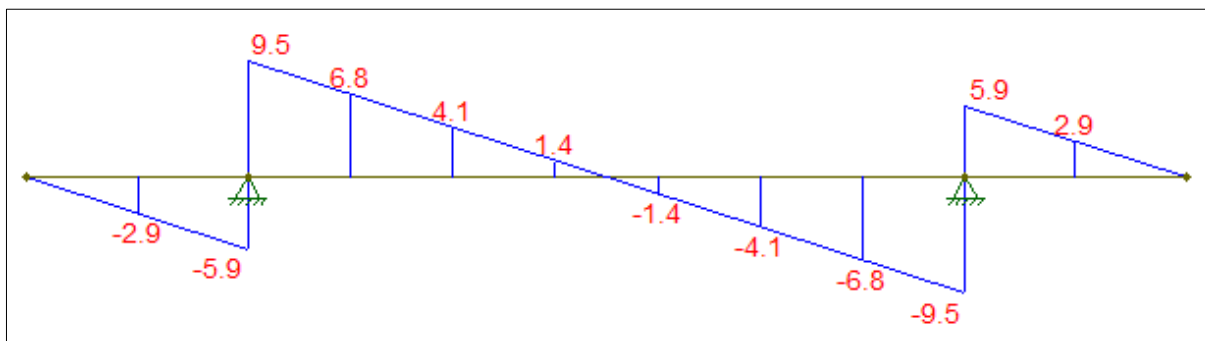


Figura 42 – Diagrama de Esforço Cortante referente ao içamento das vigas em kN

Fonte: Os Autores (2014), gerado no FTOOL.

A partir dos diagramas obtêm-se os máximos valores característicos de momento fletor e esforço cortante. De acordo com a NBR 9062/2006, deve ser levado em conta os efeitos dinâmicos na fase de içamento, através da aplicação de um coeficiente de amplificação dinâmico nas cargas permanentes características, conforme a Equação (4):

$$M_{ed}^+ = 1,3 * 9,6\text{kN.m}$$

$$M_{ed}^+ = 12,48\text{kN.m}$$

$$M_{ed}^- = 1,3 * 5,9\text{kN.m}$$

$$M_{ed}^- = 7,67\text{kN.m}$$

$$V_{ed} = 1,3 * 9,5\text{kN}$$

$$V_{ed} = 12,35\text{kN}$$

Finalmente, para a obtenção dos valores de cálculo deve ser utilizada a Equação (3), que leva em conta os coeficientes de ponderação das ações da NBR 6118/2014:

$$M_d^+ = 1,4 * 12,48\text{kN.m}$$

$$M_d^+ = 17,47\text{kN.m}$$

$$M_d^- = 1,4 * 7,67\text{kN.m}$$

$$M_d^- = 10,74\text{kN.m}$$

$$V_d = 1,4 * 12,35\text{kN}$$

$$V_d = 17,29\text{kN}$$

De posse desses valores é possível dimensionar a armadura necessária para que a viga suporte tais solicitações. Vale ressaltar que, já que o dimensionamento refere-se ao içamento três dias após a concretagem das vigas pré-fabricadas, foi utilizada a resistência do concreto referente a essa idade, com a utilização de cimento ARI, obtida anteriormente.

6.1 ARMADURA LONGITUDINAL

Para o dimensionamento optou-se pela simplificação da seção transversal, de modo a facilitar o procedimento e indo a favor da segurança, conforme a Figura 43.

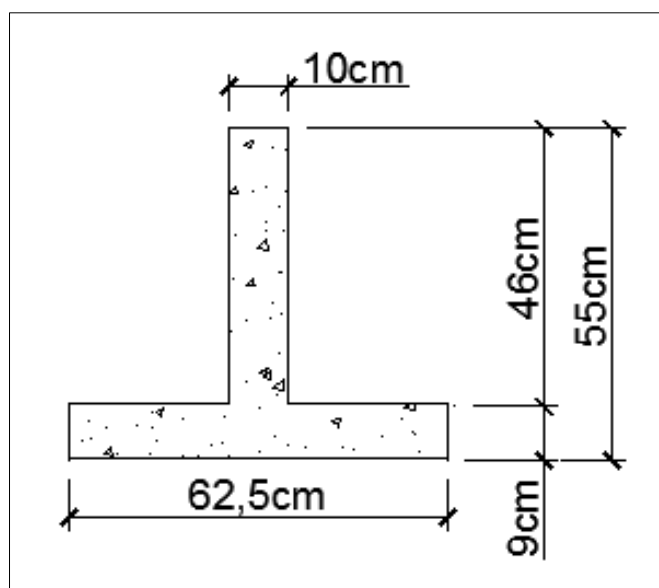


Figura 43 – Simplificação da seção transversal da viga
Fonte: Os Autores (2014).

6.1.1 Momento Positivo

Nesse caso a viga sofre tensão de compressão acima da linha neutra e tensão de tração abaixo da mesma. Portanto, para que resista a tais solicitações deve ser armada na mesa.

Partindo da hipótese que a linha neutra encontra-se na alma, nesse caso tem-se o dimensionamento como uma viga retangular.

A altura considerada não útil na viga é dada pela Equação (12).

$$d' = \frac{\phi_{l,est}}{2} + \phi_{t,est} + c \quad (12)$$

Em que $\phi_{l,est}$ é o diâmetro estimado das barras longitudinais; $\phi_{t,est}$ é o diâmetro estimado dos estribos; e c é o cobrimento da armadura.

Adotado $c = 30\text{mm}$ e estimando $\phi_{l,est} = 20\text{mm}$ e $\phi_{t,est} = 8\text{mm}$, tem-se:

$$d' = \frac{2\text{cm}}{2} + 0,8\text{cm} + 3\text{cm}$$

$$d' = 4,8\text{cm}$$

A altura útil da viga é dada pela Equação (13).

$$d = h - d' \quad (13)$$

Em que h é a altura total da viga; e d é a altura útil na laje.

Portanto:

$$d = 55\text{cm} - 4,8\text{cm}$$

$$d = 50,2\text{cm}$$

Para sequência do dimensionamento, utilizou-se o KMD, que é um coeficiente adimensional que têm como função identificar o domínio de deformações no ELU para o dimensionamento à flexão, sendo eles, KX e KZ. A tabela está presente na publicação de Carvalho e Figueiredo Filho, de 2007. O valor do KMD é dado pela Equação (14).

$$KMD = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}} \quad (14)$$

Em que M_d é o momento máximo solicitante de cálculo; e b_w é largura da seção transversal do elemento onde passa a linha neutra.

Assim, ressaltando que nesse caso a resistência do concreto refere-se à idade de três dias, obtém-se:

$$KMD = \frac{17,47\text{kN.m}}{0,10\text{m} * (0,502\text{m})^2 * 11838,93\text{kN/m}^2}$$

$$KMD \cong 0,06$$

A partir do valor de KMD, encontram-se os referentes valores de KX e KZ na tabela. Sendo assim, têm-se:

$$KX = 0,0916 \text{ e } KZ = 0,9634$$

A linha neutra do elemento configura a separação da zona comprimida da zona tracionada e é resultado da Expressão (15).

$$LN = KX d \quad (15)$$

Em que LN é a profundidade da linha neutra a partir do topo da viga.

Então:

$$LN = 0,0916 * 50,2\text{cm}$$

$$LN = 4,60\text{cm}$$

Portanto, a hipótese inicial é válida, já que a linha neutra encontra-se na alma da viga e a mesma pode ser dimensionada como de seção retangular.

A área de aço necessária é determinada pela Expressão (16).

$$A_s = \frac{M_d}{KZ d f_{yd}} \quad (16)$$

Em que A_s é a área de aço necessária.

Adotando aço CA-50, obtém-se:

$$A_s = \frac{1747\text{kN.cm}}{0,9634 * 50,2\text{cm} * 43,48\text{kN/cm}^2}$$

$$A_s = 0,83\text{cm}^2$$

Deve-se ainda verificar se o valor encontrado está entre os valores limites prescritos pela NBR 6118/2014.

A armadura mínima de flexão é dada pela Equação (17).

$$A_{s,\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} A_c \quad (17)$$

Em que $A_{s,\text{mín}}$ é o valor da armadura mínima; $\rho_{\text{mín}}$ é a taxa mínima de armadura obtida em função da resistência característica do concreto; e A_c é a área da seção transversal.

Adotando a taxa de armadura mínima igual a 0,150%, seguindo a recomendação da NBR 6118/2014, tem-se:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15\% * 1172,5\text{cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} = 1,76\text{cm}^2$$

A armadura máxima de flexão é dada pela Equação (18).

$$A_{s,\text{máx}} = 4\% A_c \quad (18)$$

Em que $A_{s,\text{máx}}$ é o valor da armadura máxima.

Portanto, nesse caso tem-se:

$$A_{s,\text{máx}} = 4\% * 1172,5\text{cm}^2$$

$$A_{s,\text{máx}} = 46,9\text{cm}^2$$

De posse dos valores limites, conclui-se que, para que a viga resista ao momento positivo máximo solicitante durante o içamento após a desmoldagem, é necessária apenas a utilização da armadura mínima prescrita pela norma.

Assim, uma solução possível seria adotar $6\phi 6,3\text{mm}$ ($1,87\text{cm}^2$).

A distribuição transversal da armadura deve obedecer ao espaçamento apresentado na Expressão (19).

$$e_h \geq \begin{cases} 20\text{mm} \\ \text{diâmetro da barra, feixe ou luva} \\ 1,2 \text{ vez a dimensão máxima do agregado graúdo} \end{cases} \quad (19)$$

Em que e_h é o espaçamento horizontal entre as barras.
Adotando brita 1 como agregado graúdo, tem-se:

$$e_h \geq \begin{cases} 20\text{mm} \\ 6,3\text{mm} \\ 1,2 * 19 = 22,80\text{mm} \end{cases}$$

A solução adotada atende ao espaçamento horizontal mínimo entre barras prescrito pela norma.

6.1.2 Momento Negativo

Nesse caso a viga sofre tensão de compressão abaixo da linha neutra e tensão de tração acima da mesma. Portanto, para que resista a tais solicitações deve ser armada na alma.

Para que o dimensionamento seja realizado como uma viga retangular, supõe-se que a linha neutra encontra-se na mesa.

Deve ser realizado o mesmo procedimento efetuado anteriormente, porém com os seguintes valores:

$$b_w = 62,5\text{cm e } M_d = 10,74\text{kN.m}$$

Com isso, obtêm-se:

$$KMD \cong 0,01$$

$$KX = 0,0148 \text{ e } KZ = 0,9941$$

$$LN = 0,74\text{cm}$$

Portanto conclui-se que a linha neutra realmente encontra-se na mesa da seção T, e a hipótese inicial é válida. Em relação à área de aço, adotando aço CA-50, obtêm-se:

$$A_s = 0,49\text{cm}^2$$

Novamente observa-se que deve ser adotada a armadura mínima, sendo adotada $2\phi 12,5\text{mm}$ ($2,45\text{cm}^2$), que atende ao espaçamento horizontal mínimo entre barras prescrito pela norma.

Tem-se, portanto, para cada viga pré-fabricada, nesse caso, a configuração apresentada na Figura 44.

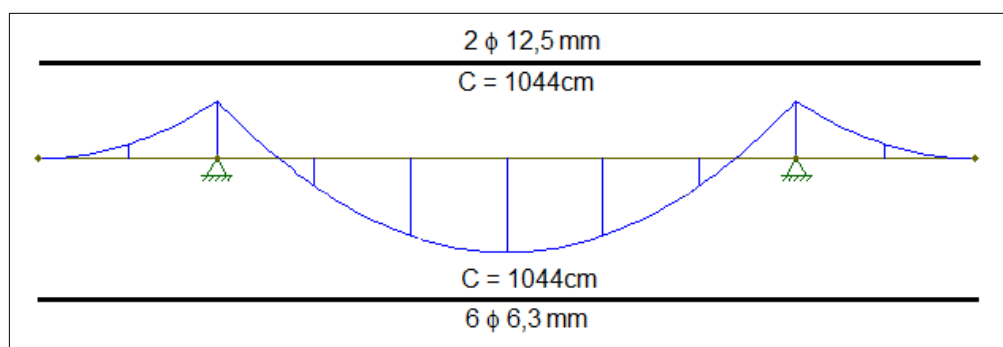


Figura 44 – Armaduras de flexão para resistir ao içamento
Fonte: Os Autores (2014).

6.2 ARMADURA TRANSVERSAL

Conforme a NBR 6118/2014, existem dois métodos para o cálculo das armaduras transversais. O método utilizado nesse caso foi o modelo I, em que se admitem diagonais de compressão inclinadas em $\theta = 45^\circ$.

Primeiramente deve ser feita a verificação da compressão diagonal nas bielas de concreto através da Equação (20).

$$V_d \leq V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \quad (20)$$

Em que $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$, sendo f_{ck} em MPa; V_d é a força cortante solicitante de cálculo, na seção; V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto; e b_w é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

Para a etapa transitória considerada tem-se:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{16,57}{250}\right)$$

$$\alpha_{v2} = 0,94$$

Portanto:

$$V_d \leq V_{Rd2} = 0,27 * 0,94 * 11838,93\text{kN/m}^2 * 0,10\text{m} * 0,502\text{m}$$

$$V_d = 17,29\text{kN} \leq V_{Rd2} = 149,87\text{kN} \checkmark$$

Conclui-se que as bielas resistem.

Os estribos devem resistir à parcela de força cortante que é dada pela Equação (21).

$$V_{sw} = V_d - V_c \quad (21)$$

Em que V_{sw} é a parcela resistida pela armadura transversal; e V_c é a parcela de força cortante resistida pelo concreto íntegro.

Para elementos sujeitos à flexão simples, como é o caso, V_c é dado pela Equação (22).

$$V_c = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad (22)$$

Em que $f_{ctd} = 0,15 f_{ck}^{2/3}$, é a resistência de cálculo à tração do concreto.

Nesse caso, obtém-se:

$$f_{ctd} = 0,15 * (16,57\text{MPa})^{2/3}$$

$$f_{ctd} = 0,98\text{MPa}$$

Portanto:

$$V_c = 0,6 * 975,1\text{kN/m}^2 * 0,10\text{m} * 0,502\text{m}$$

$$V_c = 29,38\text{kN}$$

Como o valor obtido é maior que a força solicitante de cálculo significa que não é necessária armadura transversal para resistir ao esforço cortante solicitante. Nessa circunstância, deve ser adotada a armadura transversal mínima, que para estribos verticais é dada pela Equação (23).

$$A_{sw,min} = \rho_{sw,min} b_w s \quad (23)$$

Em que s é o espaçamento entre os estribos, medidos segundo o eixo longitudinal da peça; e $\rho_{sw,min}$ é a taxa de armadura transversal mínima;

A taxa de armadura transversal mínima é dada pela Equação (24).

$$\rho_{sw,min} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \quad (24)$$

Em que $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$, é a resistência média a tração do concreto; e f_{ywk} é o valor característico da resistência do aço da armadura transversal.

Portanto, tem-se:

$$f_{ctm} = 0,3 * (16,57\text{MPa})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 1,95\text{MPa}$$

Sendo assim, adotando CA-50, obtém-se:

$$\rho_{sw,min} = 0,2 * \frac{1,95\text{MPa}}{500\text{MPa}}$$

$$\rho_{sw,min} = 0,00078$$

Logo a armadura transversal mínima por metro deve ser:

$$A_{sw,min} = 0,00078 * 10\text{cm} * 100\text{cm}$$

$$A_{sw,min} = 0,78\text{cm}^2/\text{m}$$

Solução adotada: $\phi 6,3\text{mm}$ c/ 30cm (1,04cm²/m).

A solução adotada deve contemplar as prescrições da norma quanto ao diâmetro adotado e espaçamento longitudinal máximo.

Quanto ao diâmetro dos estribos deve ser seguida a Expressão (25).

$$5\text{mm} \leq \phi \leq \frac{b_w}{10} \quad (25)$$

Sendo assim:

$$5\text{mm} \leq \phi \leq 10\text{mm}$$

O espaçamento da armadura transversal deve atender ao exposto na Equação (26).

$$s_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 0,6d \leq 300\text{mm} & \text{se } V_d \leq 0,67 V_{Rd2} \\ 0,3d \leq 200\text{mm} & \text{se } V_d > 0,67 V_{Rd2} \end{cases} \quad (26)$$

Em que $s_{\text{máx}}$ é o espaçamento longitudinal máximo entre os estribos.

Nesse caso tem-se:

$$V_d = 17,29\text{kN} \leq 0,67 V_{Rd2} = 100,41\text{kN}$$

Então:

$$s_{\text{máx}} = 0,6 * 50,2\text{cm} \leq 30\text{cm}$$

$$s_{\text{máx}} = 30\text{cm}$$

Conclui-se que a solução escolhida atende as prescrições da norma.

Tem-se, portanto, para cada viga pré-fabricada, quanto à armadura transversal, a configuração apresentada na Figura 45.

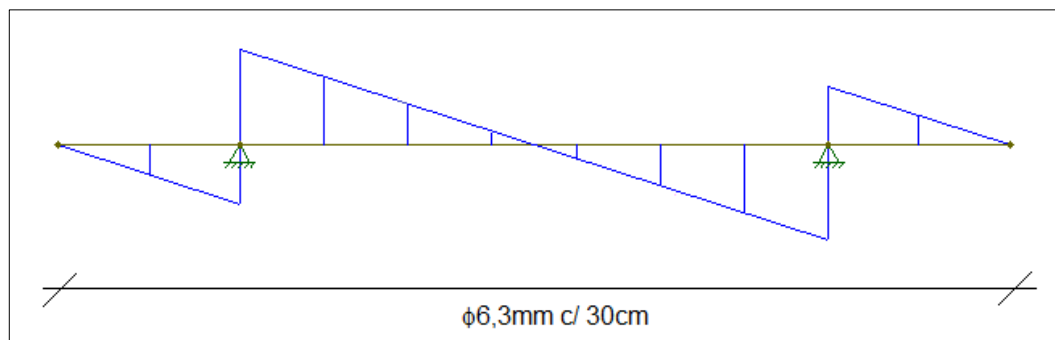


Figura 45 – Armadura transversal para resistir ao içamento
Fonte: Os Autores (2014).

6.3 ALÇAS DE IÇAMENTO

Optou-se pela utilização de alças de içamento para que seja realizada a movimentação das vigas. Segundo a NBR 9062/2006, não podem ser utilizados aços do tipo CA-50 e CA-60 na confecção das alças de levantamento, sendo que isso se justifica devido à falta de ductilidade desses materiais.

Sendo assim, optou-se pela utilização de aço CA-25.

O dimensionamento das alças consiste na verificação da resistência da barra e na ancoragem da mesma no concreto (El Debs, 2000).

A sequência de cálculo apresentada a seguir baseia-se na publicação de El Debs, de 2000, na NBR 6118/2003 e na NBR 9062/2006. Para o dimensionamento considerou-se que o ângulo entre as pernas da alça de içamento é de 60° , conforme apresentado na Figura 46.

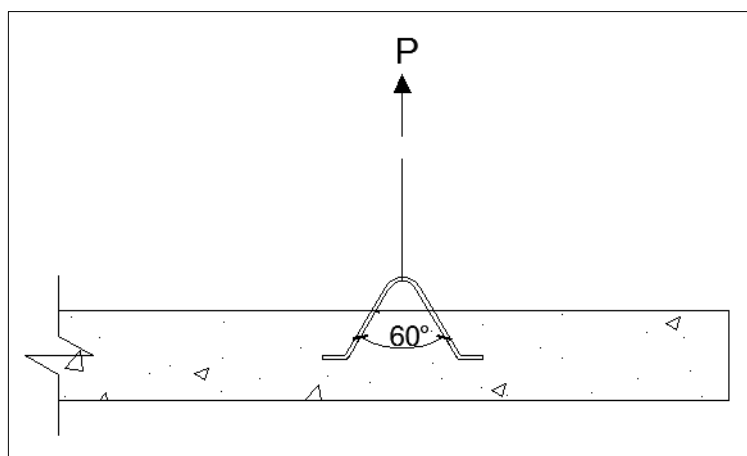


Figura 46 – Configuração para o dimensionamento das alças de içamento
Fonte: Os Autores (2014).

Com o valor do peso próprio das vigas obtidos anteriormente, a força característica P_k em cada alça de içamento pode ser obtida através do equilíbrio de forças verticais, que é realizado pelo F_{tool} e está apresentado na Figura 47.

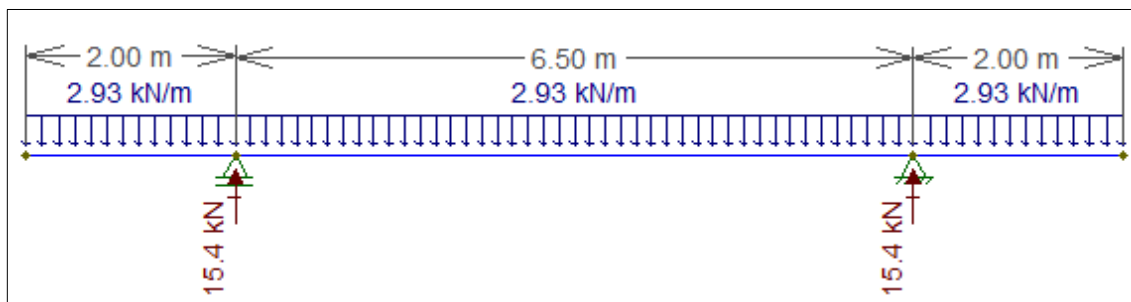


Figura 47 – Força característica em cada alça de içamento
 Fonte: Os Autores (2014), gerado no FTOOL.

Portanto:

$$P_k = 15,4\text{kN}$$

Como se trata de uma carga dinâmica deve ser utilizada a Equação (4), que leva em conta um coeficiente de amplificação dinâmico, que, para projetos dos dispositivos de levantamento ancorados no concreto, deve ser igual a 4,0. Portanto tem-se:

$$P_{ed} = 4,0 * 15,4\text{kN}$$

$$P_{ed} = 61,6\text{kN}$$

Finalmente, para a obtenção do valor de cálculo deve ser utilizada a Equação (3), que leva em conta os coeficientes de ponderação das ações da NBR 6118/2014:

$$P_d = 1,4 * 61,6\text{kN}$$

$$P_d = 86,24\text{kN}$$

Para obtenção da força normal de cálculo F_d em cada perna da alça de içamento deve ser realizado o equilíbrio de forças, conforme a Figura 48.

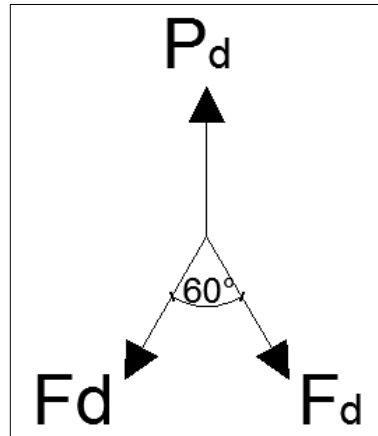


Figura 48 – Equilíbrio de forças para determinação da força normal em cada perna da alça de içamento
Fonte: Os Autores (2014).

Tem-se então:

$$P_d = 2 F_d \cos 30^\circ$$

$$86,24\text{kN} = 2 F_d \cos 30^\circ$$

$$F_d = 49,79\text{kN}$$

Para que a barra resista ao esforço normal deve ser atendida a Expressão (27).

$$\frac{F_d}{\sqrt{\alpha}} \leq \frac{\pi\phi^2}{4} f_{yd} \quad (27)$$

Em que F_d é a força normal de cálculo; Φ é o diâmetro da barra; e α é o coeficiente de redução devido ao dobramento da barra, igual a 1,00 para barras com diâmetro menor ou igual a 12,5mm, 0,95 para barras com diâmetro igual a 16mm e 0,90 para barras com diâmetro igual a 20mm.

Supondo que a barra seja menor ou igual a 12,5mm, obtém-se:

$$\frac{49,79\text{kN}}{\sqrt{1,00}} \leq \frac{\pi\phi^2}{4} 0,217\text{kN/mm}^2$$

$$\phi \geq 17,09\text{mm}$$

Adotando $\phi = 20\text{mm}$ e aplicando na Equação (27), agora com o respectivo coeficiente α , tem-se:

$$\frac{49,79\text{kN}}{\sqrt{0,90}} \leq \frac{\pi(20,0\text{mm})^2}{4} 0,217\text{kN/mm}^2$$

$$52,48\text{kN} \leq 68,17\text{kN} \checkmark$$

Solução adotada: $\phi 20\text{mm}$ (CA-25).

Deve ser calculado ainda o comprimento necessário para que a barra esteja suficientemente ancorada no concreto, através da Equação (28).

$$l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \leq 25\phi \quad (28)$$

Em que l_b é o comprimento básico de ancoragem; e f_{bd} é a resistência de aderência de cálculo.

Sendo que f_{bd} é dado pela Equação (29).

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd} \quad (29)$$

Em que η_1 é igual a 1,00 para barras lisas (CA-25) e igual a 2,25 para barras de alta aderência (CA-50); η_2 é igual a 1,00 para situações de boa aderência e igual a 0,7 para situações de má aderência; e η_3 é igual a 1,00 para barras com diâmetro menor que 32mm.

Sendo assim, utilizando f_{ctd} , obtido anteriormente:

$$f_{bd} = 1,00 * 1,00 * 1,00 * 0,98\text{MPa}$$

$$f_{bd} = 0,98\text{MPa}$$

Portanto:

$$l_b = \frac{2,0\text{cm}}{4} * \frac{217,39\text{MPa}}{0,98\text{MPa}} \leq 25 * 2,0\text{cm}$$

$$l_b = 110,91\text{cm}, \text{ mas } l_b \leq 50\text{cm}$$

Quando forem utilizados ganchos esse valor pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7. Então:

$$l_b = 0,7 * 50\text{cm}$$

$$l_b = 35\text{cm}$$

O detalhamento do gancho está apresentado na Figura 49, de acordo com as recomendações da NBR 6118/2014 em relação ao comprimento do gancho e os raios de dobra.

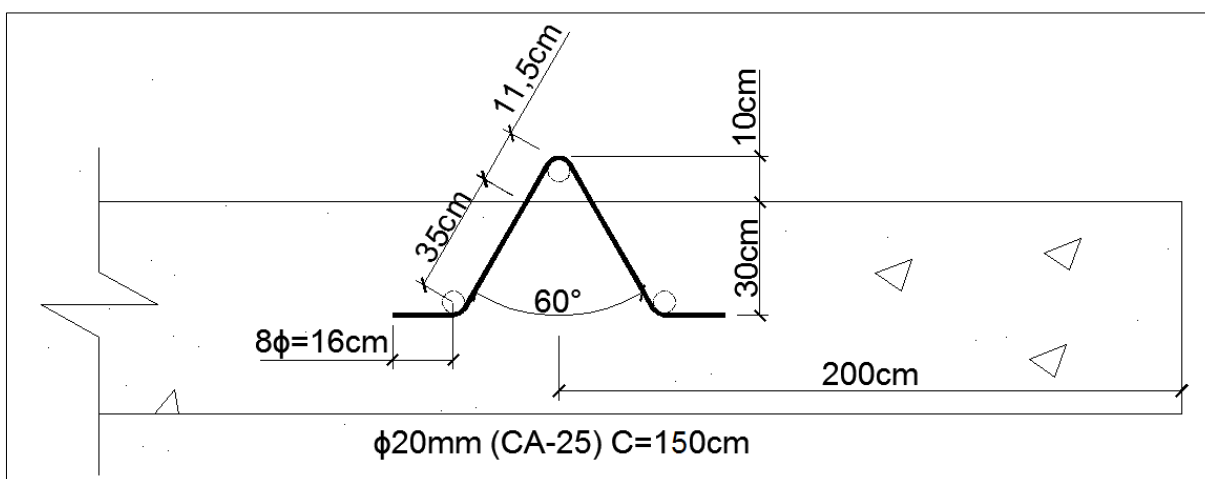


Figura 49 – Detalhamento da alça de içamento

Fonte: Os Autores (2014).

7 DIMENSIONAMENTO REFERENTE À SITUAÇÃO DEFINITIVA – MÉTODO I

No modelo de cálculo em questão toda a superestrutura da ponte foi considerada como um elemento único para determinação dos esforços e em seguida as vigas pré-fabricadas foram dimensionados isoladamente.

Nesse método, utilizou-se apenas o software Ftool e foram utilizadas hipóteses simplificadoras, como a distribuição igualitária de esforços em todas as vigas.

As cargas consideradas para a situação definitiva foram o peso próprio dos elementos e as cargas móveis referentes ao veículo prescrito pela NBR 7188/2013 e ao veículo agrícola.

7.1 SOLICITAÇÕES

7.1.1 Peso Próprio

O peso próprio dos elementos pode ser encontrado utilizando a Equação (11), apresentada anteriormente.

O peso próprio das vigas foi obtido no dimensionamento referente às situações transitórias e é dado por:

$$PP_{\text{viga}} = 2,93\text{kN/m}$$

Como são dez vigas:

$$PP_{T,\text{vigas}} = 29,31\text{kN/m}$$

Para ligação transversal das vigas é usada uma camada de concreto armado de 10cm de espessura, que ocupa 52,5cm de largura entre as vigas, conforme apresentado na Figura 50.

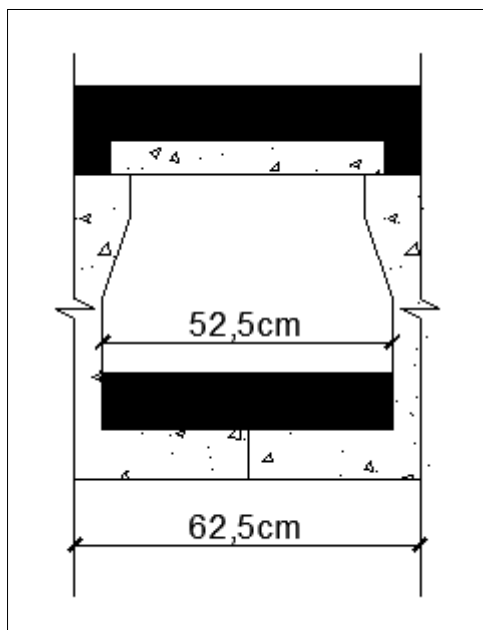


Figura 50 – Camada de interligação das vigas
Fonte: Os Autores (2014).

Resultando em uma área de $0,0525\text{m}^2$. Portanto, encontra-se:

$$PP_{\text{camada}} = 0,0525\text{m}^2 * 25\text{kN/m}$$

$$PP_{\text{camada}} = 1,31\text{kN/m}$$

Ao longo da seção transversal da ponte, existem nove camadas, resultando em:

$$PP_{T,\text{camadas}} = 11,81\text{kN/m}.$$

A placa pré-fabricada, que é posicionada em cima das vigas possui 6cm de espessura e 50cm de largura, resultando em uma área de $0,03\text{m}^2$. Nesse caso, tem-se:

$$PP_{\text{placa}} = 0,03\text{m}^2 * 25\text{kN/m}$$

$$PP_{\text{placa}} = 0,75\text{kN/m}$$

Como são utilizadas nove placas, tem-se:

$$PP_{T,\text{placas}} = 6,75\text{kN/m}.$$

Sobre a placa é concretada uma capa de 10cm de concreto moldado no local em toda a largura da ponte, totalizando uma área de 0,63m². Sendo assim, obtém-se:

$$PP_{T,capa} = 0,63m^2 * 25kN/m^2$$

$$PP_{T,capa} = 15,75kN/m$$

Aos lados, também é concretada uma camada para fechamento e também para monolitizar o guarda-rodas com a superestrutura da ponte, com seção de 0,16m² para cada camada. Como são duas camadas, o peso próprio resultante é de:

$$PP_{T,lados} = 0,32m^2 * 25kN/m^2$$

$$PP_{T,lados} = 8,16kN/m$$

Para determinação do peso próprio de toda a ponte, desconsiderando o peso dos guarda-rodas, faz-se a soma de todos os valores encontrados. Sendo assim, obtém-se:

$$PP_{TOTAL} = 71,80kN/m$$

Assim, o sistema estrutural referente às cargas de peso próprio apresenta-se conforme a Figura 51.

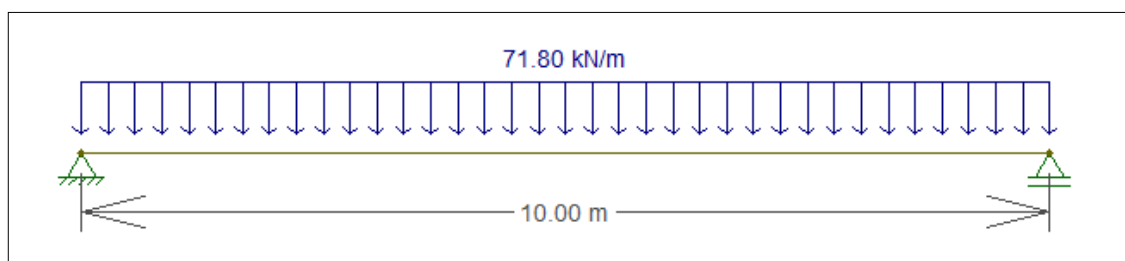


Figura 51 – Sistema Estrutural com as cargas de peso próprio (Método I)
Fonte: Os Autores (2014), gerado no FTOOL.

Os diagramas de momento fletor e esforço cortante foram obtidos através do software Ftool e estão mostrados na Figura 52 e na Figura 53.

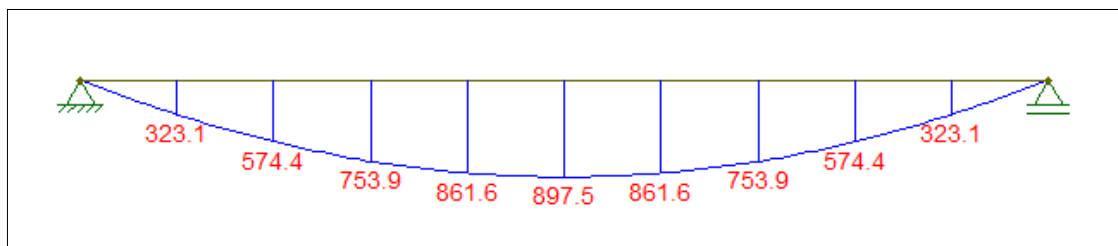


Figura 52 – Diagrama de Momento Fletor resultante das cargas de peso próprio em kN.m (Método I)

Fonte: Os Autores (2014), gerado no FTOOL.

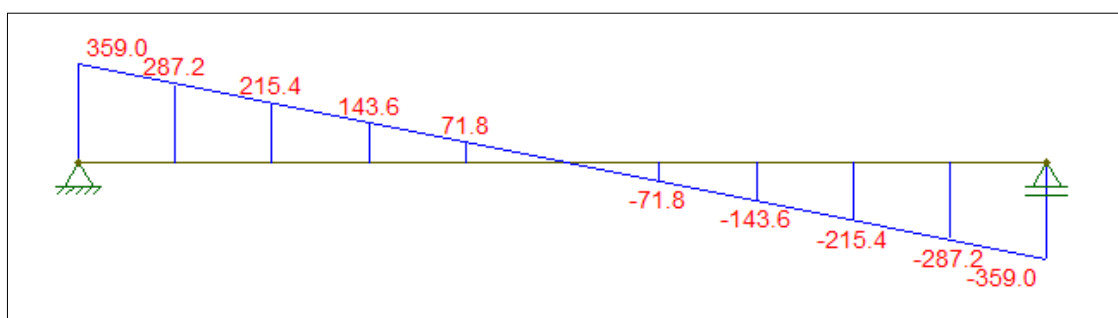


Figura 53 – Diagrama de Esforço Cortante resultante das cargas de peso próprio em kN (Método I)

Fonte: Os Autores (2014), gerado no FTOOL.

7.1.2 Cargas Móveis

As cargas móveis concentradas são equivalentes à soma em cada eixo, e as cargas distribuídas são multiplicadas pela largura da ponte e a largura que resta no local onde está posicionado o veículo.

7.1.2.1 Veículo Tipo TB-450

Para o veículo da NBR 7188/2014 tem-se a carga concentrada de 133,22kN por roda. Como o veículo possui duas rodas em cada um dos três eixos, soma-se a carga por eixo, obtendo 266,44kN.

A carga que circunda o veículo é de $q = 8,88\text{kN/m}^2$, multiplicando-se pela largura útil da ponte, tem-se a carga distribuída pela Equação (30):

$$q_{\text{larg}} = q L_{\text{útil}} \quad (30)$$

Em que q_{larg} é a carga distribuída por metro; e $L_{\text{útil}}$ é a largura da faixa de rolamento.

Assim, obtém-se:

$$q_{\text{larg1}} = 8,88\text{kN/m}^2 * 5,75\text{m}$$

$$q_{\text{larg1}} = 51,07\text{kN/m}$$

Na região ocupada pelo veículo a carga distribuída é obtida segundo a Equação (31):

$$q_{\text{larg}} = q (L_{\text{útil}} - L_{\text{veic}}) \quad (31)$$

Em que L_{veic} é a largura do veículo.

Substituindo em (31):

$$q_{\text{larg2}} = 8,88\text{kN/m}^2 * (5,75\text{m} - 3\text{m})$$

$$q_{\text{larg2}} = 24,42\text{kN/m}$$

Então, o sistema estrutural referente à carga móvel prescrita pela NBR 7188/2014 apresenta-se de acordo com a Figura 54.

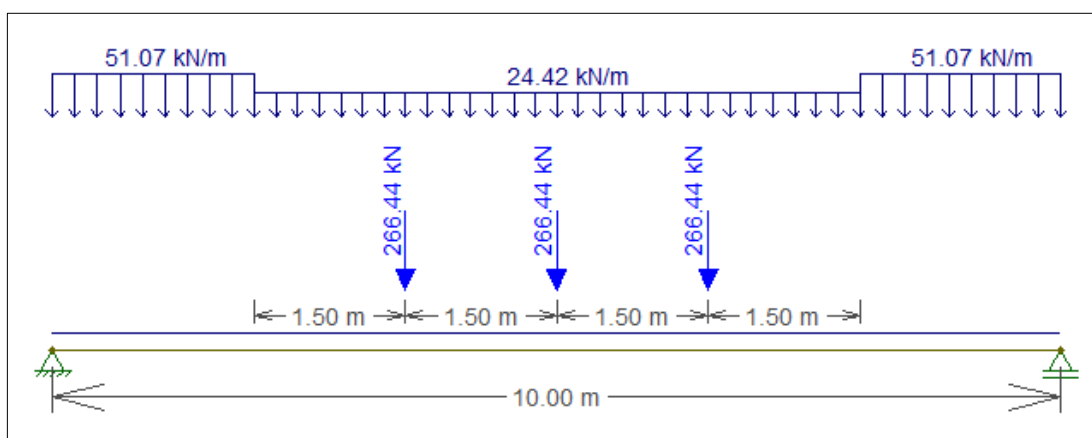


Figura 54 – Sistema Estrutural com as cargas do Veículo tipo TB-450 (Método I)
Fonte: Os Autores (2014), gerado no FTOOL.

Por se tratar de uma carga móvel os esforços internos variam com a posição do veículo. Nessas situações devem ser utilizadas para o dimensionamento as

envoltórias de esforços, que descrevem os valores máximos e mínimos dos mesmos em cada uma das seções da estrutura, levando em conta o aspecto de que o veículo pode assumir diversas posições diferentes.

As envoltórias de momento fletor e esforço cortante foram obtidos através do software Ftool e estão mostrados na Figura 55 e na Figura 56.

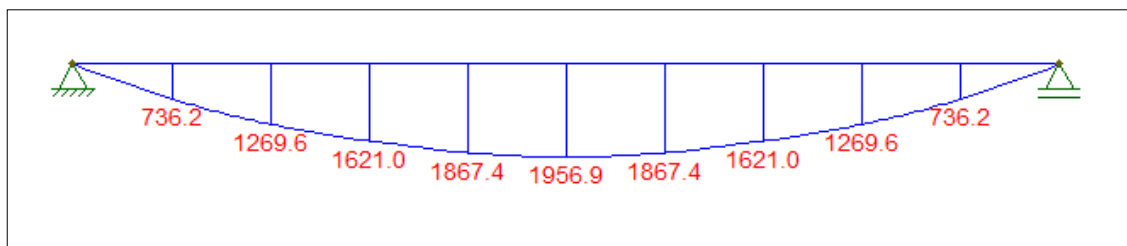


Figura 55 – Envoltória de Momentos Fletores resultante das cargas do Veículo tipo TB-450 em kN.m (Método I)

Fonte: Os Autores (2014), gerado no FTOOL.

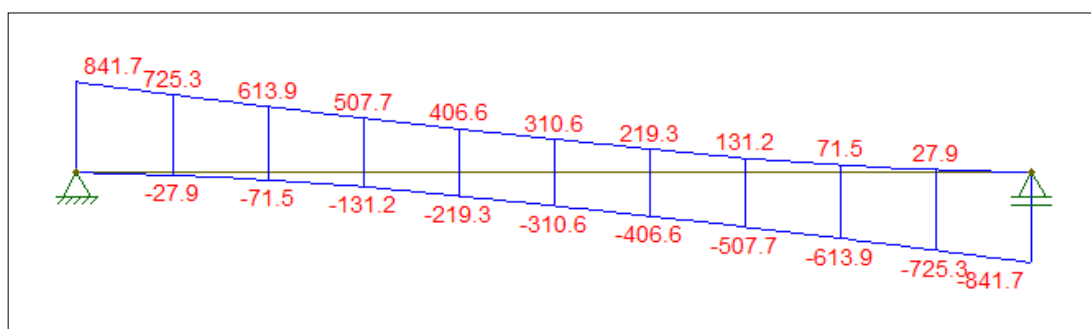


Figura 56 – Envoltória de Esforços Cortantes resultante das cargas do Veículo tipo TB-450 em kN (Método I)

Fonte: Os Autores (2014), gerado no FTOOL.

7.1.2.2 Veículo Agrícola

Já somadas em cada eixo e majoradas pelos coeficientes de cargas móveis, tem-se a carga concentrada de 390,96kN no eixo dianteiro (de quatro rodas) e de 195,48kN no eixo traseiro (de duas rodas).

Para as cargas distribuídas que circundam o veículo, usam-se os mesmos valores de carga distribuída no trem-tipo TB-450 da NBR 7188/2014.

Para a região ocupada pelo veículo agrícola, utilizando a Equação (31), tem-se:

$$q_{\text{larg2}} = 8,88 * (5,75 - 5,4)$$

$$q_{\text{larg2}} = 3,11 \text{ kN/m}$$

Sendo assim, o sistema estrutural da carga móvel referente ao veículo agrícola apresenta-se segundo a Figura 57.

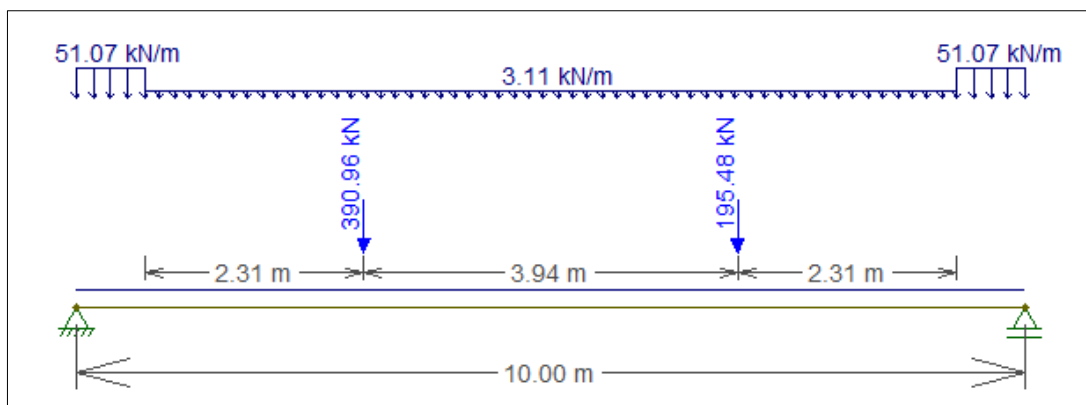


Figura 57 – Sistema Estrutural com as cargas do Veículo tipo TB-450 (Método I)
Fonte: Os Autores (2014), gerado no FTOOL.

As envoltórias dos esforços, nesse caso, estão apresentadas na Figura 58 e na Figura 59.

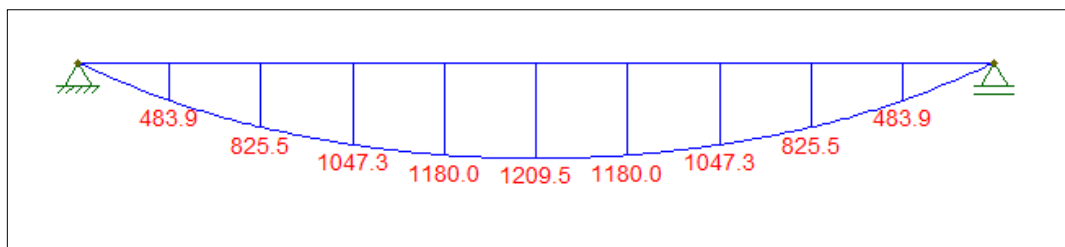


Figura 58 – Envoltória de Momentos Fletores resultante das cargas do Veículo Agrícola (Método I)
Fonte: Os Autores (2014), gerado no FTOOL.

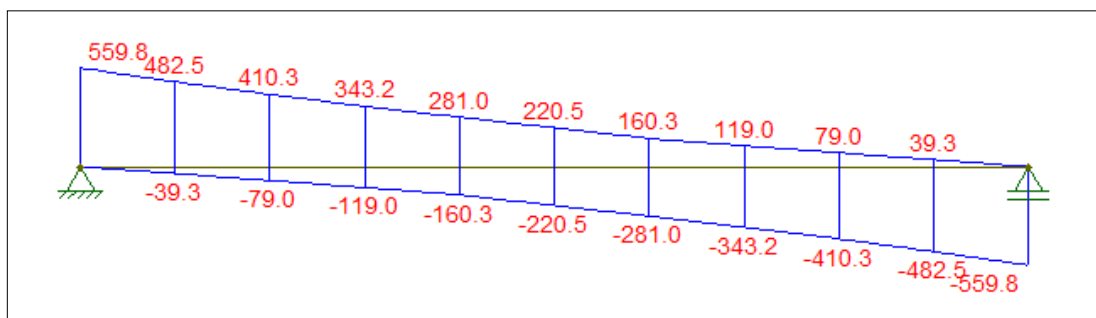


Figura 59 – Envoltória de Esforços Cortantes resultante das cargas do Veículo Agrícola (Método I)
Fonte: Os Autores (2014), gerado no FTOOL.

A partir dos diagramas, é possível concluir que os valores máximos característicos de momento fletor e esforço cortante em relação às cargas móveis são provenientes do veículo tipo TB-450 da NBR 7188/2013, no qual foram baseados os cálculos. Os valores encontrados devem ser correspondentes às solicitações últimas de cálculo, para isso, faz-se a combinação das ações referentes ao peso próprio e a carga móvel aplicando na Equação (3).

$$M_d = 1,4 * 897,5\text{kN.m} + 1,4 * 1956,9\text{kN.m}$$

$$M_d = 3996,16\text{kN.m}$$

$$V_d = 1,4 * 359,0\text{kN} + 1,4 * 841,7\text{kN}$$

$$V_d = 1681,00\text{kN}$$

Como citado anteriormente, nesse método de cálculo será considerada a distribuição dos esforços de maneira igualitária em todas as vigas. Sendo assim, como são dez vigas, para cada viga pré-fabricada, tem-se:

$$M_d = 399,62\text{kN.m};$$

$$V_d = 168,10\text{kN}.$$

Com esses valores é possível dimensionar a armadura necessária para que as vigas suportem tais solicitações. O procedimento é o mesmo realizado nas fases transitórias.

7.2 ARMADURA LONGITUDINAL

Após a colocação das placas pré-fabricadas e aplicação da camada de concreto moldada no local ocorre um aumento da seção resistente, conforme apresentado na Figura 60.

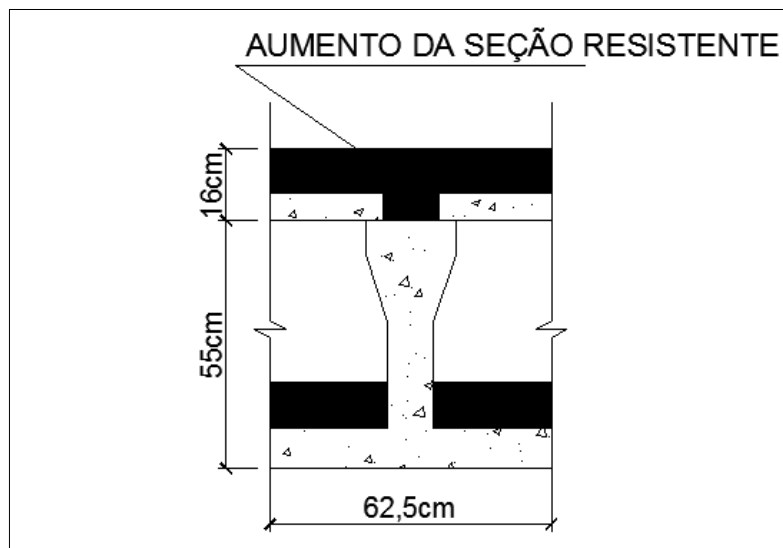


Figura 60 – Aumento da seção resistente
Fonte: Os Autores (2014).

Portanto o dimensionamento é realizado agora considerando uma seção I. Nesse caso, onde existem apenas momentos positivos, as vigas sofrem tensão de compressão acima da linha neutra e tensão de tração abaixo da mesma. Portanto, para que resista a tais solicitações deve ser armada na mesa inferior.

Supondo que a linha neutra encontra-se na mesa superior da seção, formada pelas pacas pré-fabricadas e pela camada de concreto moldada no local, o dimensionamento é realizado conforme uma viga retangular. Tem-se, nesse caso:

$$b_w = 62,5\text{cm}$$

$$h = 71\text{cm}$$

$$f_{cd} = 17,86\text{MPa}$$

Adotado $c = 30\text{mm}$ e estimando $\phi_{l,est} = 20\text{mm}$ e $\phi_{t,est} = 8\text{mm}$, tem-se pela Equação (12):

$$d' = 4,8\text{cm}$$

Assim, a altura útil, através da Equação (13), é dada por:

$$d = 66,2\text{cm}$$

Obtém-se o valor de KMD, pela Equação (14):

$$KMD \cong 0,085$$

Nos quadros presentes na publicação de Carvalho e Figueiredo Filho, de 2007, obtêm-se:

$$KX = 0,1320 \text{ e } KZ = 0,9472$$

Encontra-se a profundidade da linha neutra, através da Equação (15):

$$LN = 8,74\text{cm}$$

Portanto, a hipótese inicial é válida, já que a linha neutra encontra-se na mesa superior da seção.

A área de aço necessária é obtida pela Expressão (18):

$$A_s = 14,66\text{cm}^2$$

Deve-se ainda verificar se o valor encontrado está entre os valores limites prescritos pela NBR 6118/2014, obtidos através das equações (17) e (18).

$$A_{s\text{mín}} = 1,76\text{cm}^2 \text{ e } A_{s\text{máx}} = 46,9\text{cm}^2$$

Verifica-se que nesse caso a área de aço obtida encontra-se entre os valores mínimos e máximos prescritos, portanto é esse valor que deve ser utilizado.

Solução adotada: $8\phi 16,0\text{mm}$ ($16,08\text{cm}^2$).

A distribuição transversal da armadura deve obedecer ao espaçamento apresentado na Expressão (19), nesse caso tem-se:

$$e_h \geq \begin{cases} 20\text{mm} \\ 16\text{mm} \\ 1,2 * 19 = 22,80\text{mm} \end{cases}$$

A solução usada atende ao espaçamento horizontal mínimo entre barras prescrito pela norma.

7.3 ARMADURA TRANSVERSAL

Adotou-se novamente o modelo de cálculo I prescrito pela NBR 6118/2014. Nesse caso tem-se:

$$b_w = 10\text{cm}$$

Já que para o dimensionamento dos estribos considera-se a menor largura da seção transversal.

Verificando a compressão diagonal nas bielas de concreto através da Equação (20), tem-se:

$$V_d = 168,10\text{kN} \leq V_{Rd2} = 287,26\text{kN} \quad \checkmark$$

Conclui-se que as bielas resistem.

Obtém-se a parcela de força cortante resistida pelo concreto íntegro, pela Equação (22):

$$V_c = 50,94\text{kN}$$

A parcela da força cortante que deve ser resistida pela armadura transversal é encontrada através da Equação (21):

$$V_{sw} = 117,15\text{kN}$$

A área de armadura transversal necessária é dada pela Equação (32).

$$A_{sw} = \frac{V_{sw} s}{0,9 d f_{ywd}} \quad (32)$$

Em que A_{sw} é a área da seção transversal dos estribos; e f_{ywd} é a resistência ao escoamento de cálculo do aço da armadura transversal.

Portanto a armadura transversal por metro, adotando CA-50, deve ser:

$$A_{sw} = \frac{117,15\text{kN} * 100\text{cm}}{0,9 * 66,2\text{cm} * 43,5\text{kN/cm}^2}$$

$$A_{sw} = 4,52\text{cm}^2/\text{m}$$

Deve-se ainda verificar se o valor encontrado é maior que a armadura mínima transversal prescrita pela NBR 6118/2014, obtida através da Equação (23).

$$A_{sw,\text{mín}} = 1,03\text{cm}^2/\text{m}$$

Verifica-se que nesse caso a área de aço obtida é maior que a mínima, portanto é esse valor que deve ser utilizado.

Solução adotada: $\phi 6,3\text{mm}$ c/ 13cm ($4,80\text{cm}^2/\text{m}$).

Quanto ao diâmetro dos estribos deve ser seguida a Expressão (25). Tem-se, nesse caso:

$$5\text{mm} \leq \phi \leq 10\text{mm}$$

O espaçamento da armadura transversal deve atender ao exposto na Equação (26), obtém-se, nessa situação:

$$s_{\text{máx}} = 30\text{cm}$$

Conclui-se que a solução escolhida atende às prescrições da norma.

7.4 ESCALONAMENTO E ANCORAGEM DA ARMADURA

Os valores de armadura obtidos anteriormente referem-se às áreas de aço necessárias para suportar os maiores valores referentes ao momento fletor e ao esforço cortante nas vigas, na situação final da estrutura. No entanto, utilizar esses valores ao longo de toda a viga se torna antieconômico. Devido a isso escalona-se a

armadura, ou seja, diminui-se a área aço conforme as solicitações decrescem. Além disso, para que não ocorra ruptura por falha na ancoragem, algumas barras devem chegar até o apoio.

A sequência de cálculo apresentada a seguir baseia-se na publicação de Carvalho e Figueiredo Filho, de 2007, que segue a NBR 6118.

7.4.1 Ancoragem da Armadura Longitudinal

Uma parte da armadura de tração deve chegar até o apoio para ancorar a biela de concreto na região inferior da viga. Em apoios extremos a armadura longitudinal junto ao apoio deve ser capaz de resistir a uma força de tração dada pela Equação (33).

$$F_{sd} = \frac{a_l}{d} V_d + N_d \quad (33)$$

Em que F_{sd} é a força de tração de cálculo da armadura; V_d é a força cortante no apoio; a_l é o valor do deslocamento do diagrama de momentos fletores; e N_d é uma força de tração eventualmente existente.

Sendo que a_l , utilizando o modelo I da NBR 6118/2014, é obtido segundo a Expressão (34).

$$a_l = d \left[\frac{V_d}{2(V_d - V_c)} \right] \geq 0,5 d \quad (34)$$

Portanto, tem-se:

$$a_l = 66,2\text{cm} * \left[\frac{168,10\text{kN}}{2(168,10\text{kN} - 50,94\text{kN})} \right] \geq 0,5 * 66,2\text{cm}$$

$$a_l = 47,5\text{cm} \geq 33,1\text{cm}$$

E assim:

$$F_{sd} = \frac{47,5\text{cm}}{66,2\text{cm}} * 168,10\text{kN}$$

$$F_{sd} = 120,62\text{kN}$$

A área de aço no apoio necessária para resistir à força de tração é obtida pela Equação (35).

$$A_{s,apoio} = \frac{F_{sd}}{f_{yd}} \quad (35)$$

Nesse caso, tem-se:

$$A_{s,apoio} = \frac{120,62\text{kN}}{43,5\text{kN/cm}^2}$$

$$A_{s,apoio} = 2,77\text{cm}^2$$

Além disso, em apoios extremos, com momento nulo, a armadura de tração no meio do vão deve ser prolongada até o apoio, com valor dado pela Expressão (36).

$$A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{3} \quad (36)$$

Como no vão foram utilizadas oito barras de 16,00mm, tem-se:

$$A_{s,apoio} \geq \frac{16,08\text{cm}^2}{3}$$

$$A_{s,apoio} \geq 5,36\text{cm}^2$$

Adotou-se que devem chegar ao apoio: 5 ϕ 16,0mm (10,05cm²).

As barras devem ser ancoradas a partir da face do apoio, com comprimento dado pela Expressão (37).

$$l_{anc} \geq \begin{cases} l_{b,nec} \\ r + 5,5\phi \\ 6\text{cm} \end{cases} \quad (37)$$

Em que $l_{b,nec}$ é o comprimento de ancoragem necessário; e r é o raio de curvatura interno do gancho, para $\phi < 20\text{mm}$ igual a 5ϕ .

Sendo que:

$$l_{b,nec} = \alpha_1 l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\phi \\ 10\text{cm} \end{cases} \quad (38)$$

Em que α_1 é igual 1,0 para barras ancoradas sem gancho e 0,7 para barras ancoradas com gancho; $A_{s,calc}$ é a área de armadura calculada para resistir ao esforço solicitante; e $A_{s,ef}$ é a área de armadura adotada.

Obtém-se l_b conforme a Equação (28):

$$l_b = 40\text{cm}$$

Considerou-se a ancoragem sem utilização de ganchos, já que a altura da mesa é pequena e não abrange altura suficiente para a execução dos mesmos, que devem ter altura de no mínimo oito vezes o diâmetro das barras. Sendo assim, tem-se:

$$l_{b,nec} = 40\text{cm} \frac{5,36\text{cm}^2}{10,05\text{cm}^2} \geq \begin{cases} 0,3 * 40\text{cm} = 12\text{cm} \\ 10 * 1,6\text{cm} = 16\text{cm} \\ 10\text{cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 21,33\text{cm}$$

Portanto:

$$l_{anc} \geq \begin{cases} 21,33\text{cm} \\ 5 * 1,6\text{cm} + 5,5 * 1,6\text{cm} = 12,8\text{cm} \\ 6\text{cm} \end{cases}$$

$$l_{anc} = 22\text{cm}$$

Nesse caso, adotou-se comprimento de ancoragem de 22cm de modo que as barras cheguem até a extremidade da viga, respeitando o cobrimento da armadura.

7.4.2 Escalonamento da Armadura Longitudinal

Devem chegar ao apoio $5\phi 16,0\text{mm}$ para que a viga esteja perfeitamente ancorada, portanto as outras três barras podem ser interrompidas antes, a medida que os momentos decrescem até chegar no apoio, onde o valor é nulo.

A determinação da armadura necessária nas outras seções é determinada da mesma maneira que na seção mais solicitadas. As barras devem ter um comprimento adicional para que sejam ancoradas denominado l_b , dado pela Equação (28), descrito anteriormente neste trabalho. Além disso, deve ser considerado o comprimento a_l , referente ao deslocamento do diagrama de momentos fletores, dado pela Equação (34). Nesse caso, tem-se:

$$a_l = 47,5\text{cm}$$

$$l_b = 40\text{cm}.$$

A Figura 61 apresenta a envoltória de momentos fletores de cálculo, considerando as cargas de peso próprio, juntamente com a carga móvel, dividido em trechos para que seja realizado o escalonamento da armadura longitudinal.

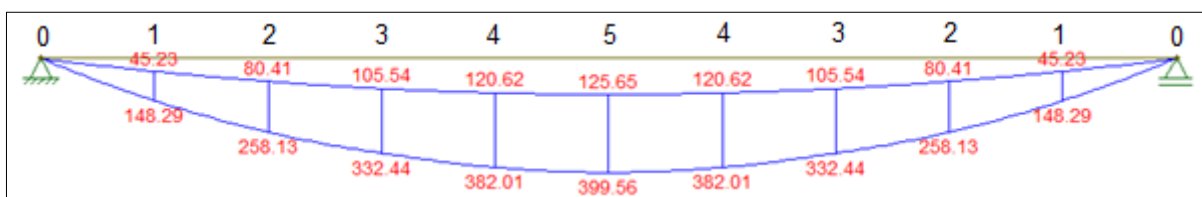


Figura 61 – Envoltória de Momentos Fletores de Cálculo resultante das cargas de peso próprio e do Veículo tipo TB-450 em kN.m (Método I)

Fonte: Os Autores (2014).

A área de aço necessária, assim como o comprimento de cada barra está apresentada na Tabela 2.

Tabela 2 – Escalonamento da armadura longitudinal (Método I)

Trecho	M_d (kN.m)	A_s (cm ²)	Barras (mm)	L (m)
0 - 1	148,29	5,25	6 ϕ 16	10,44
1 - 2	258,13	9,27		
2 - 3	332,44	12,06		
3 - 4	382,01	13,96	+2 ϕ 16	7,75
4 - 5	399,56	14,71		

Fonte: Os Autores (2014).

Tem-se, portanto, para cada viga pré-fabricada, nesse caso, a configuração apresentada na Figura 62.

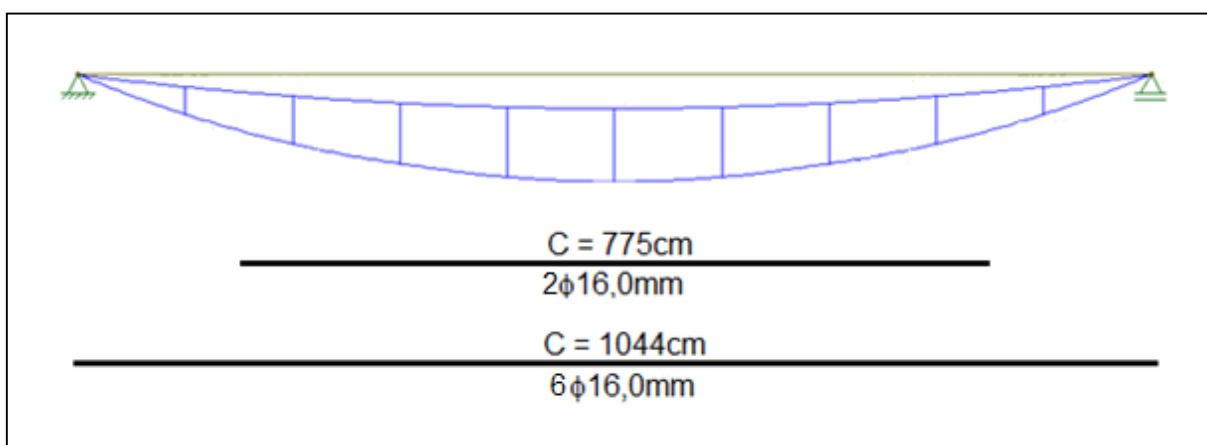


Figura 62 – Armaduras de flexão para resistir à situação definitiva (Método I)
Fonte: Os Autores (2014).

7.4.3 Escalonamento da Armadura Transversal

Para a armadura transversal realiza-se o mesmo processo. A Figura 63 apresenta a envoltória de esforços cortante de cálculo, considerando a carga de peso próprio, juntamente com a carga móvel, dividido em trechos para que seja realizado o escalonamento.

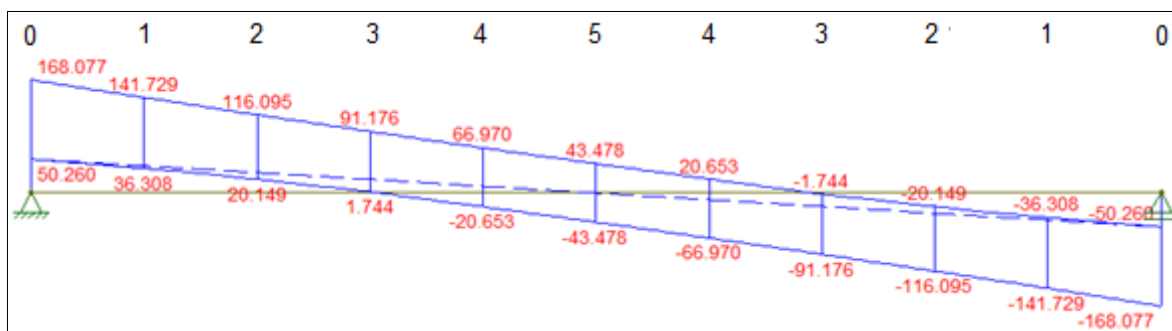


Figura 63 – Envolvória de Esforços Cortantes de Cálculo resultante das cargas de peso próprio e do Veículo tipo TB-450 em kN.m (Método I)

Fonte: Os Autores (2014).

A armadura transversal necessária em cada trecho está apresentada na Tabela 3.

Tabela 3 – Escalonamento da armadura transversal (Método I)

Trecho	V_d (kN)	A_s (cm ² /m)	ϕ (mm)	s (cm)
0 - 1	168,08	4,52	6,3	13
1 - 2	141,73	3,50	6,3	17
2 - 3	116,10	2,51	6,3	24
3 - 4	91,18	1,55	6,3	30
4 - 5	66,97	1,03	6,3	30

Fonte: Os Autores (2014).

Tem-se, portanto, para cada viga pré-fabricada, nesse caso, a configuração apresentada na Figura 64.

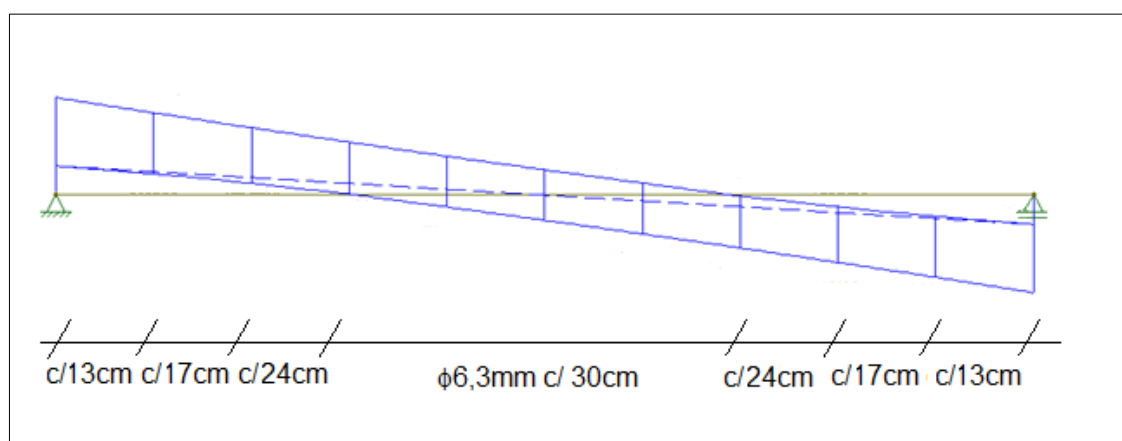


Figura 64 – Armadura transversal para resistir à situação definitiva (Método I)

Fonte: Os Autores (2014).

7.5 ARMADURA DE COSTURA

“O comportamento da seção composta é governado fundamentalmente pela transferência das tensões de cisalhamento na interface entre o concreto pré-moldado e o concreto moldado no local” (EL DEBS, 2000).

Segundo o autor essa transferência ocorre através da superfície de contato e por meio de armadura cruzando a superfície de contato.

Uma solução interessante nesse caso é prolongar os estribos de modo que eles cruzem a superfície de contato entre o concreto pré-moldado e o concreto moldado de modo que se garanta a transferência das tensões de cisalhamento e o comportamento monolítico da peça.

De acordo com a NBR 9062/2006 a peça mista, formada por elementos pré-moldados juntamente com concreto moldado no local, pode ser calculada como peça monolítica, conforme realizado neste trabalho, se a tensão de aderência de cálculo satisfizer a Expressão (39).

$$\tau_{Sd} \leq \beta_s \frac{f_{yd} A_s}{b s} + \beta_c f_{ctd} < 0,25 f_{cd} \quad (39)$$

Em que A_s é a área da armadura atravessando, perpendicularmente, a interface e totalmente ancorada nos elementos componentes; s é o espaçamento da armadura A_s ; b é a largura da interface; β_s é o coeficiente de minoração aplicado à armadura; e β_c é o coeficiente de minoração aplicado ao concreto.

De acordo com El Debs, a tensão de aderência de cálculo é dada pela Equação (40).

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{hd}}{a_v b} \quad (40)$$

Em que F_{hd} é o valor da força horizontal de cisalhamento; e a_v é a distância entre os pontos de momento nulo e máximo na peça.

Como a linha neutra encontra-se na região formada por concreto moldado no local, segundo o autor, o valor da força horizontal de cisalhamento é igual a resultante de compressão, que é dada pela Equação (41).

$$R_c = 0,85f_{cd} b_w 0,8LN \quad (41)$$

Sendo assim, tem-se:

$$F_{hd} = R_c = 0,85 * 17857,14\text{kN/m}^2 * 0,625\text{m} * 0,8 * 0,0874\text{m}$$

$$F_{hd} = 663,31\text{kN}$$

A largura da interface de contato é igual a 12,5cm, conforme apresentado na Figura 65.

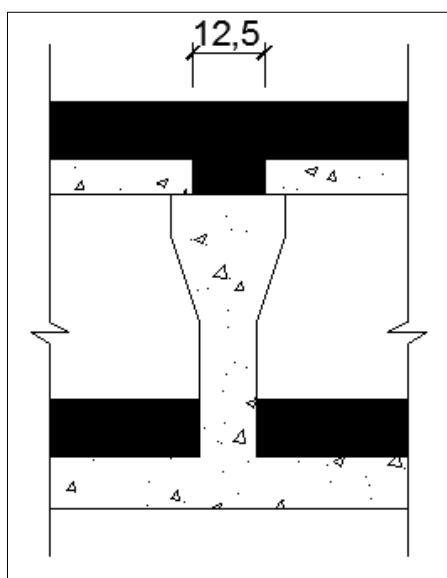


Figura 65 – Largura da interface de contato
Fonte: Os Autores (2014).

Então:

$$T_{Sd} = \frac{664,06\text{kN}}{5,00\text{m} * 0,125\text{m}}$$

$$T_{Sd} = 1061,29\text{kN/m}^2$$

Os valores de β_s e β_c são obtidos através da Tabela 5 da NBR 9062/2006, interpolando-se linearmente para os valores intermediários, conforme apresentado na Figura 66.

$A_s / b s \%$	β_s	β_c
$\leq 0,2$	0	0,3
$\geq 0,5$	0,9	0,6

Figura 66 – Coeficientes de minoração para a verificação da tensão de aderência
Fonte: Os Autores (2014).

Prologando-se os estribos de modo que sirvam como armadura de costura tem-se a pior situação, no que diz respeito à armadura cruzando a superfície de contato, no meio do vão onde o espaçamento é maior em função do esforço cortante ser menor. Sendo assim, analisando a situação mais desfavorável, tem-se $\phi 6,3\text{mm}$ c/ 30cm. Portanto:

$$\frac{A_s}{b s} (\%) = \frac{0,62\text{cm}^2}{12,5\text{cm} * 30\text{cm}} * 100$$

$$\frac{A_s}{b s} (\%) = 0,166\%$$

Através da Tabela 5 da NBR 9062/2006 obtêm-se:

$$\beta_s = 0 \text{ e } \beta_c = 0,3$$

Logo:

$$1061,29\text{kN/m}^2 \leq 0,3 * 1282,48\text{kN/m}^2 < 0,25 * 17857,14\text{kN/m}^2$$

$$1061,29\text{kN/m}^2 \leq 384,00\text{kN/cm}^2 \times$$

Conclui-se que não é verificado o comportamento monolítico entre os elementos pré-fabricados e a camada de concreto moldado no local que forma o tabuleiro. Sendo assim, uma solução é diminuir os espaçamentos dos estribos para que seja garantida a transferência das tensões de cisalhamento.

Solução adotada: $\phi 6,3\text{mm}$ c/ 15cm.

Repetindo o procedimento, nesse caso tem-se:

$$1061,29\text{kN/m}^2 \leq 1128,29\text{kN/cm}^2 \checkmark$$

Em função disso a armadura transversal anteriormente encontrada deve ser alterada para atender a Expressão (39), tendo a configuração apresentada na Figura 67.

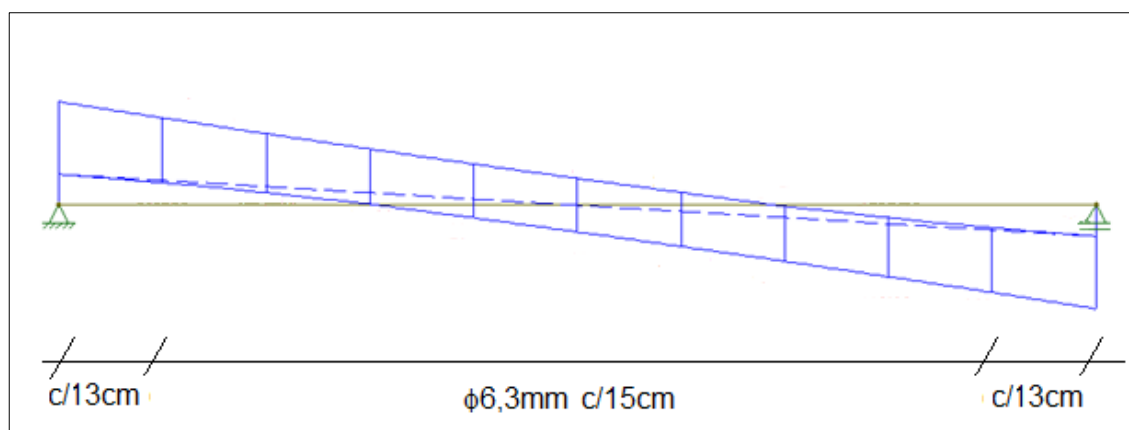


Figura 67 – Armadura transversal para garantir a transferência das tensões de cisalhamento
Fonte: Os Autores (2014).

Portanto prolongando os estribos acima da viga ao longo de toda a peça conforme a configuração adotada garante-se o comportamento monolítico entre os elementos pré-fabricados e a camada de concreto moldado no local.

Segundo El Debs (2000) a armadura de costura deve ser em forma de estribos fechados que se estendam do elemento pré-moldado até a face superior da capa.

8 DIMENSIONAMENTO REFERENTE À SITUAÇÃO DEFINITIVA – MÉTODO II

Para o método em questão, foi utilizada a versão de avaliação do Software CSiBridge (2015) para a modelagem da estrutura. O software trabalha com métodos avançados, especificamente para o dimensionamento de pontes, de modo que as solicitações obtidas nesse caso retratam melhor o comportamento real da estrutura.

8.1 ENTRADA DE DADOS

Primeiramente, deve-se entrar com o tamanho do vão e a largura da pista de rolamento, para posteriormente escolher a geometria da superestrutura. A superestrutura da ponte foi considerada biapoiada sobre as cabeceiras. Para que não haja transmissão de momentos fletores na ligação, os apoios são considerados fixos para os movimentos de translação e livres para a rotação, nos três eixos.

Quanto aos valores dos carregamentos dos veículos, que devem ser configurados no software, são os mesmos já encontrados para o Método de Cálculo I, tanto para o veículo agrícola quanto para o TB-450 da NBR 7188/2013. Foi analisado somente o veículo TB-450, já que o mesmo apresentou maiores solicitações que as do veículo agrícola em análises anteriores. O carregamento de peso próprio é calculado automaticamente pelo programa.

O software gera os diagramas de esforços e diferentemente do software Ftool, com o CSiBridge é possível saber os esforços em cada elemento isolado.

A superestrutura da ponte, modelada pelo software está apresentada na Figura 68.

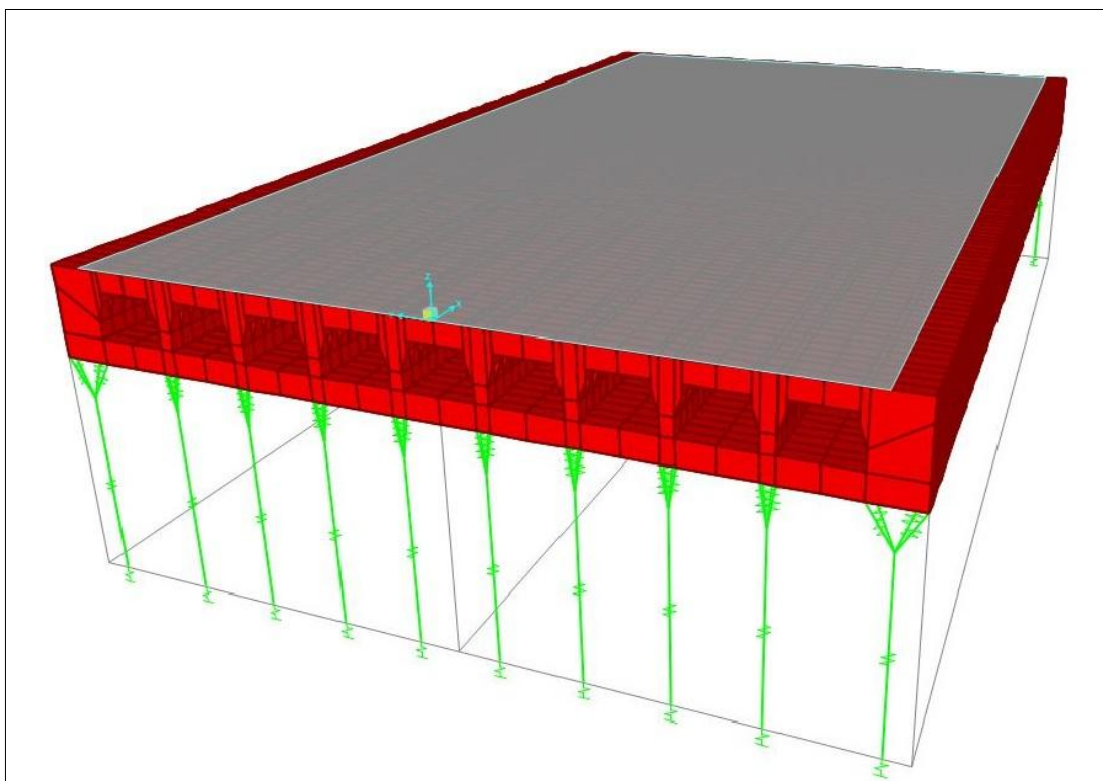


Figura 68 – Modelagem da ponte pelo CSiBridge
Fonte: Os Autores (2014), gerado no CSiBridge.

8.2 SOLICITAÇÕES

A partir da análise dos diagramas de esforços, foi possível concluir que as maiores solicitações, tanto no que se refere ao carregamento de peso próprio quanto à carga móvel, ocorrem nas vigas das extremidades. Isso ocorre porque nesse caso as mesmas só estão ligadas nas demais vigas em um dos lados, sendo assim existe menos distribuição dos esforços. Ademais o programa considera que o veículo pode trafegar na extremidade, o que não é usual.

8.2.1 Peso Próprio

Os diagramas de esforço cortante e momento fletor, referentes às cargas de peso próprio nas vigas mais solicitadas (vigas da extremidade), obtidos através do software CSI Bridge estão apresentados na Figura 69 e na Figura 70.

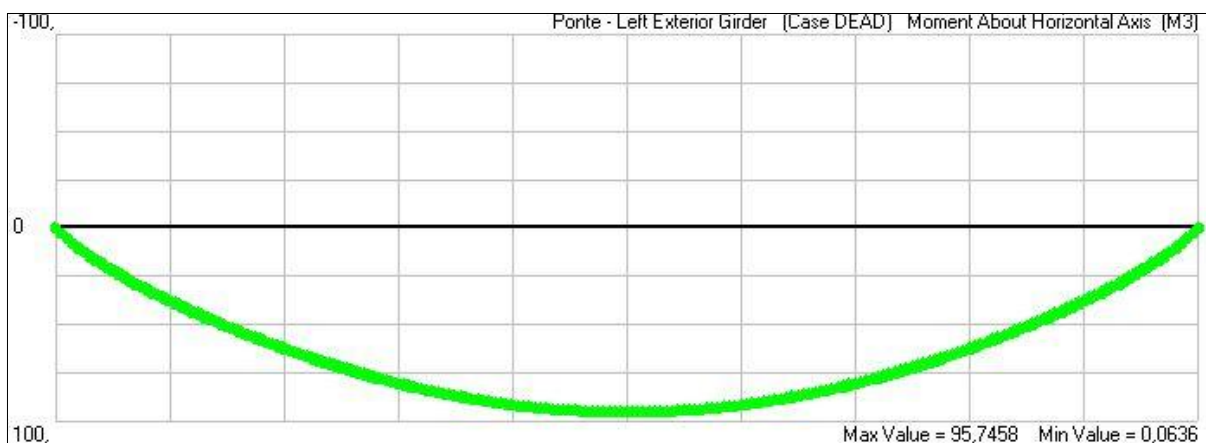


Figura 69 – Diagrama de Momento Fletor resultante das cargas de peso próprio em kN.m (Método II)

Fonte: Os Autores (2014), gerado no CSiBridge.



Figura 70 – Diagrama de Esforço Cortante resultante das cargas de peso próprio em kN (Método II)

Fonte: Os Autores (2014), gerado no CSiBridge.

8.2.2 Veículo Tipo TB-450

As envoltórias de esforço cortante e momento fletor, referentes à carga móvel nas vigas mais solicitadas (vigas da extremidade), obtidos através do software CSI Bridge estão apresentados na Figura 71 e na Figura 72.

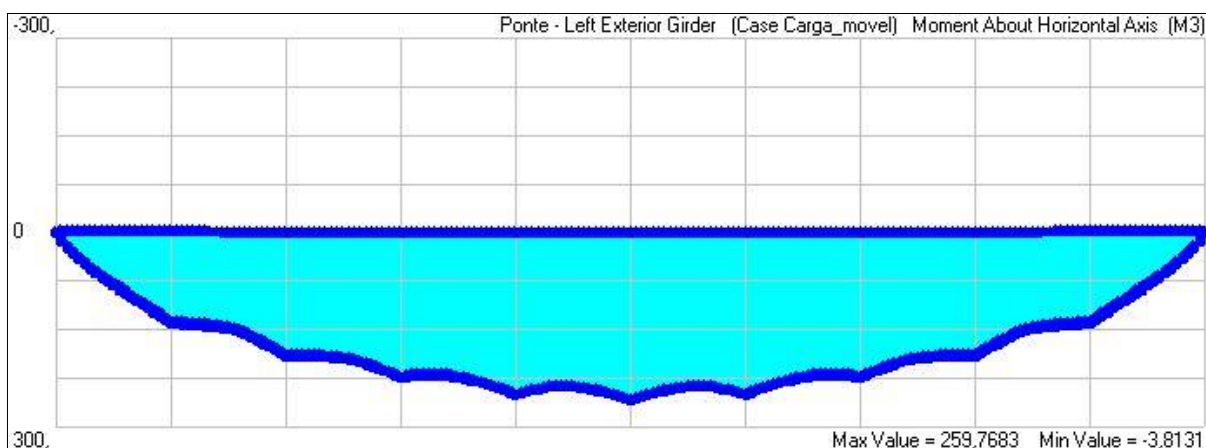


Figura 71 – Envoltória de Momentos Fletores resultante das cargas do Veículo tipo TB-450 em kN.m (Método II)

Fonte: Os Autores (2014), gerado no CSiBridge.

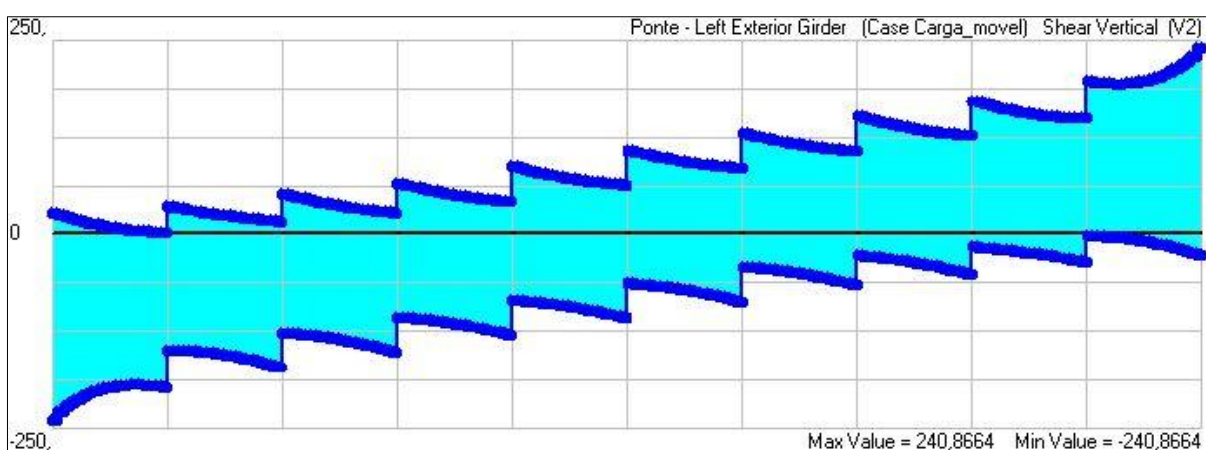


Figura 72 – Envoltória de Esforços Cortantes resultante das cargas do Veículo tipo TB-450 em kN (Método I)

Fonte: Os Autores (2014), gerado no CSiBridge.

Os valores encontrados devem ser correspondentes às solicitações últimas de cálculo, para isso, faz-se a combinação das ações aplicando na Equação (3).

$$M_d = 1,4 * 95,75\text{kN.m} + 1,4 * 259,77\text{kN.m}$$

$$M_d = 497,73\text{kN.m}$$

$$V_d = 1,4 * 58,80\text{kN} + 1,4 * 240,87\text{kN}$$

$$V_d = 419,54\text{kN}$$

8.3 ARMADURA LONGITUDINAL

O procedimento é o mesmo realizado no Método I, porém nesse caso, tem-se, pela Equação (14):

$$KMD \cong 0,105$$

Nos quadros presentes na publicação de Carvalho e Figueiredo Filho, de 2007, obtêm-se:

$$KX = 0,1654 \text{ e } KZ = 0,9339$$

Encontra-se a profundidade da linha neutra, através da Equação (15):

$$LN = 10,95\text{cm}$$

Portanto, já que a linha neutra encontra-se na mesa superior da seção, o dimensionamento pode ser feito como uma seção retangular.

A área de aço necessária é obtida pela Expressão (18):

$$A_s = 18,51\text{cm}^2$$

O valor encontrado está entre os valores limites prescritos pela NBR 6118/2014.

Solução adotada: $8\phi 16,0\text{mm} + 2\phi 12,5\text{mm}$ ($18,53\text{cm}^2$). Que atende ao espaçamento mínimo entre barras prescrito pela norma.

8.4 ARMADURA TRANSVERSAL

A verificação da compressão diagonal nas bielas de concreto deve ser realizada por meio da Equação (20). Como as vigas laterais da ponte são preenchidas com uma camada de concreto moldado no local para o fechamento, na verificação da compressão das bielas de concreto será utilizada a largura b_w igual a

36,25cm considerando a contribuição da camada de concreto moldado no local na resistência. Tem-se, portanto:

$$V_d = 419,54\text{kN} \leq V_{Rd2} = 1041,32\text{kN} \quad \checkmark$$

Obtém-se a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares, ou seja, a parcela resistida pelo concreto íntegro, pela Equação (22). Nesse caso será desconsiderada a camada moldada no local contribuindo na resistência, a favor da segurança. Tem-se, portanto:

$$V_c = 50,94\text{kN}$$

A parcela da força cortante que deve ser resistida pela armadura transversal é encontrada através da Equação (21):

$$V_{sw} = 368,60\text{kN}$$

Obtém-se a área de armadura transversal necessária pela Equação (32):

$$A_{sw} = 14,22\text{cm}^2/\text{m}$$

O valor obtido é maior que a armadura mínima prescrita pela NBR 6118/2014.

Solução adotada: $\phi 10,0\text{mm}$ c/ 11cm ($14,28\text{cm}^2/\text{m}$). Que atende às prescrições da NBR 6118/2014.

8.5 ESCALONAMENTO E ANCORAGEM DA ARMADURA

8.5.1 Ancoragem da Armadura Longitudinal

Em apoios extremos a armadura longitudinal junto ao apoio deve se capaz de resistir a uma força de tração dada pela Equação (33). Nesse caso, tem-se:

$$F_{sd} = 238,77\text{kN}$$

A área de aço no apoio necessária para resistir a força de tração encontrada é obtida pela Equação (35). Nesse caso tem-se:

$$A_{s,apoio} = 5,49\text{cm}^2$$

No entanto, em apoios extremos, com momento nulo, a armadura de tração no meio do vão deve ser prolongada até o apoio, com valor dado pela Expressão (36). Nesse caso tem-se:

$$A_{s,apoio} \geq 6,18\text{cm}^2$$

Assim, adotou-se que devem chegar ao apoio: $6\phi 16,0\text{mm}$ ($12,06\text{cm}^2$).

As barras devem ser ancoradas a partir da face do apoio, com comprimento dado pela Expressão (37). Não será considerada novamente a utilização de gancho de ancoragem devido à pequena altura da mesa. Nesse caso, tem-se:

$$l_{anc} \geq \begin{cases} 20,48\text{cm} \\ 5 * 1,6\text{cm} + 5,5 * 1,6\text{cm} = 12,8\text{cm} \\ 6\text{cm} \end{cases}$$

$$l_{anc} = 22\text{cm}$$

Nesse caso, adotou-se comprimento de ancoragem de 22cm de modo que as barras cheguem até a extremidade da viga, respeitando o cobrimento da armadura.

8.5.2 Escalonamento da Armadura Longitudinal

A Figura 73 apresenta a envoltória de momentos fletores de cálculo, considerando as cargas de peso próprio, juntamente com a carga móvel, dividido em trechos para que seja realizado o escalonamento da armadura longitudinal.

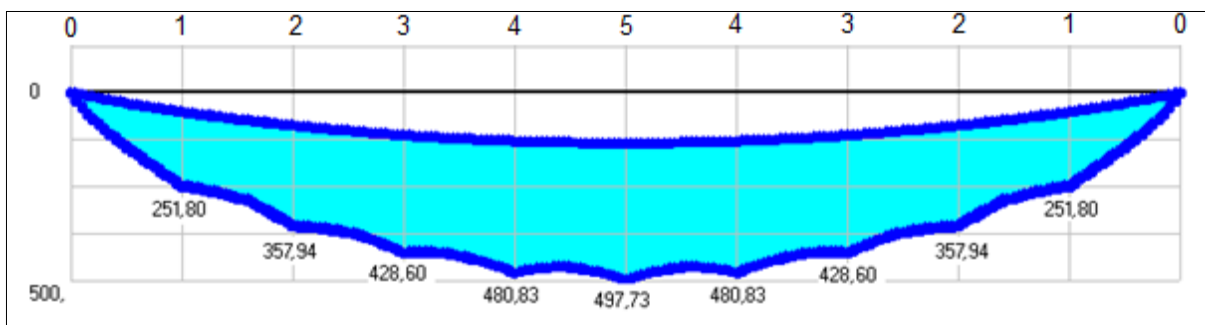


Figura 73 – Envoltória de Momentos Fletores de Cálculo resultante das cargas de peso próprio e do Veículo tipo TB-450 em kN.m (Método II)

Fonte: Os Autores (2014).

A área de aço necessária, assim como o comprimento de cada barra está apresentada na Tabela 4.

Tabela 4 – Escalonamento da armadura longitudinal (Método II)

Trecho	M _d (kN.m)	A _s (cm ²)	Barras (mm)	L (m)
0 - 1	251,80	9,05	6φ16	10,44
1 - 2	357,94	13,03	+2φ16	9,56
2 - 3	428,60	15,77		
3 - 4	480,83	17,82	+2φ12,5	5,36
4 - 5	497,73	18,51		

Fonte: Os Autores (2014).

Tem-se, portanto, para cada viga pré-fabricada, nesse caso, a configuração apresentada na Figura 74.

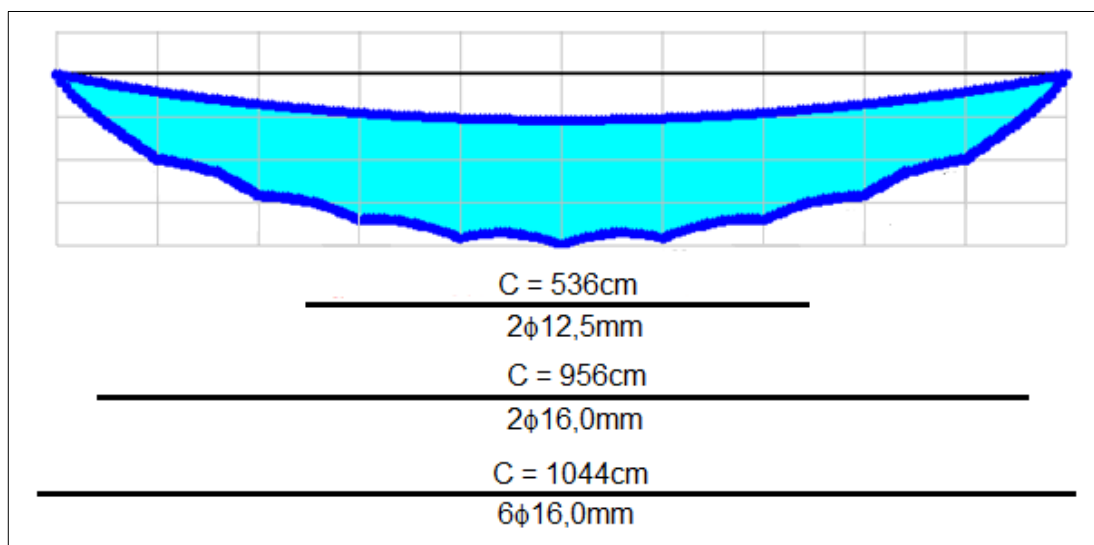


Figura 74 – Armaduras de flexão para resistir à situação definitiva (Método II)
Fonte: Os Autores (2014).

8.5.3 Escalonamento da Armadura Transversal

Para a armadura transversal realiza-se o mesmo processo. A Figura 75 apresenta a envoltória de esforços cortante de cálculo, considerando a carga de peso próprio, juntamente com a carga móvel, dividido em trechos para que seja realizado o escalonamento.

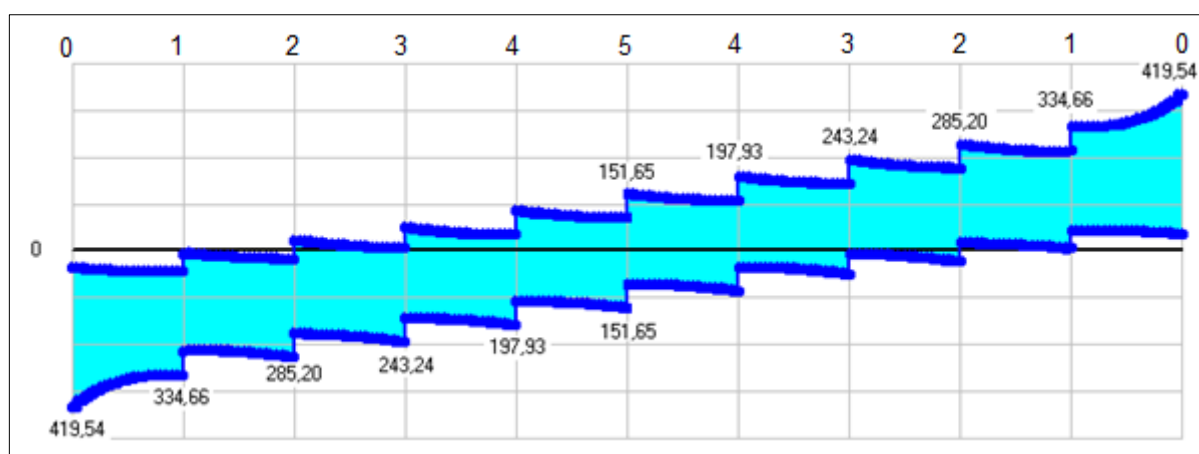


Figura 75 – Envoltória de Esforços Cortantes de Cálculo resultante das cargas de peso próprio e do Veículo tipo TB-450 em kN.m (Método II)
Fonte: Os Autores (2014).

A armadura transversal necessária em cada trecho está apresentada na Tabela 5.

Tabela 5 – Escalonamento da armadura transversal (Método II)

Trecho	V_d (kN)	A_s (cm ² /m)	ϕ (mm)	s (cm)
0 - 1	419,54	14,22	10,0	11
1 - 2	334,66	10,95	10,0	12,5
2 - 3	285,20	9,04	10,0	16,5
3 - 4	243,24	7,42	10,0	20
4 - 5	197,93	5,67	10,0	25

Fonte: Os Autores (2014).

Tem-se, portanto, para cada viga pré-fabricada, nesse caso, a configuração apresentada na Figura 76.

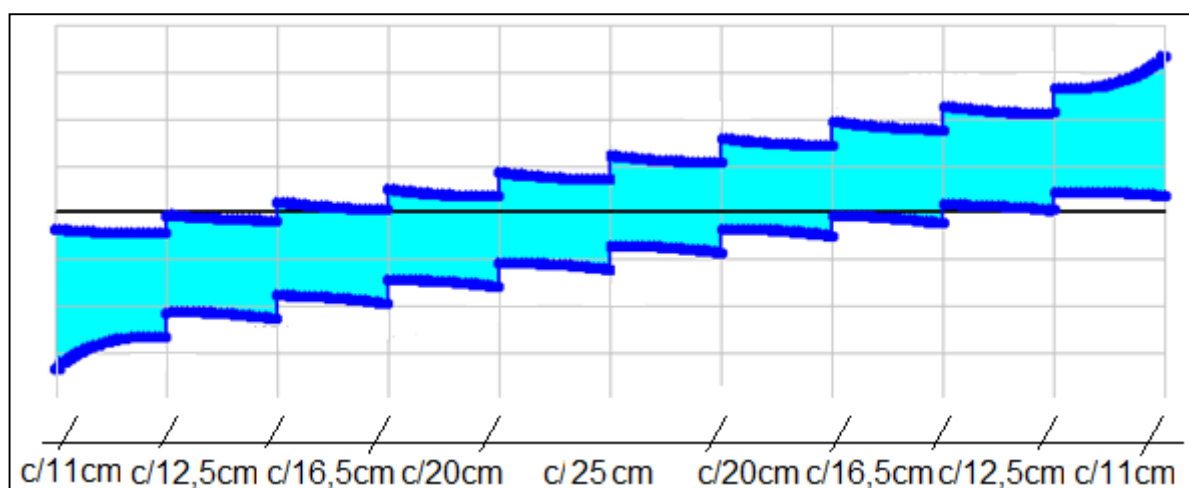


Figura 76 – Armadura transversal para resistir à situação definitiva (Método II)

Fonte: Os Autores (2014).

8.6 ARMADURA DE COSTURA

O processo é o mesmo realizado no Método I, no entanto nesse caso na situação mais desfavorável, tem-se $\phi 10,0\text{mm}$ c/ 25cm. Verificando a Expressão (40), obtém-se:

$$1329,64\text{kN/cm}^2 \leq 2755,71\text{kN/cm}^2 \checkmark$$

Logo, alongando os estribos acima da viga ao longo de toda a peça garante-se o comportamento monolítico entre os elementos pré-fabricados e a camada de concreto moldado no local também no Método II.

8.7 COMPARATIVO ENTRE O MÉTODO I E MÉTODO II

A Tabela 6 apresenta um comparativo entre o Método I e Método II quanto às áreas de aço, barras e espaçamentos. A Figura 77 ilustra a seção transversal para os dois métodos.

Tabela 6 – Comparativo entre Métodos

	Método I	Método II
A_s (cm ²)	14,66	18,51
Barras necessárias	8 ϕ 16mm	8 ϕ 16mm + 2 ϕ 12,5mm
Espaçamento transversal das barras (cm)	7,5	6
A_{sw} (cm ² /m)	4,52	14,22
Estribos necessários nas extremidades	ϕ 6,3mm c/13cm	ϕ 10mm c/11cm

Fonte: Os Autores (2014).

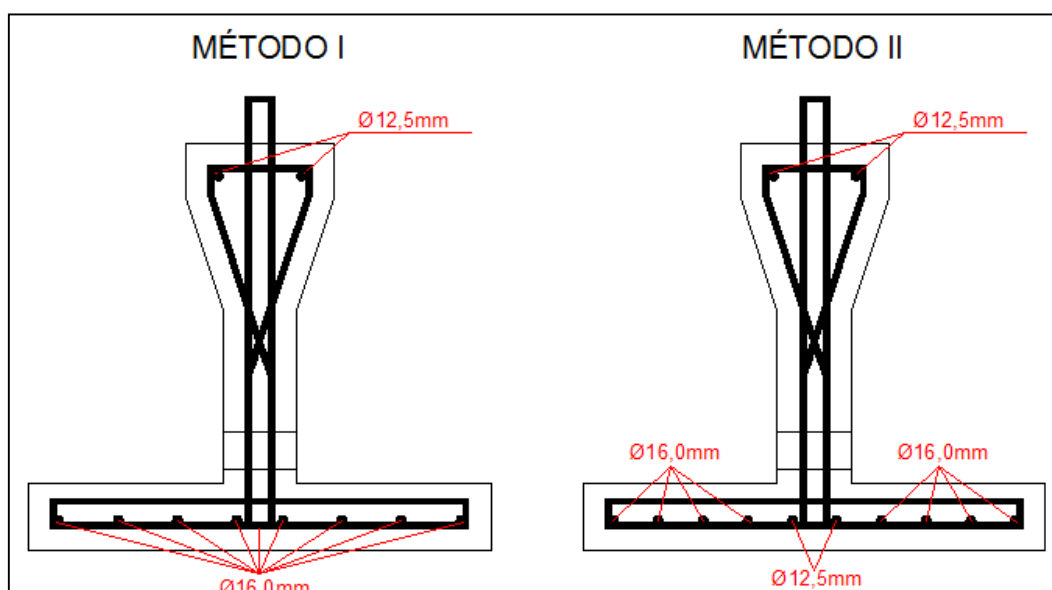


Figura 77 – Seção transversal da viga pelo Método I e Método II
Fonte: Os Autores (2014).

9 CONCLUSÕES E ANÁLISES DOS RESULTADOS

Devido ao grande emprego de pontes com vigas pré-fabricadas padrão DER fornecidas pelo governo estadual na região sudoeste do Paraná, este trabalho procurou analisar o dimensionamento das mesmas de modo a verificar a segurança das pontes e propor melhorias em alguns aspectos.

Os cálculos foram fundamentados nas normas nacionais, levando-se em conta as peculiaridades que se referem ao dimensionamento de elementos pré-fabricados.

Primeiramente foi realizado o dimensionamento referente às situações transitórias. Posteriormente realizou-se o dimensionamento referente à situação definitiva utilizando dois modelos de cálculo, um deles simplificado considerando a distribuição igualitária de esforços em todas as vigas e outro mais elaborado, com a utilização de um software específico para pontes para realizar a modelagem da estrutura, que considera as solicitações em cada elemento separadamente.

Se comparados os dois modelos, o Método II apresentou maiores solicitações de momento fletor e esforço cortante nas vigas em relação ao Método I. Esses valores foram significativamente maiores nas vigas das extremidades, isso se justifica porque as mesmas estão interligadas nas outras vigas em apenas um dos lados, portanto nessa situação existe menos distribuição dos esforços e, além disso, o software considera que o veículo pode atingir todas as posições sobre o tabuleiro, inclusive nas extremidades laterais.

Como o Método II descreve melhor o comportamento real da estrutura, e nesse caso foram obtidas maiores taxas de armadura, esse método foi o utilizado para o detalhamento das vigas.

Em relação às situações transitórias, todas as solicitações foram insignificantes se comparadas com as solicitações referentes à situação definitiva. No entanto, durante o içamento das vigas nas fases preliminares ocorre o surgimento de momentos negativos, o que não acontece na situação definitiva, de modo que a viga deve ser armada na parte superior com a armadura mínima para que resista a esses esforços.

Comparando o projeto original das vigas padrão DER para o vão de 10m, apresentado na Figura 78, com o dimensionamento realizado, levando-se em conta

às situações transitórias e a situação definitiva no Método II, exposto na Figura 79, observa-se similaridade nos resultados obtidos com relação às áreas de aço necessárias.

Com relação à armadura longitudinal, no meio do vão, onde ocorre a maior sollicitação de momento fletor, a área de aço obtida foi a mesma. Nas demais seções, os resultados obtidos também foram semelhantes.

Uma divergência entre os dois projetos foi observada na ancoragem da armadura longitudinal nos apoios. No dimensionamento realizado, considerou-se a ancoragem das barras sem a utilização de ganchos, já que a mesa da viga não apresenta altura suficiente para a realização dos mesmos. No projeto original foram adotados ganchos de ancoragem com altura maior que a mesa da viga, de modo que as barras ficariam parcialmente expostas caso fossem seguidas as recomendações do projeto, resultando numa área de aço menor chegando ao apoio se comparada com o dimensionamento realizado nesse trabalho.

No que diz respeito à armadura transversal, os resultados de armadura necessária encontrados foram ligeiramente superiores ao valor do projeto original. No entanto, optou-se pela utilização dos estribos da alma e da mesa da viga com o mesmo diâmetro, sem considerar o acréscimo de resistência que ocorre na mesa, devido à maior largura da seção. Isso justifica o maior valor obtido no peso total das armaduras no dimensionamento realizado se comparado com o projeto original, no qual optou-se pela diminuição do diâmetro dos estribos da mesa.

Com relação ao cobrimento da armadura na mesa das vigas, mesmo estando de acordo com as normas no projeto do DER, verificou-se que na prática estão ocorrendo casos de armadura exposta, que provavelmente são causados por danos durante o transporte e montagem da estrutura. A utilização de um cobrimento maior proporcionaria melhores resultados com relação a isso, conforme foi proposto no trabalho.

Outro fator que merece ser comentado é a largura das pontes. Todas as pontes visitadas eram formadas por oito vigas e apresentavam largura igual a 5,00m, com a presença do guarda-rodas, a largura da via reduzia-se ainda mais. Com os dados levantados a respeito das dimensões de máquinas agrícolas de grande porte, observou-se que as pontes construídas não possuem largura suficiente para permitir a passagem desses veículos, que são comuns na região sudoeste paranaense. Sendo assim, no estudo de caso é proposta a utilização de

dez vigas, duas a mais do que nas pontes visitadas, garantindo a passagem dos veículos citados.

A respeito da ligação transversal na mesa inferior das vigas, feita no local por feixes de barras e camada de concreto convencional, constatou-se que é de extrema importância que a mesma seja bem executada, para que seja garantida a distribuição dos esforços entre as vigas. As vigas são dimensionadas para resistirem às solicitações de forma solidária, considerando que as mesmas estão interligadas na mesa inferior. Portanto, se essa ligação for mal realizada os esforços não irão se distribuir da maneira projetada e uma viga sozinha não é capaz de suportar o carregamento, gerando graves problemas estruturais.

Pode-se concluir que os objetivos do presente trabalho foram atingidos, já que foi possível avaliar os projetos originais e averiguar as pontes existentes no modelo analisado. Foram levantadas as cargas de veículos que trafegam na região e concluiu-se que os esforços provenientes do carregamento prescrito pela NBR 7188/2013 causam maiores solicitações nas estruturas. Foi realizado o dimensionamento das vigas pré-fabricadas similares às empregadas na região de modo que pode se concluir que as vigas no modelo DER estão bem dimensionadas, no entanto alguns aspectos devem ser aprimorados conforme apresentado no presente trabalho.

VIGA " TB 10,50m " (VÃO LIVRE MÁXIMO = 10,00m)

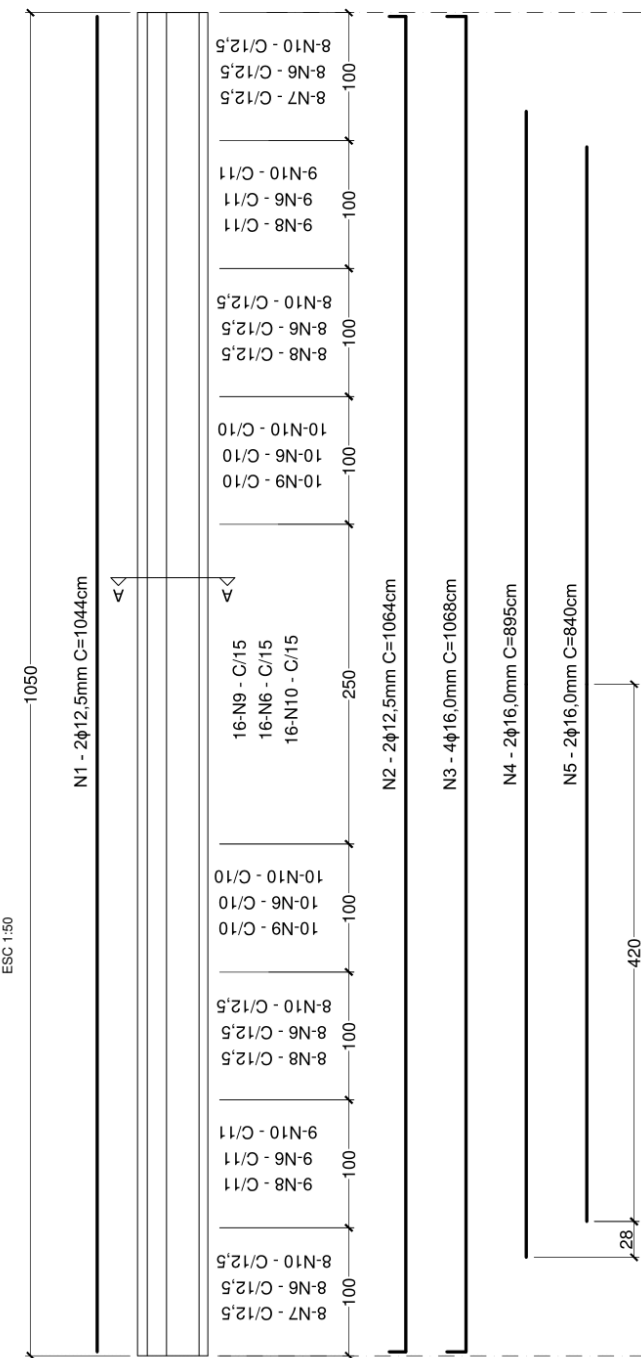


TABELA DE ARMADURAS

Nº	Ø (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
			UNIT. (cm)	TOTAL (m)
1	12,5	2	1044	20,88
2	12,5	2	1064	21,28
3	16,0	4	1068	42,72
4	16,0	2	895	17,90
5	16,0	2	840	16,80
6	5,0	86	79	67,94
7	10,0	16	140	22,40
8	8,0	34	140	47,60
9	6,3	96	140	50,40
10	6,3	86	124	106,64

RESUMO AÇOS CA-50

Ø (mm)	COMP. (m)	PESO (kg/m)	PESO PARCIAL (kg)
6,3	157,04	0,25	40
8,0	47,60	0,40	19
10,0	22,40	0,82	14
12,5	42,16	1,00	43
16,0	77,42	1,58	123
PESO TOTAL			239

RESUMO AÇOS CA-60

Ø (mm)	COMP. (m)	PESO (kg/m)	PESO PARCIAL (kg)
5,0	67,64	0,15	10
PESO TOTAL			10

CONCRETO fck = 25MPa
COTAS EM CENTÍMETROS

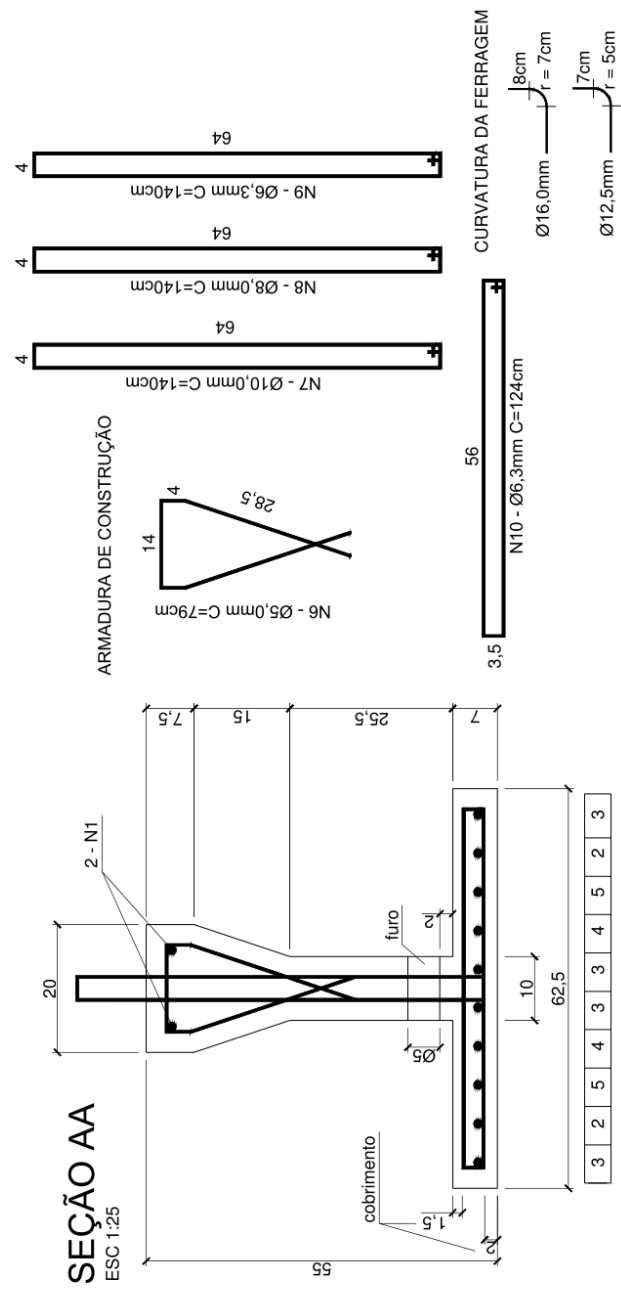
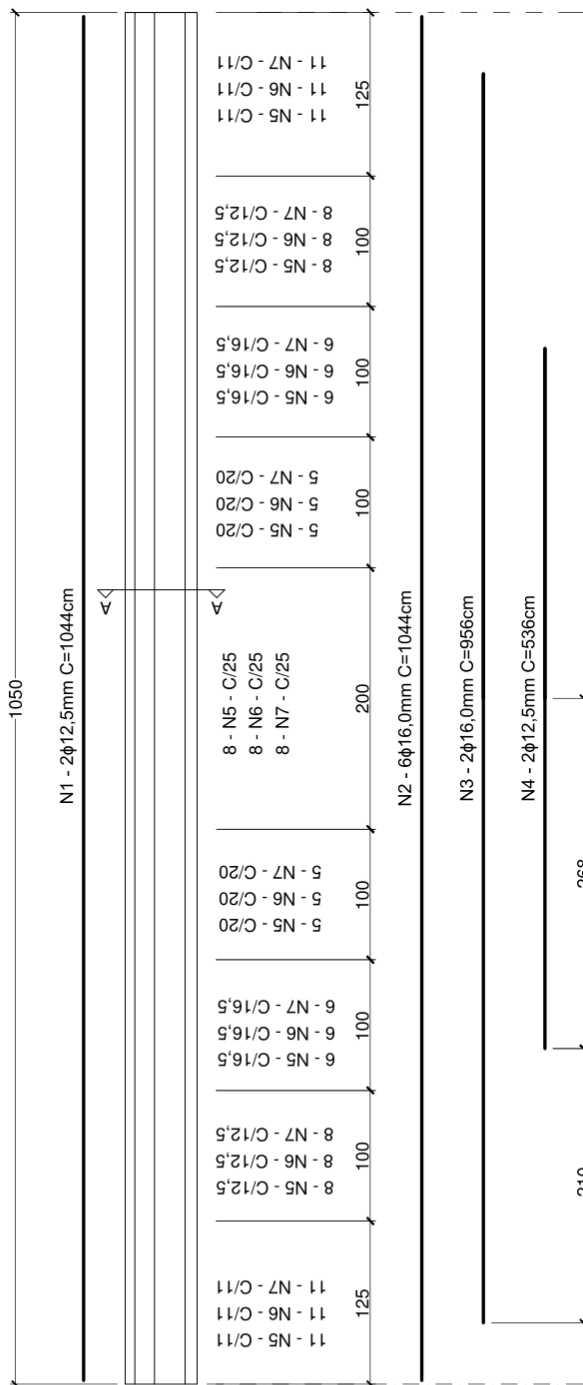


Figura 78 – Detalhamento Viga DER
Fonte: Adaptado de DER.

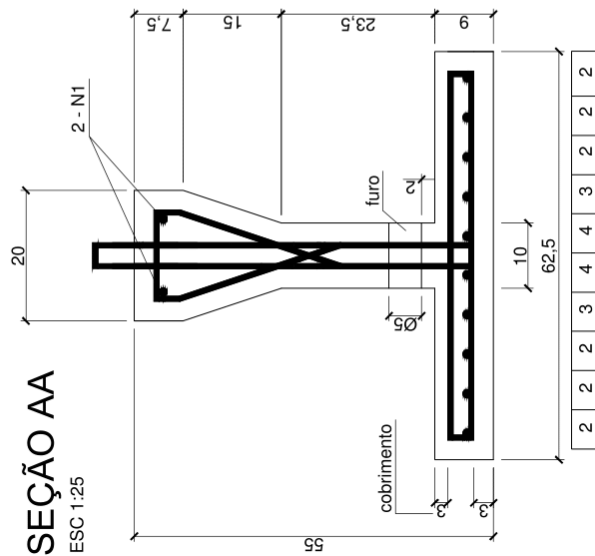
VIGA 10,50m (VÃO LIVRE MÁXIMO = 10,00m)

ESC 1:50

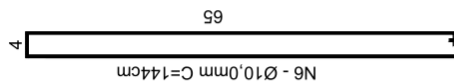
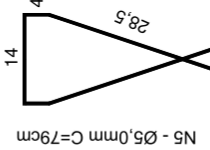


SEÇÃO AA

ESC 1:25



ARMADURA DE CONSTRUÇÃO



Nº	Ø (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
			UNIT (cm)	TOTAL (m)
1	12.5	2	1044	20,88
2	16.0	6	1044	62,64
3	16.0	2	956	19,12
4	12.5	2	536	10,72
5	5.0	68	79	53,72
6	10.0	68	144	97,92
7	10.0	68	124	84,32

RESUMO AÇOS CA-50			
Ø (mm)	COMP. (m)	PESO (kg/m)	PESO PARCIAL (kg)
10.0	182,24	0,62	113
12.5	31,60	1,00	32
16.0	81,76	1,58	129
PESO TOTAL (kg)			274
RESUMO AÇOS CA-60			
Ø (mm)	COMP. (m)	PESO (kg/m)	PESO PARCIAL (kg)
5.0	53,72	0,15	8
PESO TOTAL (kg)			8

CONCRETO f_{ck} = 25MPa
COTAS EM CENTÍMETROS

Figura 79 – Detalhamento Viga Proposta
Fonte: Os Autores (2014).

REFERÊNCIAS

ABNT. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro: [s.n.], 2003.

ABNT. **NBR 9062**: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado. Rio de Janeiro: [s.n.], 2006.

ABNT. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro: [s.n.], 2013.

ABNT. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: [s.n.], 2014.

ACKER, A. V. **Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto**. Lausanne: FIB, 2002.

AEN. **AGÊNCIA DE NOTÍCIAS DO PARANÁ**, 2014. Disponível em: <<http://www.aen.pr.gov.br/modules/noticias/article.php?storyid=79603&tit=Governo-do-Parana-entrega-vigas-para-construcao-de-pontes-em-Ouro-Verde-do-Oeste>>. Acesso em: 27 Abril 2014.

ARAÚJO, É. D. R.; PINHO, M. F.; REGIS, P. D. A. Tabuleiros de pontes em vigas pré-moldadas protendidas com continuidade. **51º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - IBRACON**, São Paulo, Outubro 2009.

BENNETT, D. The history and aesthetic development of bridges. In: **ICE Manual of Bridge Engineering**. 2ª. ed. Londres: Thomas Telford Ltd., 2008. Cap. 1, p. 1-15.

BOTELHO, M. H. C.; MARCHETTI, O. **Concreto Armado Eu Te amo**. 3ª. ed. São Paulo: Edgard Blücher, v. 1, 2004.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. D. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 3. ed. São Carlos: EduFSCar, 2007.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. 1ª. ed. São Paulo: EESC-USP, 2000.

EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. **Introdução às Pontes de Concreto Armado**. São Carlos. 2009.

ELLIOT, K. S. **Precast Concrete Structures**. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2002.

FREITAS, M. **Pontes: Introdução Geral - Definições**. São Paulo: [s.n.], 1978

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto - Fundamentos do Projeto Estrutural**. São Paulo: McGRAW-HILL do Brasil, v. 1, 1976.

GLAUCO, B. **Pontes**. 3. ed. São Paulo: Grêmio Politécnico, 1980.

HILLCO TECHNOLOGIES, 2014. Disponível em:
<<http://www.hillcotechnologies.com/hillside-specifications.html>>. Acesso em: 22 Setembro 2014.

IBGE, 2010. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/estadosat/perfil.php?sigla=pr>>. Acesso em: 31 Outubro 2014.

IPARDES. Instituto Paranaense de Desenvolvimento Econômico e Social, 2010. Disponível em:
<http://www.ipardes.gov.br/perfil_municipal/MontaPerfil.php?codlocal=707&btOk=ok>. Acesso em: 31 Outubro 2014.

LEONHARDT, F. **Construções de Concreto: Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, v. 6, 1979.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto: Princípios Básicos do dimensionamento de estruturas de Concreto Armado**. Rio de Janeiro: Interciência, v. 1, 1977.

MACGREGOR, J. G.; WIGHT, J. K. **Reinforced Concrete**. 5ª. ed. New Jersey: Pearson Education, 2009.

MARCHETTI, O. **Pontes de Concreto Armado**. São Paulo: Bluncher, 2008.

MILANI, C. J. **Subsídios para o diagnóstico das pontes do sistema viário do município de Pato Branco - Paraná**. Passo Fundo: Dissertação (Mestrado), 2010.

NAKAMURA, J. Pré-fabricados de concreto já são largamente empregados em projetos com alto grau de repetição e amplos vãos livres. Mas uso em edifícios altos, especialmente residenciais, ainda é restrito. **Construção Mercado**, São Paulo, n. 149, Dezembro 2013.

PFEIL, W. **Pontes em Concreto Armado**. Rio de Janeiro: LTC, 1979.

PFEIL, W. **Pontes - Curso Básico: Projeto, Construção e Manutenção**. Rio de Janeiro: Campus, 1983.

PINHO, F. O. **Pontes e viadutos em vigas mistas**. Rio de Janeiro: IBS, 2007.

SALVADORI, M. **Por que os edifícios ficam em pé**. 1ª. ed. São Paulo: Martins Fontes, 2006.

SESC, 2010. Disponível em:
<<http://www2.sescpr.com.br/inventario/regioes.php?cod=7>>. Acesso em: 31 Outubro 2014.