

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

AMANDA ALBRING

**DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS DE UMA PONTE DE CONCRETO
ARMADO: ESTUDO DE CASO**

Joinville

2019

AMANDA ALBRING

DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS DE UMA PONTE DE CONCRETO
ARMADO: ESTUDO DE CASO

Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel no Curso de Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientadora: Me. Valéria Bennack

Coorientadora: Dra. Paula Manica Lazzari

Joinville

2019

AMANDA ALBRING

DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS DE UMA PONTE DE CONCRETO
ARMADO: ESTUDO DE CASO

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Banca Examinadora:

Me. Valéria Bennack
Orientadora
Presidente

Dr. Daniel Hastenpflug
Membro
Universidade Federal de Santa Catarina

Me. Juliana Cristina Frankowiak
Membro
Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico este trabalho aos meus pais, Rosmeri e Valdair.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Professora Valéria Bennack, orientadora deste trabalho, pela disponibilidade, confiança e oportunidade; e por seus conhecimentos e experiências transmitidos, que foram essenciais na elaboração deste estudo.

Agradeço a Professora Paula Manica Lazzari, coorientadora deste trabalho, pela confiança e oportunidade; e por seus conhecimentos compartilhados em sala de aula, que foram fundamentais na elaboração deste estudo.

Agradeço a todos os professores que compartilharam seus conhecimentos, experiências e ensinamentos em sala de aula e fora dela, adicionando aos conteúdos lições mais do que valiosas para a conclusão do curso, carreira e vida.

Agradeço a Secretaria de Planejamento Urbano e Desenvolvimento Sustentável pela experiência de estagiar durante 2 anos na instituição, pelas experiências vivenciadas e os conhecimentos repassados, mas também pelo projeto da ponte sobre o rio Iririú-Mirim, usado neste trabalho.

Agradeço as minhas amigas Ana Paula, Ghislaine e Talyta, que estão marcadas em mim, por termos nos encontrado e compartilhado experiências durante estes anos, mas principalmente por continuar compartilhando nossas vidas indefinidamente. Agradeço ao Mateus pela amizade, inúmeros cafés e assuntos geeks partilhados, até hoje e daqui para frente; a Marina, que é família, já que os anos não valem mais a pena serem contados, é uma vida toda. Agradeço aos meus amigos, aqueles desde a primeira semana e aqueles encontrados ao longo do caminho pela cooperação, paciência e incentivo ao longo destes anos.

Agradeço a minha família pelo incentivo, força e carinho de sempre. Agradeço aos meus dindos pelo carinho e amor, mas principalmente pelos exemplos de tipo de pessoa que busco ser a cada dia. Agradeço a minha avó Genilda pelo incentivo ao conhecimento e pelo amor e cuidado de sempre.

Mas principalmente, agradeço aos meus pais, Rosmeri e Valdair que ao longo desta jornada foram pacientes e incentivadores. Que sempre deram exemplos e lições que fazem quem eu sou e que norteiam a maneira como levo a vida. Eu não cheguei até aqui sozinha, vocês chegaram comigo. A conquista é nossa.

“bloom beautifully
dangerously
loudly
bloom softly
however you need
just bloom”

(KAUR, 2005)

RESUMO

A atual ocupação e distribuição do solo das cidades obriga que diversas opções de melhoria sejam realizadas pela construção de pontes e viadutos, de maior ou menor escala de tamanho. Para devido dimensionamento destas estruturas, estudos e projetos específicos são necessários, bem como análise e pesquisa. Ou seja, ainda que seja uma fração de um projeto muito maior, cada elemento deve ser determinado e executado com o maior cuidado, precisão e segurança possível, buscando a excelência em cada obra. Assim, os dimensionamentos dos seus elementos, de maneira isolada e conjunta, são feitos a partir de um método base, que busca de maneira mais eficiente englobar as especificidades que podem apresentar a cada projeto. É uma maneira de buscar esta eficiência e segurança, é através de paralelos entre o que a teoria apresenta e o que é empregado na prática, na sua execução, visando a melhoria de cada um dos elementos que compõe a estrutura de uma ponte. Estrutura de pontes é dividida em infraestrutura (fundações e blocos de fundações); mesoestrutura (pilares que ligam a infraestrutura a superestrutura); e o conjunto de longarinas, transversinas e o tabuleiro, que configuram a superestrutura. Este trabalho é um estudo de caso de uma ponte em concreto armado situada no município de Joinville, estado de Santa Catarina. Um projeto da Prefeitura Municipal de Joinville, por meio da Secretaria de Planejamento Urbano e Desenvolvimento Sustentável – SEPUD. Fazendo uso do método das longarinas independentes, os esforços de cisalhamento e de flexão foram determinados, e a seção da longarina de projeto original foi checada quanto a sua resistência à esforços de cisalhamento e flexão determinados, em seguida uma seção que resistisse a estes esforços foi dimensionada.

Palavras-chave: Ponte. Concreto armado. Longarina. Método das longarinas independentes.

ABSTRACT

The current constitution and distribution of the ground in the city constrain that many options of improvement are bridges and viaducts, in smaller and bigger sizes. For the accurate sizing of these structures, studies and particular projects need to be done; as well as analysis and research. That is, even if it is one fraction of a much larger project, every element must be defined and executed with much care, precision and reliability as possible, seeking out excellence in each work. Thus, the sizing of the elements separate and as ensemble are shaped from a standard method, that seek the most efficient way of encompass the needs that each and every project may present. A way of pursue that efficiency and reliability, is through comparison between what the theory introduce and what it is applied in the execution in real life, aiming the improvement of the elements that constitute the structure of a bridge. Structure, that it is divided in infrastructure (the foundations e their blocks); she sub structure (the piers that link the infrastructure to the superstructure); and the set of beams and deck that constitute the superstructure. This essay is a case study of a bridge in reinforced concrete, placed on the city of Joinville, in the state of Santa Catarina. A project of the Prefeitura Municipal de Joinville, through the Secretaria de Planejamento Urbano e Desenvolvimento Sustentável – SEPUD. Making use of the method of the independent beams, bending and shear stress were determined, and the section of beam of the original project was checked for its resistance to bending and shear stress, next a section that will resist to these stresses was dimensioned.

Keywords: Bridges. Reinforced concrete. Beam. Independent beams method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Localização da ponte estudada	14
Figura 2 – Vigas em concreto: a) viga de concreto simples e b) viga em concreto armado	14
Figura 3 - Tipos de armaduras	15
Figura 4 - Constituição estrutural de uma ponte.....	17
Figura 5 - Fundações rasas	18
Figura 7 - Superestrutura da ponte Clearwater Memorial Causeway, Flórida	20
Figura 8 - Vista transversal de uma ponte com longarinas múltiplas.....	22
Figura 9 - Fluxograma do trabalho	25
Figura 12 - Vista transversal da ponte	26
Figura 13 - Vista longitudinal da ponte	26
Figura 14 - Seção transversal da longarina.....	28
Figura 15 - Dimensões do guarda-rodas.....	29
Figura 16 - Dimensões do guarda-corpo	30
Figura 17 - Cargas permanentes na longarina	32
Figura 18 - Esforços cortantes das cargas permanentes na longarina	32
Figura 19 - Momentos fletores das cargas permanentes na longarina.....	33
Figura 20 - Cargas permanentes na transversina	33
Figura 21 - Esforços cortantes das cargas permanentes na transversina	34
Figura 22 - Momentos fletores das cargas permanentes na transversina	34
Figura 23 - Vistas transversal e longitudinal do TB-450	35
Figura 24 - Vista transversal para cálculo dos esforços no pilar 1	38
Figura 25 - Vista transversal para cálculo dos esforços no pilar 8.....	39
Figura 26 - P1, P2 e Pt nas longarinas	39
Figura 29 - Envoltória de momentos na longarina	40
Figura 30 - Envoltória de cortantes na longarina	41
Figura 31 - Dimensões da longarina de projeto.....	46
Figura 32 - Seção retangular.....	48
Figura 33 - Seção retangular para flexão.....	51
Figura 34 – Disposição das barras de armaduras na longarina do projeto original.....	53
Figura 35 - Seção final da longarina.....	54
Figura 36 - Croqui transversal das barras de aço	55
Figura 37 - Croqui longitudinal das barras de aço	56

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Informações iniciais do projeto	27
Tabela 2 - Momentos fletores totais	41
Tabela 3 - Esforços cortantes totais	42
Tabela 6 - Informações iniciais para cisalhamento, conforme projeto	47
Tabela 7 - Verificação da biela, para seção de projeto	47
Tabela 8 - Informações iniciais para cisalhamento, seção retangular	48
Tabela 9 - Verificação da biela da seção retangular	49
Tabela 10 - Armadura mínima para cisalhamento.....	49
Tabela 11 - Cortante absorvido pela armadura mínima	49
Tabela 12 - Armadura para o cisalhamento na seção retangular	50
Tabela 13 - Espaçamento máximo entre estribos	50
Tabela 14 - Espaçamento mínimo entre estribos.....	50
Tabela 15 - Informações iniciais para flexão.....	51
Tabela 16 - Valores limites para ELU	52
Tabela 17 - Valor de Y da seção retangular	52
Tabela 18 - Armaduras para flexão de seção retangular	52
Tabela 19 - Armaduras da seção transversal original.....	53
Tabela 20 - Armaduras calculadas para a seção retangular final	55

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

CIA – Coeficiente de Impacto Adicional

CIV – Coeficiente de Impacto Vertical

CNF – Coeficiente do Número de Faixas

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

ELU – Estado limite último

NBR - Normas brasileiras

SEPUD - Secretaria de Planejamento Urbano e Desenvolvimento Sustentável

LISTA DE SÍMBOLOS

α – Coeficiente dos efeitos das cargas de longa duração na resistência à compressão do concreto

A_s – Área longitudinal área tracionada

$A_{s'}$ – Área longitudinal área comprimida

b_w – Menor espessura ao longo da seção

γ – Peso próprio

d – Altura útil da seção

f_{cd} – Resistência de projeto do concreto à compressão

f_{ck} – Resistência característica do concreto à compressão

f_{yd} – Resistência de projeto do aço à tração

f_{yk} – Resistência característica do aço à tração

φ – Coeficiente de ponderação das cargas verticais

λ – Coeficiente para linha neutra da seção

$\rho_{sw,min}$ – Taxa mínima de concreto na seção

p – Carga distribuída de multidão

p' – Carga distribuída nos passeios

ϕ – Diâmetro

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 OBJETIVOS GERAIS	14
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	14
1.3 DELIMITAÇÕES.....	14
1.4 DELINEAMENTO DE PESQUISA	15
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	13
2.1 ESTRUTURAS EM CONCRETO	13
2.2 PONTES	17
2.2.1 INFRAESTRUTURA	18
2.2.2 MESOESTRUTURA.....	19
2.2.3 SUPERESTRUTURA	19
2.2.4 CLASSIFICAÇÃO	20
2.3 PONTES EM CONCRETO ARMADO.....	21
2.4 PONTES EM LONGARINAS MÚLTIPLAS.....	22
2.5 AÇÕES ATUANTES	23
2.6 MÉTODOS DE CÁLCULOS	23
3 METODOLOGIA.....	25
3.1 INFORMAÇÕES DO PROJETO.....	26
3.2 CARGAS PERMANENTES	27
3.2.1 LONGARINA	27
3.2.2 GUARDA-RODAS	28
3.2.3 GUARDA-CORPO	29
3.2.4 LAJE.....	30
3.2.5 REVESTIMENTO	30
3.2.6 TRANVERSINAS.....	31
3.2.7 PESO PRÓPRIO TOTAL	31
3.2.8 ESFORÇOS CORTANTES E MOMENTOS FLETORES	32
3.2.8.1 LONGARINAS	32
3.2.8.2 TRANSVERSINAS	33
3.3 CARGAS MÓVEIS.....	34
3.3.1 COEFICIENTE DE IMPACTO VERTICAL - CIV	35
3.3.2 COEFICIENTE DE NÚMERO DE FAIXAS - CNF.....	36

3.3.3 COEFICIENTE DE IMPACTO ADICIONAL - CIA.....	36
3.3.4 COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS.....	37
3.3.5 CARREGAMENTOS.....	37
3.4 SOLICITAÇÕES DAS CARGAS MÓVEIS	39
3.4.1 MOMENTOS FLETORES	40
3.4.2 ESFORÇOS CORTANTES	41
3.5 CISALHAMENTO.....	42
3.5.1 VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO DA BIELA	42
3.5.2 ARMADURA TRANSVERSAL	43
3.6 FLEXÃO	44
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	46
4.1 CISALHAMENTO.....	46
4.2 FLEXÃO	50
4.3 ARMADURAS.....	52
5 ANÁLISES FINAIS.....	57
REFERÊNCIAS	58
APÊNDICE A – PROJETO ORIGINAL.....	61

1 INTRODUÇÃO

Pontes são projetos de obras de arte especiais que são únicos e específicos para o caso analisado, que tem como objetivo transposição de obstáculos, visando a continuidade de uma via, por rios, mares ou vales (PFEIL,1983). Por toda a história da humanidade, diversas civilizações e povos usaram, de maneira consciente ou não, pontes como forma de desenvolvimento (LEONHARDT; MONNIG, 1978). Seja este desenvolvimento econômico e comercial, ou nas relações sociais e culturais. De modo que conhecimento teórico e prático para elaboração de um projeto de uma ponte é fundamental e para o entendimento e contínuo avanço deste desenvolvimento (LAZZARI, 2008).

As primeiras pontes foram construções em pedra e em arcos feitas pelos romanos, visando o avanço do seu império, e muitas delas ainda se encontram estáveis até hoje. O próximo avanço dos romanos foram as pontes em madeira, usadas em larga escala até a renascença. Com o avanço da industrialização no século IX as pontes passaram a ser construídas em ferro fundido, o qual foi usado, no que se acredita ter sido a primeira ponte no Brasil, sobre o rio Paraíba do Sul, na região sudeste. Com a da contínua evolução utilização do aço na indústria houve o seu emprego na construção de estruturas treliçadas, e em seguida em pontes em viga caixão, estaiadas e de estruturas mistas (PINHO; BELLEI, 2007).

Já na segunda metade do século XX o concreto armado foi introduzido na construção de pontes. Primeiro nos arcos e depois em lajes, longarinas e tabuleiros; e por fim nas vigas. Por fim, em vãos maiores, começou-se a usar o concreto protendido. (PFEIL, 1983).

Obras de artes especiais como pontes são únicas e complexas. Não apenas é necessário saber o local no qual será construída e as cargas as quais está sujeita, mas também há a necessidade do entendimento da teoria, conhecimento de normas, bom senso, ética profissional e pessoal.

Assim, a metodologia empregada será um estudo de caso que é “[...]caracterizado pelo estudo profundo e exaustivo de um ou de poucos objetos, de maneira a permitir o seu conhecimento amplo e detalhado, tarefa praticamente impossível mediante os outros tipos de delineamentos considerados.” (GIL, 2008, p. 58).

De maneira que se busca aplicar em uma escala maior, a partir do caso específico estudado. Dentro deste contexto, a ponte em estudo foi executada em concreto armado e com 18 m de vão, sobre o rio Iririú-Mirim, na cidade de Joinville, no estado de Santa Catarina. A

região na qual ela está inserida é de alta concentração populacional e com alta movimentação de veículos em deslocamentos em ambos os sentidos, bairro-centro e centro-bairro.

Figura 1 - Localização da ponte estudada



Fonte: Adaptado de SEPUD (2015)

1.1 OBJETIVOS GERAIS

Dimensionar as longarinas de um projeto de uma ponte em concreto armado, pelo método teórico das longarinas independentes da NBR7188/2003 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Análise da concepção estrutural das longarinas da ponte projetada, pelo método das longarinas independentes;
- Paralelo entre os resultados obtidos pelo método das longarinas independentes, com os valores aplicados no projeto original executado.

1.3 DELIMITAÇÕES

Este trabalho delimita-se ao estudo de caso das longarinas de uma ponte em concreto armado localizado sobre o rio Iririú – Mirim, na cidade de Joinville, no estado de Santa Catarina.

1.4 DELINEAMENTO DE PESQUISA

O trabalho iniciou pela pesquisa bibliográfica, com o objetivo de obter-se os conhecimentos teóricos necessários para o entendimento, o desenvolvimento e a total compreensão do estudo, análise e concepção da ponte apresentada. De maneira que, não apenas esta etapa foi necessária como ponto inicial, mas também se mostrou relevante a cada nova etapa do trabalho.

Partindo da teoria, foi necessário a análise da concepção estrutural inicial, que neste caso partiu de um projeto de ponte da Prefeitura de Joinville, por meio da Secretaria de Planejamento Urbano e Desenvolvimento Sustentável – SEPUD. Com o auxílio das vistas e cortes do projeto, partiu-se para a determinação dos carregamentos da estrutura, em cargas permanentes, variáveis e excepcionais; seguido dos cálculos dos esforços nas longarinas e transversinas da ponte; para somente então ser feita a realização do dimensionamento das longarinas.

Com o projeto final em mãos, seus cortes, vistas e detalhamento, foi possível determinar suas medidas, como vão, larguras de passeio e pistas de rolamento, espessuras e comprimento de estruturas. Para a determinação das áreas, visualização de dimensões, configuração e confecção dos perfis, foi usado o software AutoCAD 2018. Já para a determinação dos esforços nas estruturas, o auxílio veio do software FTool.

Os resultados das armaduras encontradas a partir do método teórico das longarinas independentes, foram comparados com aquelas apresentadas no projeto e suas diferenças e semelhanças discutidas.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

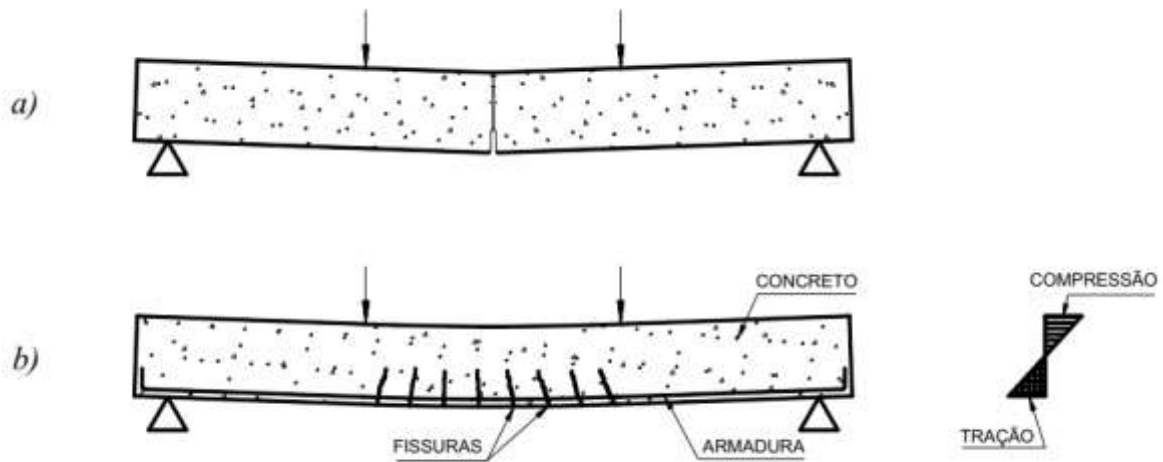
2.1 ESTRUTURAS EM CONCRETO

Ao longo da história humana, os materiais usados nas construções foram mudando, evoluindo e se adaptando, seguindo o padrão de todas as invenções e descobertas feitas pelo homem. Iniciando com construções em pedra natural e madeira e depois ferro e aço (LAZZARI, 2008). Essas mudanças, variações e evoluções buscavam o aprimoramento das resistências e durabilidades apresentadas pelos materiais. Contudo, a pedra natural tem boa resistência a compressão e resistência satisfatória, mas baixa resistência a tração; já a madeira, tem resistências razoáveis, porém durabilidade limitada; e o aço e ferro tem ótimas resistências, mas são sujeitos à ação da corrosão (BASTOS, 2006).

O concreto é “[...] constituído por cimento, água, agregado miúdo (areia) e agregado graúdo (pedra ou brita) e ar. Pode também conter adições e aditivos químicos com a finalidade de melhorar ou modificar suas propriedades básicas.” (BASTOS, 2006, p.1).

O concreto simples é um material que se assemelha a pedra natural. Tem alta resistência à compressão, porém, com resistência à tração de apenas 10% de sua resistência à compressão. De maneira que a adição de uma estrutura ou material que aumentasse a sua resistência à tração seria benéfica (PFEIL, 1983). Bastos (2006) explica que por isso foi adicionado ao concreto simples, barras de aço, que formam uma armadura interna no elemento de concreto, e que desta forma combina a alta resistência a compressão do elemento, e a alta resistência a tração do aço. Porém, para a total eficiência desta união concreto-armadura, é necessária a presença da aderência entre os dois, que resulta em uma deformação igual em ambos, como resposta aos esforços aplicados na estrutura. Ou seja, o concreto simples e o concreto armado se comportam de maneira diferente frente aos esforços aplicados, e estes comportamentos esperados são ilustrados na Figura 2 (PFEIL, 1983).

Figura 2 – Vigas em concreto: a) viga de concreto simples e b) viga em concreto armado



Fonte: Pfeil (1983)

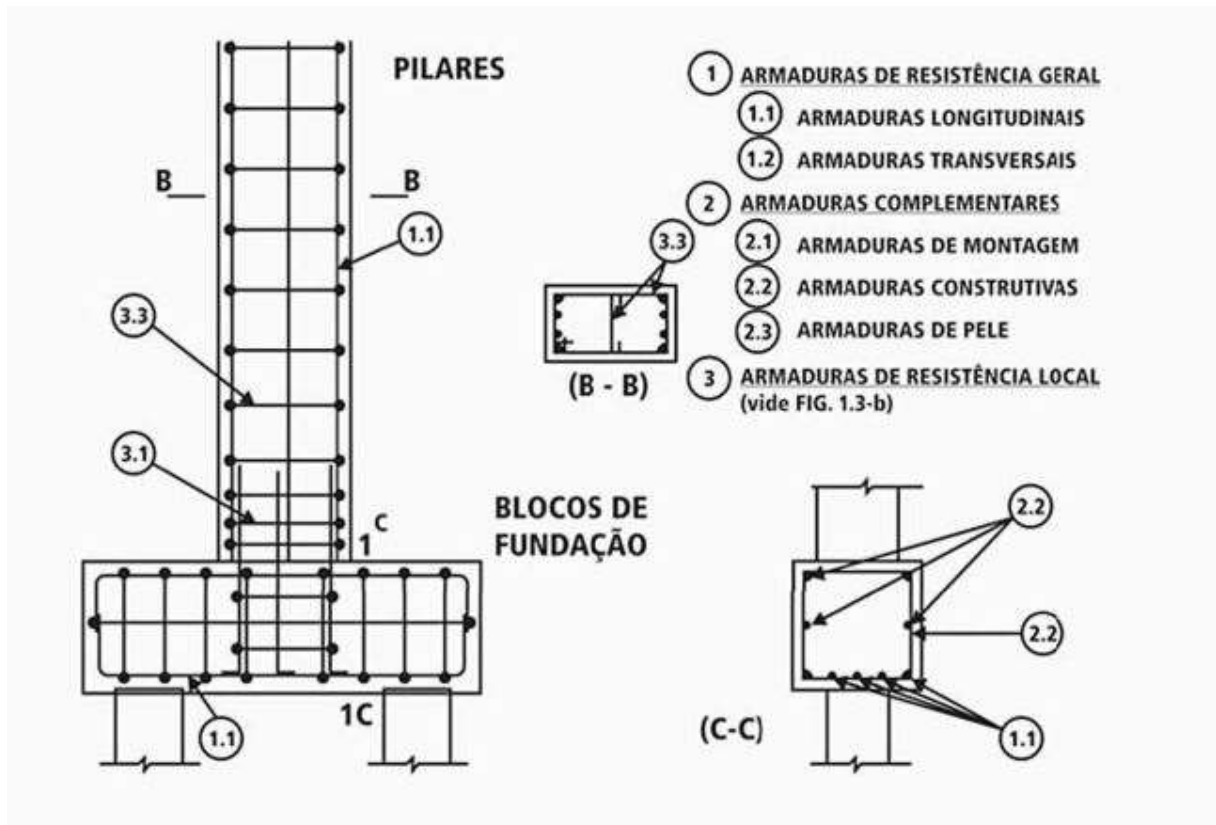
Estruturas deste tipo devem ser tratadas como um material composto, de maneira que o seu funcionamento seja perfeito. Assim, as regras, cálculos e dimensionamentos empregados devem ser para cada componente, de maneira a respeitar as suas características e necessidades específicas, visto que o concreto é frágil, pouco rígido e de baixa resistência; e o aço é dúctil, rígido e com grande resistência (FUSCO, 2008).

Fusco (2008) define as diferentes armaduras, apresentadas na Figura 3, como:

- As armaduras de resistência geral garantem a integridade da peça, permitindo o seu funcionamento conforme previsto no projeto e são obrigatórias. Elas podem ser colocadas longitudinalmente, para resistir as forças normais e os momentos fletores em lajes e vigas; e transversalmente, ou estribos, que resistem aos esforços cortantes e de torção aplicados nas estruturas; e quando necessário, pode-se fazer uso de armaduras complementares juntamente as longitudinais e estribos;
- As armaduras de montagem servem para facilitar a montagem da armadura da peça estrutural, bem como facilitam a ancoragem dos ganchos das armaduras de resistência geral;
- As armaduras construtivas absorvem esforços de tração que não são contabilizados nas simplificações do dimensionamento das peças estruturais. Estes esforços não comprometem a segurança da peça como um todo, mas caso não sejam absorvidos por estas armaduras, podem provocar efeitos não desejados no uso da peça;

- As armaduras de pele redistribuem as fissurações que podem ser advindas da colocação das armaduras longitudinais em certos locais da peça;
- As armaduras de resistência local absorvem os esforços de trações na peça e são de máxima importância para a segurança da peça de concreto armado.

Figura 3 - Tipos de armaduras



Fonte - Fusco (2008)

A principal maneira de categorizar as estruturas de concreto armado é relativa às suas formas geométricas e sua função estrutural, segundo a NBR 6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004).

Bastos (2006) define que baseado na altura, comprimento e espessura do elemento, ele pode ser:

- Linear, ou unidimensional;
- Bidimensional;
- Tridimensional.

A classificação por função estrutural se dá por:

- Laje;
- Vigas;
- Pilares;
- Bloco de fundação (BASTOS, 2006).

São estruturas onde espessura e altura são ambas, pelo menos três vezes menor do que o comprimento do elemento, seja, são estruturas esbeltas. As estruturas unidimensionais mais comuns são vigas e pilares suas configurações mais comuns são conforme a Figura 3 (PFEIL, 1983).

Segundo a NBR 6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto, as vigas são elementos onde a flexão é o esforço que mais solicita o elemento, ou seja, as ações que ela recebe são em sua maioria perpendicular ao seu eixo longitudinal. Já os pilares são colocados na vertical, com eixo reto, e que estão submetidos a forças normais de compressão, de maneira mais significativa (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Para Bastos (2006), as vigas podem ser classificadas como barras destinadas a receber as ações das lajes, de outras vigas, das paredes e em certos casos, de pilares. Contudo, para ele os pilares são os elementos de maior importância estrutural, não só eles transmitem as cargas que recebem de toda a estrutura para as fundações, como os pilares podem atuar como contraventamento e garantir a estabilidade global de edifícios (BASTOS, 2006).

Estruturas desta geometria tem a espessura de dimensão relativamente menor do que o comprimento e a altura. Sendo o exemplo mais comum deste tipo de estrutura, as lajes, que têm superfície plana e estão sujeitas a principalmente ações normais ao seu plano, conforme mostrado na Figura 4 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Segundo Bastos (2006), elas podem ser maciças de concreto, nervurada ou lisa.

As cargas recebidas e transmitidas pelas lajes podem ser, o seu peso próprio, o peso próprio do revestimento e as cargas das paredes, ou seja, elas recebem a maior parte das cargas aplicadas em uma construção e repassam elas para as vigas de apoio ou diretamente aos pilares, dependendo da necessidade e disponibilidade da estrutura (BASTOS, 2006).

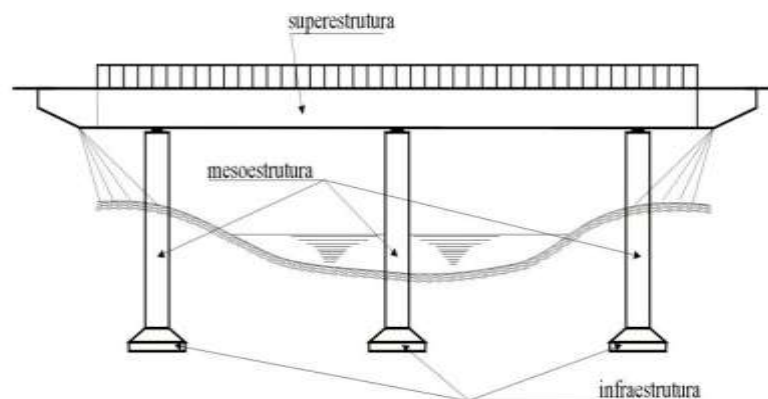
São estruturas onde espessura, altura e largura são equivalentes. Por exemplo os blocos de fundações como na Figura 5, que são elementos superficiais de concreto armado, que tem como função repassar os esforços vindos dos pilares para as estacas de fundações que estão abaixo dele e que em seguida, serão repassados para o solo, pela sua ponta em fundações rasas, e por sua ponta e sua área lateral em fundações profundas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

2.2 PONTES

Segundo Pfeil (1983), as pontes são projetos de obras de arte especiais como projetos únicos para cada caso analisado, com a finalidade de transposição de obstáculos, para a continuidade de uma via através de rios, mares ou vales auxiliando no desenvolvimento social e econômico da região em que se encontra. Quando o obstáculo transposto é seco, como uma via, por exemplo, a denominação empregada para a obra de arte é viaduto e quando o vão desta estrutura não ultrapassa 10 metros, a sua denominação é pontilhão (PFEIL,1983).

A constituição estrutural básica de uma ponte é formada por encontros, superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, como mostrado na Figura 6. Os encontros estão localizados nos extremos da estrutura, recebendo os empuxos de terra e evitando que estes sejam aplicados a ponte diretamente. A pista de rolamento, ou tabuleiro da ponte, está localizada na superestrutura, onde encontram-se as lajes, longarinas e transversinas da estrutura. Os pilares são a mesoestrutura, que transmite os esforços aplicados na superestrutura, para as fundações da estrutura, que são a infraestrutura da obra de arte especial (PFEIL,1983).

Figura 4 - Constituição estrutural de uma ponte



Fonte: Vitório (2002)

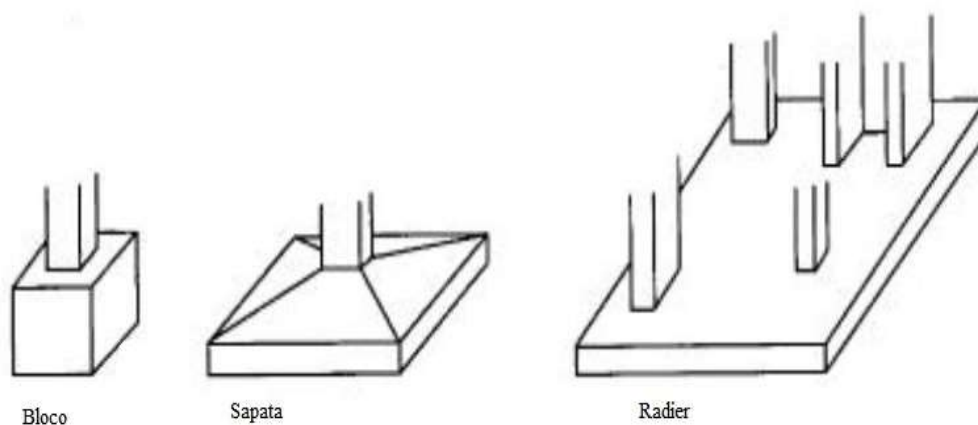
Partindo da própria definição do termo obra de arte especial, é comum que haja a necessidade de mais elementos estruturais para a transposição eficaz de um obstáculo. Como por exemplo, o emprego de viadutos de acesso quando a ponte será construída em um greide muito acima da rodovia original e estes viadutos trabalham como obras intermediárias ligando

a rodovia à nova estrutura; guarda-corpos para segurança dos pedestres; ou guarda-rodas para separar a pista de rolamento do passeio (PFEIL,1983).

2.2.1 INFRAESTRUTURA

Segundo Mendes (2017), a infraestrutura é constituída das fundações e seus blocos que podem ser profundas ou rasas. A NBR 6122/2014 – Projeto e execução de fundações, as fundações rasas podem ser de blocos, sapatas ou radiers. Os blocos têm alturas mais consideráveis, pois não usam armaduras na base para auxiliar na resistência aos esforços aplicados sobre ele e atuam apenas por compressão; as sapatas são mais esbeltas do que os blocos, pois têm além do concreto, armaduras para resistir a flexão imposta sobre ela; e os radiers, são a associação de vários pilares transferindo seus esforços para uma sapata única. Como mostrado na Figura 5 abaixo.

Figura 5 - Fundações rasas



Fonte: Adaptado de Escola de Engenharia (218)

Já as estacas profundas são usadas quando os esforços repassados são elevados ou o solo no qual vão ser apoiadas tem uma resistência menor do que a necessária em baixas profundidades (MENDES, 2017).

As estacas podem ser separadas pelo tipo de efeito provocado no terreno, podendo ser de deslocamento, sem deslocamento ou de substituição. Mas a sua categorização mais usada é quanto ao material empregado na sua estrutura, podendo ser de madeira, metálica ou de concreto (HEIDEMANN, 2019).

Sendo as estacas mais comuns de concreto, e que podem ser pré-moldadas ou moldadas in loco. As pré-moldadas são estacas pré-moldadas cravadas e estacas prensadas; já

as moldadas in loco podem ser estacas escavada, estacas Strauss, estacas Franki, estacas raiz, micro estacas, hélice contínua, ômega e tubulões (HEIDEMANN, 2019).

2.2.2 MESOESTRUTURA

A mesoestrutura faz a transferência das cargas da superestrutura para as fundações. Os elementos que fazem esta função são os pilares, que são elementos lineares, normalmente na vertical e que estão sujeitos a principalmente forças de compressão (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004).

Os tipos mais comuns de pilares em pontes de concreto, são os pilares parede, que se estendem por toda a largura da superestrutura e que são usados em situações em que há a possibilidade de fortes correntezas ou inundações; e pilares comuns, que funcionam de maneira independente e que podem ser de seções variadas e por isso consomem menos material ao mesmo tempo em que são resistentes as mesmas cargas aplicadas (MENDES, 2017).

2.2.3 SUPERESTRUTURA

Segundo Vitório (2002) a superestrutura, também conhecido como tabuleiro da ponte, tem a função de vencer o vão entre os pontos a serem ligados e recebe diretamente as cargas do tráfego e as repassa para a mesoestrutura. A superestrutura é dividida em longarinas, transversinas e laje, como mostrada na Figura 7. Mas também pode apresentar guarda-corpo e guarda-rodas (MENDES, 2017).

Figura 6 - Superestrutura da ponte Clearwater Memorial Causeway, Flórida



Fonte: Adaptado de View from the Trail (2013)

As lajes são os elementos que suportam diretamente as pistas de rolamento, passeios e guarda-corpos ou guarda-rodas quando há, e são conhecidos também como tabuleiro da ponte (VITÓRIO, 2002). A configuração de um tabuleiro em laje é mostrada na Figura 8.

As longarinas, ou vigas principais, são responsáveis por transmitir os esforços do tabuleiro para os pilares ou aos encontros, quando existirem (VITÓRIO, 2002). O autor ainda defini as transversinas, ou vigas transversais, ajudam na distribuição das cargas do tabuleiro para as longarinas, e também atua na prevenção dos efeitos do vento na estrutura, como mostrado na Figura 9 (VITÓRIO, 2002).

2.2.4 CLASSIFICAÇÃO

As pontes podem ser classificadas quanto a natureza do tráfego, seu material de construção, tipo estrutural da superestrutura, o tempo de uso e quanto a mobilidade do tabuleiro (MARCHETTI, 2008).

Quanto a natureza do tráfego, Marchetti (2008) divide as pontes em rodoviárias, para pedestres, aquedutos, ferroviárias, canal, aeroviárias e mistas. Pfeil (1983) define que quanto

ao material de construção da estrutura tem-se pontes em madeira, pedra, concreto armado, concreto protendido e metálicas. Já os sistemas empregados na superestrutura, segundo Marchetti (2008), podem ser em vigas, pórticos, arco, pênséis ou atirantadas. Pfeil (1983) classifica os tipos estruturais da supestrutura em lajes, vigas reta, treliças, pórticos, arcos, suspensas e estaiadas.

Marchetti (2008) aponta que o tempo de uso da estrutura pode ser permanente, em que a ponte é construída em caráter definitivo, até que a vida útil da sua estrutura for atingida, ou que haja mudança no traçado necessário. Já as pontes provisórias são construídas para uso em um espaço de tempo limitado, como por exemplo um desvio de tráfego ou até mesmo em casos emergenciais.

Ainda segundo o autor Marchetti (2008) a fixidez ou mobilidade do tabuleiro de uma ponte depende da necessidade do local onde será alocada a obra. Quando o tabuleiro da ponte deve ser construído em um greide que não respeite a necessidade do gabarito de navegação do local, pode-se optar por mover o tabuleiro, seja totalmente ou apenas seu vão livre. Se esta movimentação é apenas de translação, ela pode ser corrediça, quando o movimento é horizontal; e levadiça, quando o movimento é vertical. No caso de a movimentação do tabuleiro ser rotativo, pode-se ter uma ponte basculante, se o giro é na vertical; ou giratória, quando o giro é horizontal (MARCHETTI, 2008).

2.3 PONTES EM CONCRETO ARMADO

Em uma ponte de concreto armado, pilares, vigas e o tabuleiro são modelados e armados seguindo as teorias para lajes, pilares e vigas com as cargas e solicitações obtidas a partir da análise das ações e carregamentos aplicados na estrutura (MARCHETTI, 2009).

Segundo Vitório (2002), as primeiras pontes de concreto armado surgiram no fim do século XIX, e surgiram com a intenção de que o concreto apenas substituísse a pedra como material de construção de das lajes dos tabuleiros em pontes de arcos tri articulados. E até hoje usamos esta tecnologia para a construção de pontes, porém hoje, essa técnica é uma das mais desenvolvidas e sofisticadas, ainda que por sua constituição, haja uma restrição quanto ao tamanho máximo do seu vão (VITÓRIO, 2002)

Marchetti (2009) aponta os sistemas estruturais mais comuns de pontes em concreto armado como são em: vigas, pórticos, arco, pênsil, estaiadas. E ainda classifica as pontes em concreto armado, quanto a posição do tabuleiro, podendo ser com tabuleiro superior, intermediário ou inferior.

As pontes em vigas podem ser pontes em laje, pontes em vigas retas de alma cheia, pontes em viga reta de treliça; as pontes em laje são simplesmente apoiadas, com extremos em balanço, o que diminui os momentos positivos no meio do vão, tornando-os, assim, mais próximos em módulo, dos momentos negativos dos apoios; as pontes de alma cheia são muito usadas devido a uma boa distribuição dos esforços solicitantes na estrutura, por causa da variação ou não da sua inércia, bem como a diminuição do seu peso próprio (VITÓRIO, 2009).

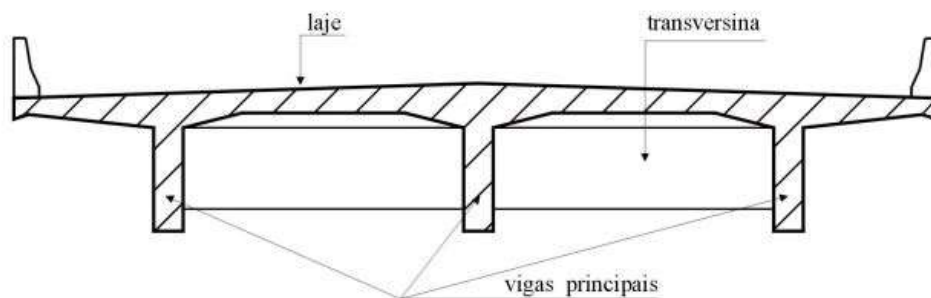
Para as pontes em arco, tem-se duas variações. Uma onde o arco se encontra abaixo do tabuleiro e outra em que o arco se situa acima do tabuleiro de ponte (MARCHETTI, 2009). Como vantagem deste tipo de ponte, Vitório (2009) aponta a pequena excentricidade dos esforços de compressão e a exigência de menos armações dos arcos.

As pontes pênses são constituídas por cabos parabólicos de aço e pendurais verticais, normalmente em estruturas metálicas. Em concreto, poderá ser o seu tabuleiro, os pilares e fundações. E estas estruturas de concreto armado devem resistir principalmente a torção, para minimizar possíveis movimentos de vibração ao longo da vida útil da estrutura (VITÓRIO, 2009). Este tipo de ponte se caracteriza por ter o seu tabuleiro de concreto armado suspenso por cabos de aço, presos a torres de sustentação e que por isso, devem ter grande rigidez quanto à torção, para que os movimentos de vibração sejam minimizados ao máximo (VITÓRIO, 2009).

2.4 PONTES EM LONGARINAS MÚLTIPLAS

Neste tipo de estrutura, as vigas principais são em número maior que 3, podendo ou não ter espaçamento constante ao longo do comprimento da ponte, onde os esforços aplicados sobre a estrutura são divididos entre todas elas e sua configuração é mostrada na Figura 8. (DEBS; TAKEYA, 2007).

Figura 7 - Vista transversal de uma ponte com longarinas múltiplas



Fonte: Vitório (2002)

2.5 AÇÕES ATUANTES

Para a análise estrutural de uma ponte, independente do material com a qual ela será construída, seu tipo estrutural, uso ou fixidez do estrado, inicia-se com a determinação das ações que incidem sobre esta estrutura. Estas ações podem ser permanentes, variáveis ou excepcionais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003). Ações permanentes são as provenientes do peso próprio dos elementos estruturais, da pavimentação ou trilho, dos guarda-corpos ou protensão no caso de concreto protendido; e quaisquer outras forças que estão fixas às estruturas da construção. Já as ações variáveis são cargas produzidas a partir do uso da estrutura, como efeitos de frenagem e aceleração de veículos e ações do vento (MARCHETTI, 2008). Segundo a NBR 8681/2003 - Ações e segurança nas estruturas, as ações excepcionais são aquelas de duração muito curta e de baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da estrutura, todavia, são levadas em consideração no momento dos cálculos estruturais.

2.6 MÉTODOS DE CÁLCULOS

Depois de determinado os carregamentos resultantes da estrutura, deve-se determinar a parcela destes carregamentos que será resistida por cada longarina, e este processo feito por métodos variados (DEBS; TAKEYA, 2007). O método das longarinas independentes, supõe que a viga carregada absorve totalmente a força concentrada aplicada sobre a estrutura, sem intervenção das outras longarinas, ou seja, neste método o tabuleiro apenas é apoiado sobre as longarinas. Este processo resulta em uma aproximação satisfatória para tabuleiros com duas longarinas, porém, para estruturas com múltiplas longarinas, a sua aproximação da parcela de carga na longarina é em geral muito grosseira (DEBS; TAKEYA, 2007).

Segundo Debs e Takeya (2007) quando temos uma estrutura em grelha, tem-se a colaboração entre todas as vigas, ainda que a viga solicitada receba uma maior carga do que as outras longarinas. Para este tipo de estrutura Alves, Almeida e Judice (2004) indicam o método de Engesser-Courbon, o método de Leonhardt e o Método de Guyon-Massonet.

O método de Engesser-Courbon desconsidera a torção nas vigas, considera as longarinas paralelas e ligadas perpendicularmente pelas transversinas, com inércia constante, e as transversinas estão simplesmente apoiadas nas longarinas. Segundo os mesmos autores, o método de Leonhardt, considera que todas as transversinas da estrutura são representadas por apenas uma, fictícia, e que está localizada no meio do vão das longarinas (ALVES; ALMEIDA; JUDICE, 2004).

Ainda conforme Alves, Almeida e Judice (2004) o método de Guyon-Massonet considera a rigidez à torção das vigas, a espessura da laje é considerada constante e pequena, as deformações sofridas são puramente elásticas, porém, pequenas e o conjunto de lajes, longarinas e transversinas é substituído por uma placa ortotrópica equivalente. De maneira que, os espaçamentos entre as longarinas são suficientemente pequenos que podemos simplificar o comportamento do tabuleiro como um sistema estrutural contínuo.

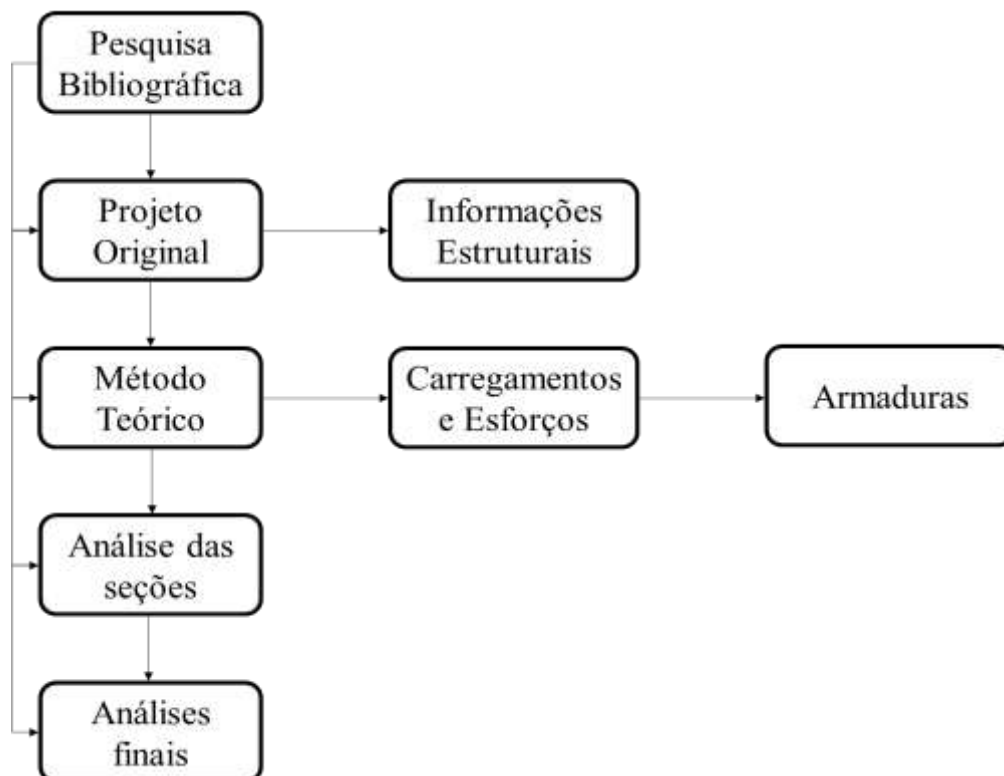
3 METODOLOGIA

A partir das dimensões do projeto, obtidas a partir das plantas e vistas do mesmo, é possível determinar as cargas permanentes e móveis, bem como esforços cortantes e momentos fletores que vão incidir sobre a estrutura, pelo método das longarinas independentes, conforme a norma NBR 7187/2003 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e a norma Concreto Protendido; e pela NBR7188/2003 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.

De posse destas informações, as armaduras de aço necessárias, para cada uma das 8 longarinas, para resistir de maneira segura e eficiente aos esforços são determinadas. Para em seguida poder-se ponderar entre semelhanças e diferenças com àquelas armaduras executadas no projeto.

O conhecimento teórico, de concreto, esforços e sobre o tipo de estrutura estudados foram usados e necessários em todos os passos do estudo e por isso estão interligados a todas as fases do processo. Processo este, ilustrado na Figura 8, a seguir.

Figura 8 - Fluxograma do trabalho

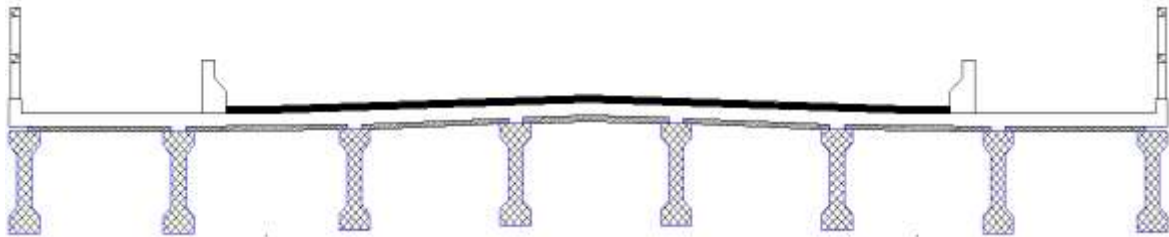


Fonte - Autora (2019)

3.1 INFORMAÇÕES DO PROJETO

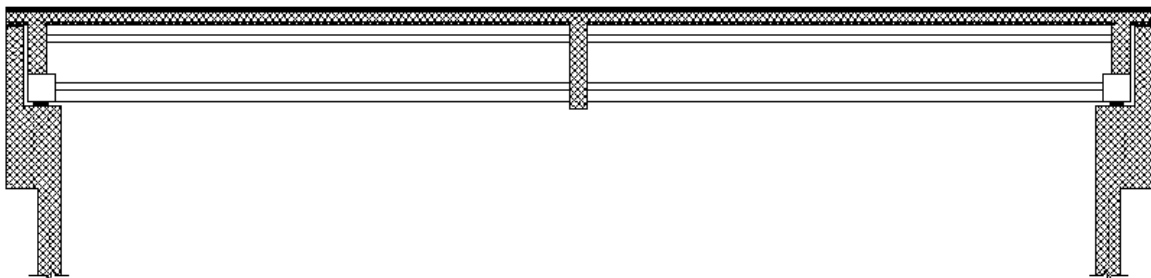
Para a determinação das cargas e esforços que incidem sobre a estrutura, e a conseqüente armadura necessária para a estrutura, é necessário as vistas transversais e longitudinais da ponte como nas Figuras 9 e 10. As vistas completas com dimensões estão no Apêndice A deste trabalho.

Figura 9 - Vista transversal da ponte



Fonte - Adaptado de SEPUD (2015)

Figura 10 - Vista longitudinal da ponte



Fonte - Adaptado de SEPUD (2015)

Além das vistas para determinação das dimensões e carregamentos para a análise, se faz necessário determinar os tipos de materiais que serão usados na construção para ajudar na determinação dos esforços e cargas na ponte, conforme Tabela 1 abaixo. Os valores de peso próprio dos materiais estão de acordo com a NBR 7187/2003 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido.

Tabela 1 - Informações iniciais do projeto

Elemento	Material	γ (kN/m ³)	Informações
Vão			18 metros
Pilares	Concreto armado	25	16 pilares, com dimensões de 40 cm x 80 cm
Longarinas	Concreto armado	25	8 longarinas
Transversinas	Concreto armado	25	3 transversinas. Uma com dimensões 22 cm x 100 cm e uma com dimensões de 25cm x 100 cm
Guarda-rodas	Concreto	24	2 unidades
Guarda corpo	Concreto	24	Dos dois lados da ponte, ao longo dos 18 metros de vão
Laje	Concreto armado	25	Laje única
Revestimento	Concreto asfáltico	26	não há no projeto revestimento na pista de rolamento, mas é necessário, e ele a sua espessura mínima é de 7 cm conforme normativa

Fonte - Autora (2019)

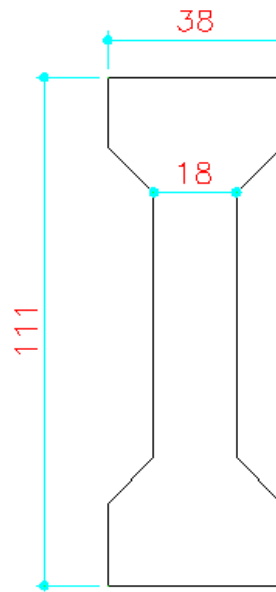
3.2 CARGAS PERMANENTES

Segundo a NBR 7187/2003 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido, as cargas permanentes são cargas constantes ao longo da vida útil da estrutura. As mais comuns são provenientes dos pesos próprios dos elementos de uma estrutura. Por exemplo, tem-se peso próprios advindos da viga, do guarda-rodas, do guarda-corpo, do pavimento e da laje. Estes pesos próprios resultam em reações nos apoios da longarina, em esforços cortantes e em momentos fletores na seção analisada (BASTOS, 2006).

3.2.1 LONGARINA

O peso próprio da viga (g_{vp}) é calculado com o peso específico do material da viga, no caso concreto armado e área da viga estudada. A NBR 7187/2003 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido indica que para concreto armado o peso específico ($\gamma_{concreto}$) deve ser de 25 kN/m³. já a área da seção da viga longarina foi obtido com o auxílio do software AutoCAD2018, a partir da seção mostrada na Figura 11.

Figura 11 - Seção transversal da longarina



Fonte - Adaptado de SEPUD (2015)

De onde:

$$g_{vp} = \gamma_{concreto} * \text{Área}_{viga} \quad (1)$$

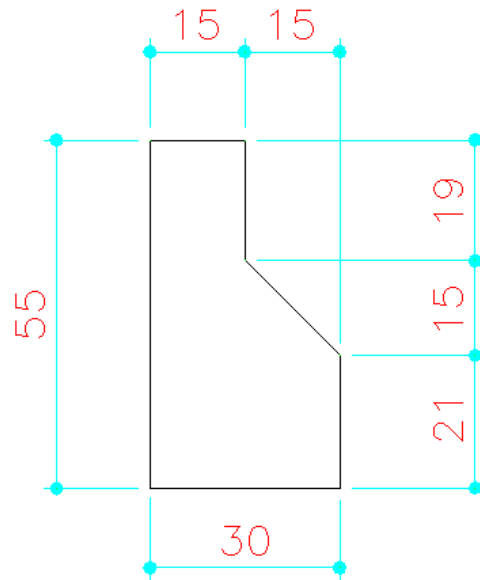
$$g_{vp} = 25 * 0,2858$$

$$g_{vp} = 7,15 \text{ kN} / \text{m}$$

3.2.2 GUARDA-RODAS

O peso próprio do guarda-rodas calcula-se com o peso específico do material do elemento e a área do guarda-rodas. A NBR 7187/2003 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido indica que para concreto simples o peso específico ($\gamma_{concreto}$) deve ser de 24 kN/m³. E a área do guarda-rodas foi obtida com o auxílio do software AutoCad 2018, a partir das dimensões mostradas na Figura 12, e a área obtida foi de 0,1252 m².

Figura 12 - Dimensões do guarda-rodas



Fonte - Adaptado de SEPUD (2015)

Assim:

$$g_{gr} = \gamma_{concreto} * \text{Área}_{guarda-rodas} \quad (2)$$

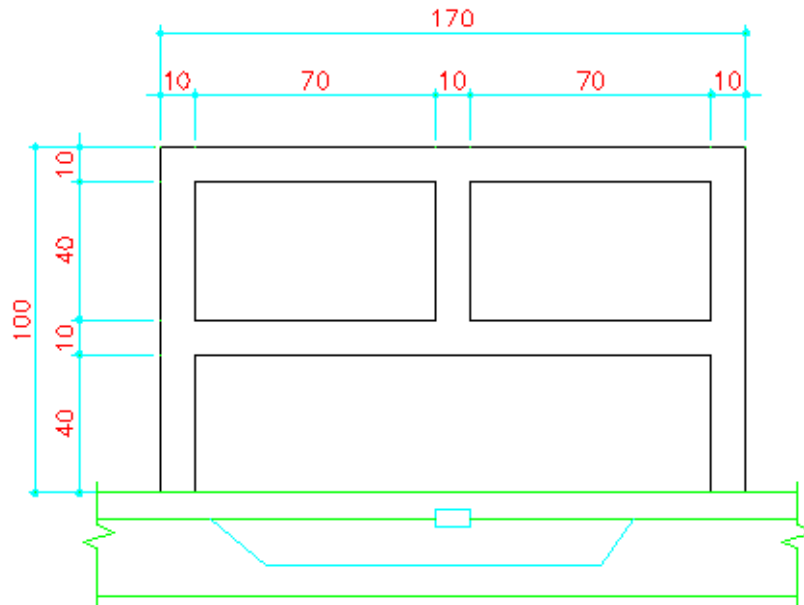
$$g_{gr} = 24 * 0,1252$$

$$g_{gr} = 3,00 \text{ kN} / \text{m}$$

3.2.3 GUARDA-CORPO

O peso próprio do guarda-corpo calcula-se com o peso específico do material do guarda corpo e a área do guarda rodas. A NBR 7187/2003 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido indica que para concreto simples o peso específico ($\gamma_{concreto}$) deve ser de 24 kN/m³. E a área do guarda-rodas foi obtida com o auxílio do software AutoCad 2018, a partir das dimensões mostradas na Figura 13, e a área obtida foi de 0,5398 m².

Figura 13 - Dimensões do guarda-corpo



Fonte - Adaptado de SEPUD (2015)

Assim:

$$g_{gc} = \gamma_{concreto} * \text{Área}_{guarda-corpos} \quad (3)$$

$$g_{gc} = 24 * 0,5398$$

$$g_{gc} = 12,96 \text{ kN} / \text{m}$$

3.2.4 LAJE

O peso próprio da laje é calculado com o peso específico do material da viga, no caso concreto, com peso específico ($\gamma_{concreto}$) de 25kN/m³ e a área da viga estudada, porém levando em conta apenas a área de influência, ou seja, 50% da largura entre longarinas. Têm-se:

$$g_{lp} = \gamma_{concreto} * \text{Área}_{laje} \quad (4)$$

$$g_{lp} = 25 * 0,15 * \left(\frac{2,2}{2}\right)$$

$$g_{lp} = 3,94 \text{ kN} / \text{m}$$

3.2.5 REVESTIMENTO

O peso próprio do revestimento calcula-se com o peso específico do seu material e a sua área. A NBR 7187/2003 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido

indica que para o peso específico do revestimento ($\gamma_{\text{revestimento}}$) deve ser usado 24 kN/m³. Porém, quando o vão da ponte é considerado pequeno, deve-se adicionar a este peso, mais 2 kN/m³ para consideração de eventuais recapeamentos.

Para a espessura do revestimento, o DNIT, por meio da norma 122/2009 – Pontes e viadutos rodoviários – Estruturas de concreto armado – Especificação de serviço, indica que o revestimento mínimo é de 7 cm (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2009). E a área total do revestimento foi obtida com o auxílio do software AutoCad 2018 sendo de 0,6302 m².

$$g_{rev} = \gamma_{\text{revestimento}} * \hat{Área}_{\text{revestimento}} \quad (5)$$

$$g_{lp} = 26 * 0,6302$$

$$g_{lp} = 16,39 \text{ kN} / m$$

3.2.6 TRANVERSINAS

Conforme a NBR 7188/2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas as transversinas tem apenas cargas permanentes, que é somente o seu peso próprio (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

O peso próprio da viga (g_{vpt}) calcula-se com o peso específico do material da viga, no caso concreto armado e área da viga estudada. A NBR 7187/2003 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido indica que para concreto armado o peso específico (γ_{concreto}) deve ser de 25 kN/m³. A área total da seção das vigas longarinas foi obtido com o auxílio do software AutoCAD 2018. De onde obtem-se:

$$g_{vpt} = \gamma_{\text{concreto}} * \hat{Área}_{\text{viga}} \quad (6)$$

$$g_{vpt} = (2 * 25 * 0,22) + (1 * 25 * 0,25)$$

$$g_{vpt} = 17,25 \text{ kN} / m$$

3.2.7 PESO PRÓPRIO TOTAL

O peso próprio total na longarina é a soma dos pesos próprios da longarina, do guarda-corpos, do guarda-rodas e da laje.

$$g_{total} = g_{vp} + g_{gc} + g_{gr} + g_{rev} + g_{lp} + g_{vpt} \quad (7)$$

$$g_{total} = 7,15 + 3,00 + 12,96 + 3,94 + 16,88 + 17,25$$

$$g_{total} = 60,68 \text{ kN} / m$$

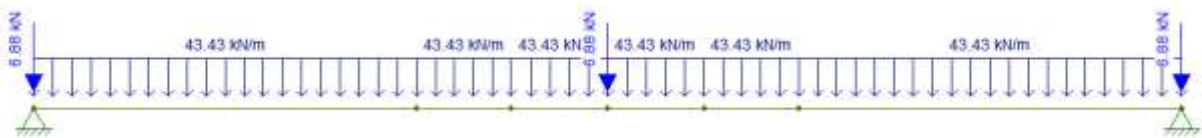
3.2.8 ESFORÇOS CORTANTES E MOMENTOS FLETORES

As cargas permanentes, conseqüentes da estrutura, geram esforços cortantes e momentos fletores nas longarinas e transversinas da ponte (BASTOS, 2006). Para a determinação dos esforços cortantes e momentos fletores, foi usado o software FTool.

3.2.8.1 LONGARINAS

Para os cálculos dos esforços cortantes e dos momentos fletores nas longarinas, é necessário aplicar na estrutura as cargas de peso próprio anteriormente calculadas como uma carga distribuída pela longarina, e como forças concentradas, os esforços que as transversinas aplicam na longarina. Sendo que como há dois tipos de transversinas, foi usada os valores para a que causaria maior carregamento na longarina. Assim, as simplificações dos esforços na longarina ficam como apresentados na Figura 14 abaixo.

Figura 14 - Cargas permanentes na longarina



Fonte - Autora (2019)

Aplicando-se os apoios e as cargas determinadas, os esforços cortantes pelas cargas permanentes na longarina são apresentados na Figura 15, sendo os valores mostrados em kN.

Figura 15 - Esforços cortantes das cargas permanentes na longarina



Fonte - Autora (2019)

Aplicando-se os apoios e as cargas determinadas, os momentos fletores pelas cargas permanentes na longarina são apresentados na Figura 16, sendo os valores mostrados em kN/m.

Figura 16 - Momentos fletores das cargas permanentes na longarina



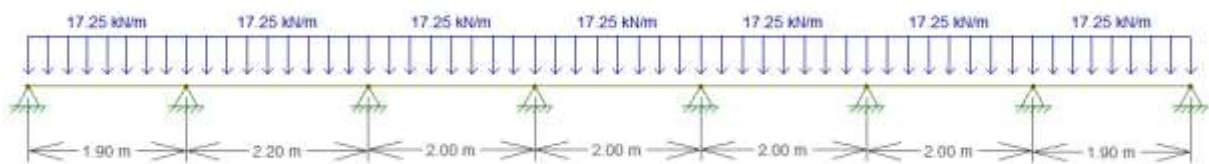
Fonte - Autora (2019)

3.2.8.2 TRANSVERSINAS

Para os cálculos dos esforços cortantes e dos momentos fletores nas transversinas, é necessário aplicar na estrutura as cargas de peso próprio anteriormente calculadas como uma carga distribuída, em cima da longarina com menor seção e por isso, seria a mais solicitada.

Para as transversinas, deve-se levar em conta as ações dos 8 pilares distribuídos ao longo do seu comprimento. Os espaçamentos entre estas vigas não são constantes no projeto e este espaçamento foi respeitado para melhor aproximação entre teoria e prática. Assim, dividiu-se a longarina em duas seções de 1,9 m, uma seção de 2,2 m e 4 seções de 2 m de comprimento. De maneira que, as simplificações dos esforços na transversina ficam como apresentados na Figura 17 abaixo.

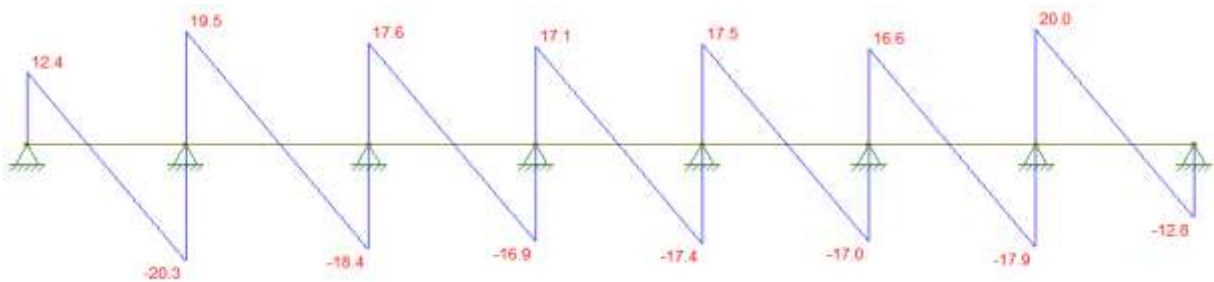
Figura 17 - Cargas permanentes na transversina



Fonte - Autora (2019)

Aplicando-se os apoios e as cargas determinadas, os esforços cortantes pelas cargas permanentes na transversina são apresentados na Figura 18, sendo os valores mostrados em kN.

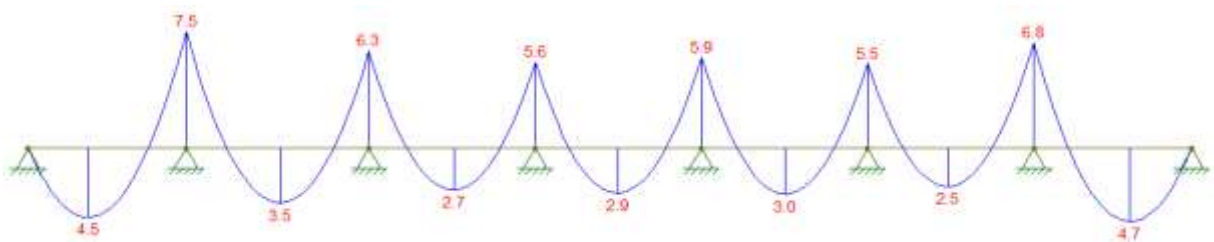
Figura 18 - Esforços cortantes das cargas permanentes na transversina



Fonte - Autora (2019)

Aplicando-se os apoios e as cargas determinadas, os momentos fletores pelas cargas permanentes na transversina são apresentados na Figura 19, sendo os valores mostrados em kN/m.

Figura 19 - Momentos fletores das cargas permanentes na transversina



Fonte - Autora (2019)

3.3 CARGAS MÓVEIS

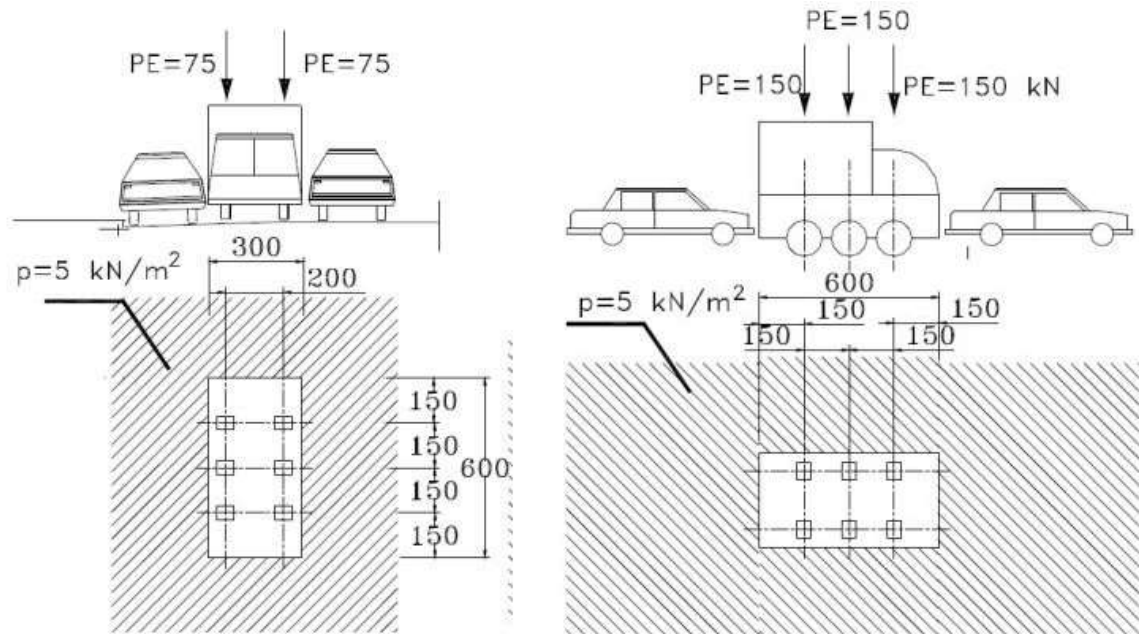
As cargas móveis são a representação em força, do tráfego de veículos e pessoas que circulam na ponte.

Para o cálculo das forças móveis atuantes deve-se considerar as seções em que as linhas de influência possuem maiores valores e a situação é a mais desfavorável, ou seja, onde ocorrem as maiores solicitações. Segundo PFEIL (1983) linhas de influência são linhas cujas as ordenadas fornecem os valores das solicitações para diversas posições de uma carga unitária.

A NBR 7188/2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas indica que a carga móvel rodoviária padrão que deve ser usada em seus cálculos é a TB-450 que é “[...] um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas, $P = 75$ kN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 12,0 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5$ kN/m²” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013). O trem-tipo usado conforme a NBR

7188/2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas está mostrada na Figura 20 abaixo.

Figura 20 - Vistas transversal e longitudinal do TB-450



Fonte – Adaptado de Matos (2016)

Nos passeios para pedestres das pontes e viadutos, deve-se adotar carga uniformemente distribuída de 3 kN/m² na posição mais desfavorável concomitante com a carga móvel rodoviária, para verificações e dimensionamentos dos diversos elementos estruturais, assim como para verificações globais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

Para a análise dos efeitos dinâmicos das cargas móveis na estrutura, pode-se correlacionar as cargas dinâmicas as estáticas, por meio de um coeficiente. Este coeficiente é o coeficiente de impacto (ϕ), que é definido como a associação de 3 outros coeficientes que levam em conta o impacto vertical (CIV), o número de faixas do viaduto (CNF) e o material da estrutura (CIA) (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

3.3.1 COEFICIENTE DE IMPACTO VERTICAL - CIV

As cargas móveis verticais devem ser majoradas para o dimensionamento de todos os elementos estruturais pelo coeficiente de impacto vertical, obtendo-se os valores Q e que para

o dimensionamento dos elementos estruturais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

$CIV = 1,35$, para estruturas com vão menor que 10 m;

$$CIV = 1 + \left[1,06 * \left(\frac{20}{Liv+50} \right) \right], \text{ para estruturas com vão entre 10 m e 200.} \quad (9)$$

Onde, Liv é o vão em metros, e que varia conforme o tipo de estrutura, sendo:

- Liv – média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos ou;
- Liv – o comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço;

Para o caso em questão:

$$CIV = 1 + \left[1,06 * \left(\frac{20}{18 + 50} \right) \right]$$

$$CIV = 1,31$$

3.3.2 COEFICIENTE DE NÚMERO DE FAIXAS - CNF

As cargas móveis características devem ser ajustadas pelo coeficiente do número de faixas do tabuleiro (n) (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013):

$$CNF = 1 - [0,05 * (n - 2)] > 0,9 \quad (10)$$

Para a estrutura em estudo:

$$CNF = 1 - [0,05 * (2 - 2)] > 0,9$$

$$CNF = 1$$

3.3.3 COEFICIENTE DE IMPACTO ADICIONAL - CIA

A NBR 7188/2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas indica que as cargas móveis precisam ser majoradas pelo coeficiente de impacto adicional.

Os esforços destas cargas são maiores nas juntas e extremidades da estrutura, por isso este coeficiente leva em conta, o material do qual é constituído a estrutura. Caso seja de concreto ou mista, $CIA = 1,25$; e caso seja uma obra em aço, $CIA = 1,15$. De maneira que, neste caso, o CIA usado, foi 1,25 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

3.3.4 COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS

Portanto, o coeficiente de ponderação das cargas verticais (φ) usado será:

$$\varphi = CIV * CNF * CIA \quad (11)$$

$$\varphi = 1,31 * 1 * 1,25$$

$$\varphi = 1,64$$

3.3.5 CARREGAMENTOS

Para a determinação dos carregamentos estáticos, a partir das cargas dinâmicas pelo coeficiente de ponderação das cargas verticais, é necessário posicionar o trem-tipo na seção transversal da ponte, e determinar onde o esforço na longarina é máximo, e calcular as reações na viga quando desta condição. Usando estas reações encontradas, define-se os valores de $P1$, $P2$ e P_t que são as cargas geradas pelo trem-tipo, e que serão estas usadas para a análise dos esforços gerados na estrutura quando simplificado para uma estrutura 2D.

$$P1 = \left[\varphi * p * \left(\frac{lt}{2} \right) \right] + (p' * lp) \quad (12)$$

$$P2 = (\varphi * R_{vp}) + (p' * lp) \quad (13)$$

$$P_t = (\varphi * v_p) \quad (14)$$

Onde:

- φ – Coeficiente de ponderação das cargas verticais;
- p – Carga distribuída na multidão; e que conforme a NBR 7188/2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas, é 5 kN/m²;
- lt – Largura da pista de rolagem;
- p' – Carga distribuída no passeio; e que conforme a NBR 7188/2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas, é 3 kN/m²;
- lp - Largura do passeio;
- R_{vp} - Reação na longarina;
- v_p - Reação na longarina.

A partir do corte transversal da estrutura, apresentado na Figura 29, a pista de rolamento tem largura de 9 m e a largura do passeio é 2,7 m, sendo que esta largura de passeio inclui a largura da base do guarda-rodas, que foi adicionada como forma de segurança conforme indica a NBR 7188/2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas.

O cálculo de $P1$ depende apenas de coeficiente de ponderação das cargas verticais, a carga de multidão, da carga distribuída no passeio e a largura da pista de rolamento. De maneira que:

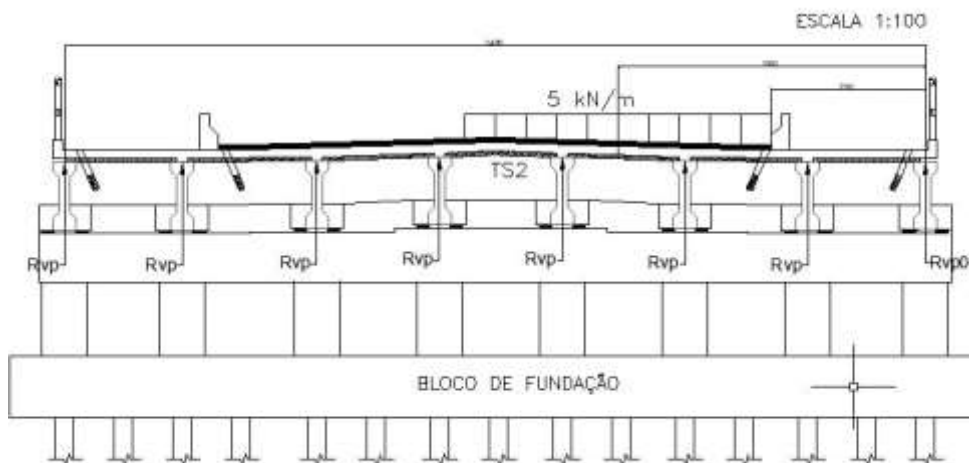
$$P1 = \left[\varphi * p * \left(\frac{lt}{2} \right) \right] + (p' * lp) \quad (12)$$

$$P1 = \left[1,64 * 5 * \left(\frac{9}{2} \right) \right] + (3 * 2,7)$$

$$P1 = 44,99 \text{ kN}$$

Para o cálculo de $P2$ é necessário quantificar o valor da reação R_{vp} , que é gerada pela carga distribuída de multidão, p . Aplicando o somatório de momentos no ponto V_{p0} como mostrada na Figura 21, tem-se que $R_{vp} = 2,25 \text{ kN}$.

Figura 21 - Vista transversal para cálculo dos esforços no pilar 1



Fonte – Adaptado de SEPUD (2015)

E assim:

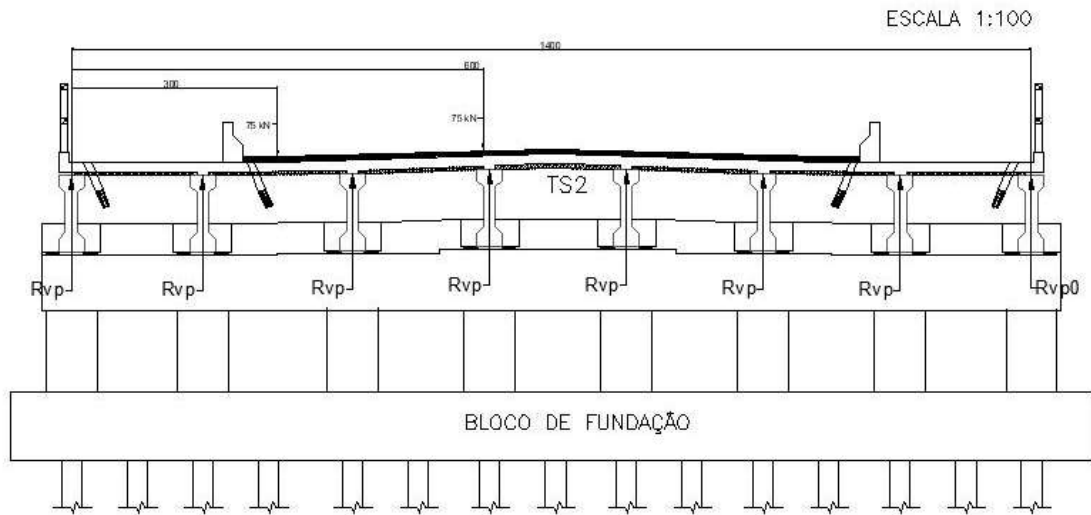
$$P2 = (\varphi * R_{vp}) + (p' * lp) \quad (13)$$

$$P2 = (1,64 * 2,25) + (3 * 2,7)$$

$$P2 = 11,79 \text{ kN}$$

Já a carga P_t é encontrada a partir da reação v_p , que por sua vez é obtida do somatório dos momentos em R_{p0} , como mostrada na Figura 22, multiplicado pelo coeficiente de ponderação das cargas verticais. Assim, $v_p = 55,03$ kN.

Figura 22 - Vista transversal para cálculo dos esforços no pilar 8



Fonte – Adaptado de SEPUD (2015)

E seguindo:

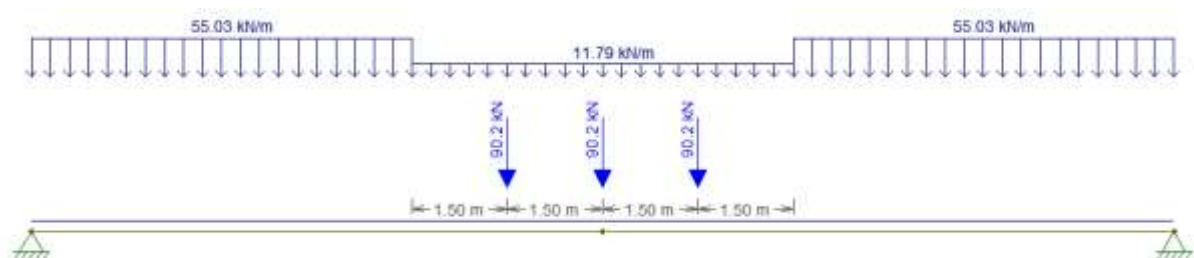
$$P_t = (\varphi * v_p) \quad (14)$$

$$P_t = (1,64 * 55,03)$$

$$P_t = 90,23 \text{ kN}$$

Agora, aplicando as cargas P_1 , P_2 e P_t na estrutura analisada, ou seja, na longarina que será dimensionada, tem-se a configuração apresentada abaixo na Figura 23.

Figura 23 - P_1 , P_2 e P_t nas longarinas



Fonte - Autora (2019)

3.4 SOLICITAÇÕES DAS CARGAS MÓVEIS

Com as cargas que serão aplicadas nas longarinas determinadas, pode-se determinar quais as solicitações impostas pelas cargas móveis neste elemento. Para isso, fez-se uso do método das linhas de influência e do software FTool. As linhas de influência levam em conta, P_2 e P_t e as suas áreas de atuação (MARTHA, 1999).

Uma linha de influência mostra como um determinado esforço numa seção varia quando uma carga concentrada move sobre a estrutura. A linha de influência é construída sobre o eixo da estrutura sendo que as abscissas representam as posições da carga móvel e as ordenadas representam os respectivos valores do esforço considerado (MARTHA, 1999).

A partir da movimentação do trem tipo sob a linha de influência, é possível calcular os esforços resultantes em cada seção da longarina. O trem tipo deve ser posicionado a fim de causar a maior resultante (em módulo). As cargas distribuídas são multiplicadas pela área correspondente no gráfico das linhas de influência, e a carga concentrada é multiplicada pela altura correspondente no ponto (MARTHA, 1999).

3.4.1 MOMENTOS FLETORES

Uma envoltória consiste num diagrama do resultado dos momentos para cada seção da ponte, possibilitando, assim conhecer os momentos máximos positivo e negativo na longarina devido a atuação do trem tipo, que para a estrutura estudada, por ser uma viga bi apoiada, é no centro da longarina. E a envoltória determinada, a partir das linhas de influência, encontra-se na Figura 24 (MARTHA, 1999).

Figura 24 - Envoltória de momentos na longarina



Fonte - Autora (2019)

Devido a configuração da estrutura, onde os apoios ocorrem apenas nas extremidades da estrutura, tem-se apenas momentos positivos com o valor máximo de 2338,3 kNm, e ocorrendo no centro da longarina como mostra a Figura 24.

Os momentos totais de cálculo são obtidos a partir da soma algébrica dos momentos permanentes, majorados por um fator de 1,35, com os momentos variáveis majorados por 1,50. Conforme indica a NBR 7188/2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes,

viadutos, passarelas e outras estruturas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

A Tabela 2 apresenta valores de momentos permanentes e variáveis para cada seção da longarina, assim como a soma majorada dos momentos, gerando os momentos totais de cálculo para cada seção.

Tabela 2 - Momentos fletores totais

MOMENTO							
SEÇÕES	M+ (kN.m)	Fator	M+d (kN.m)	Mg (kN.m)	Fator	Mgd (kN.m)	Total + (kN.m)
S1	0,00	1,50	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00
S2	2338,30	1,50	3507,45	1789,88	1,35	2416,34	5923,79
S3	0,00	1,50	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00

Fonte - Autora (2019)

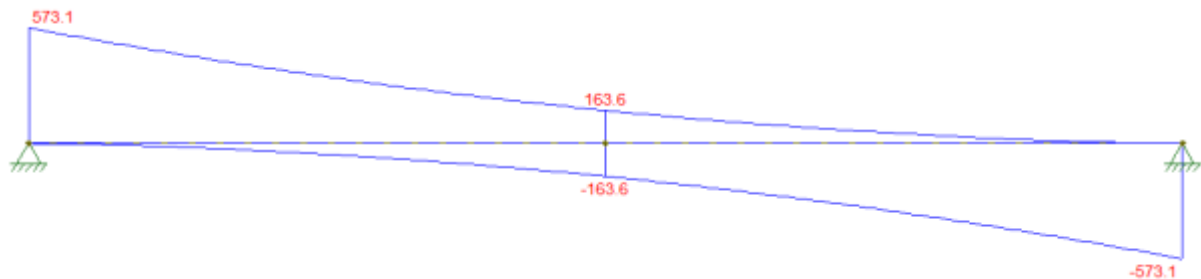
3.4.2 ESFORÇOS CORTANTES

Força cortante é o termo usado para descrever os esforços de um material ou componente contra o limite de escoamento ou falha estrutural.

A envoltória consiste no diagrama formado pelas forças cortantes das seções analisadas considerando apenas a atuação das cargas móveis. E é apresentada na Figura 46 é possível avaliar os valores de cortante máximo e mínimo na longarina devido a cargas do trem-tipo na sua situação mais solicitada.

Os cortantes máximos ocorrem nos apoios da viga, com valores, em módulo de 573,1 kN, conforme Figura 25.

Figura 25 - Envoltória de cortantes na longarina



Fonte - Autora (2019)

Os esforços cortantes totais de cálculo são obtidos a partir da soma algébrica dos cortantes permanentes, majorados por um fator de 1,35, com os cortantes variáveis majorados

por 1,50. Conforme indica a NBR 7188/2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

A Tabela 3 apresenta os valores dos cortantes permanentes e variáveis para cada seção da longarina, assim como a soma majorada destes, gerando os cortantes totais de cálculo para cada seção.

Tabela 3 - Esforços cortantes totais

CORTANTE								
SEÇÕES	Q+ (kN)	Q- (kN)	Fator	Qg (kN)	Fator	Total + (kN)	Total - (kN)	Qd (kN)
S1	573,10	0,00	1,50	394,31	1,35	1391,97	0,00	1391,97
S2D	163,60	0,00	1,50	3,44	1,35	250,04	0,00	250,04
S2E	0,00	-163,60	1,50	-3,44	1,35	0,00	-250,04	-250,04
S3	0,00	-573,10	1,50	-394,31	1,35	0,00	-1391,97	-1391,97

Fonte - Autora (2019)

3.5 CISALHAMENTO

É resultado dos esforços cortantes que atuam sobre a viga. Estes cortantes, quando maiores do que a resistência da peça, causam fissuras e atuam como aviso do próximo colapso total da estrutura. Os dois casos relevantes para o cisalhamento são o esmagamento da biela e a ruptura da armadura transversal (BASTOS, 2006).

O esmagamento ocorre quando as solicitações compressão atingem valores elevados, maiores que a resistência do concreto e então tem-se, uma ruptura por esmagamento do concreto. Já a ruptura da armadura ocorre quando os esforços cisalhantes são maiores do que a armadura transversal pode suportar, tendendo a partir a viga em duas partes (BASTOS, 2006).

Para o cálculo do cisalhamento nas longarinas e transversinas, considerou-se o modelo I, onde as bielas têm inclinação de 45. E o método de cálculo para a armadura usado foi o baseado na analogia com o modelo de treliça de banzos paralelos, conforme indicado na NBR 6118/2014– Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

3.5.1 VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO DA BIELA

De acordo com a NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, deve-se verificar se a força cortante de resistência (V_{Rd2}) é maior do que o esforço cortante aplicado pelas forças cortantes na estrutura (V_d).

$$V_{Rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * bw * d \quad (15)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (16)$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \left(\frac{f_{ck}}{50}\right) \quad (17)$$

$$V_c = 0,009 * \left(\sqrt[3]{f_{ck}^2}\right) * bw * d \quad (18)$$

$$V_{sd} = V_d * 1,4 \quad (19)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (20)$$

Onde:

- f_{ck} é a resistência do concreto usado, e que no projeto é 30 MPa;
- f_{yk} é a resistência dos aços usados. Que neste caso são aço CA-50 e ca-60;
- bw é a base da longarina;
- d é a altura útil da longarina.

3.5.2 ARMADURA TRANSVERSAL

O cálculo da armadura transversal necessária para suportar os esforços de cisalhamento nas seções da longarina, segundo a NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, é o maior valor entre a armadura calculada e a armadura mínima para a seção, e segue conforme:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \leq \left[\frac{(V_{sd} - V_c)}{0,9 * f_{yd} * d}\right] * 100 \quad (21)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \rho_{sw,min} * bw * 100 \quad (22)$$

Seguindo o dimensionamento da armadura, precisa-se escolher qual será o diâmetro das barras que melhor suportam os esforços de cisalhamento nas seções, usando os diâmetros conforme Tabela 3 abaixo, da NBR 7480/2007 – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação estruturas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007).

Para evitar casos de fissuras ou de influência entre as barras da armadura, a NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento também define valores mínimos de espaçamento entre os estribos e também valores restritivos aos diâmetros das barras (ϕ). De maneira que:

$$5mm \leq \phi \leq 110 * bw \quad (23)$$

$$s_{m\acute{a}x} = \text{menor} (0,6 * d; 30cm), \text{ se } V_{sd} \leq 0,67 * V_{Rd2} \quad (24)$$

$$s_{m\acute{i}n} = \text{menor} (0,3 * d; 20cm), \text{ se } V_{sd} > 0,67 * V_{Rd2} \quad (25)$$

3.6 FLEXÃO

A flexão ocorre pela ação de forças paralelas ao eixo do corpo, que geram momento fletor na viga. Esta ação pode ser simples ou composta. Denomina-se de flexão simples quando a força atua perpendicularmente ao eixo da seção, e de flexão composta quando há alguma angulação na aplicação da força (BASTOS, 2006).

Para o cálculo das armaduras resistentes à flexão, é necessário que usar os momentos máximo obtidos na envoltória de momentos, apresentada na Figura 46. O método de cálculo segue conforme a NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, e é dimensionado no limite entre os domínios 3 e 4 do estado limite último (ELU) onde considera-se que o concreto não resiste mais a tração:

$$A_s = \frac{(\alpha * f_{cd} * bw * y) + (\sigma * A'_s)}{f_{yd}}, \text{ se } y > y_{m\acute{a}x} \quad (26)$$

$$y_{d\acute{u}til} = 0,36 * d \quad (27)$$

$$y_{lim} = \lambda * x_{lim} \quad (28)$$

$$y_{m\acute{a}x} = \text{menor} (y_{d\acute{u}til}; y_{lim}) \quad (29)$$

$$y = d - \sqrt{\left[d^2 - \left(\frac{2 * M_d}{\alpha * f_{cd} * bw} \right) \right]} \quad (30)$$

$$A_s = \frac{\alpha * f_{cd} * bw * y}{f_{yd}}, \text{ se } y < y_{m\acute{a}x} \quad (31)$$

$$M_{d,lim} = (\alpha * f_{cd} * bw * y_{m\acute{a}x}) * [d - (0,5 * y_{m\acute{a}x})] \quad (32)$$

$$A'_s = \frac{(M_d - M_{d,lim})}{\sigma * (d - d')} \quad (33)$$

$$M_d = M_{m\acute{a}x} * 1,4 * 100 \quad (34)$$

Onde:

- f_{ck} é a resistência do concreto usado, e que no projeto é 30 MPa;
- f_{yk} é a resistência dos aços usados. Que neste caso são aço CA-50;
- b_w é a base da longarina;
- d é a altura útil da longarina;
- d' é o cobrimento do concreto, conforme Tabela 4 abaixo;
- $\lambda = 0,8$, para concretos com resistência menor do que 50 MPa;
- $\alpha = 0,85$;
- $x_{lim} = 23,12$, para concretos com resistência de até 35 MPa.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

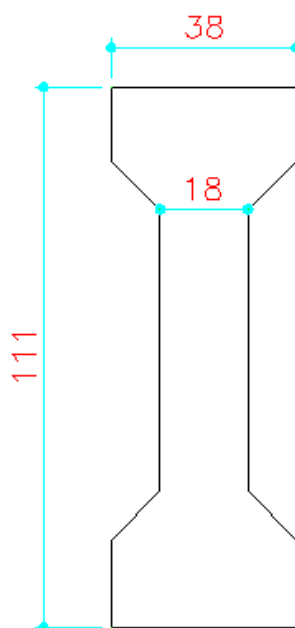
A partir dos esforços cortantes e momentos fletores totais, ou seja, somando-se os esforços das cargas permanentes e móveis, como apresentados nas Tabelas 1 e 2, é possível determinar as armaduras necessárias para resistir a estes esforços.

4.1 CISALHAMENTO

Começando pelo cisalhamento causado pelos esforços cortantes, deve-se verificar a compressão da biela que transfere os esforços para a armadura, conforme a NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento e o modelo clássico das treliças de Ritter (1899) e Mörsh (1903), e que foi apresentado na seção 4.5 – Cisalhamento deste trabalho.

Neste momento, os valores usados de altura e largura de seção, foram as da longarina de projeto, como apresentada na Figura 26.

Figura 26 - Dimensões da longarina de projeto



Fonte - Adaptado de SEPUD (2015)

As informações iniciais, encontram-se na Tabela 6 abaixo.

Tabela 4 - Informações iniciais para cisalhamento, conforme projeto

Informações Iniciais		
Dados	Valores	Unidades
f_{ck}	30,00	MPa
f_{yk}	50,00	MPa
b_w	18,00	cm
d'	111,00	cm
c	3,00	cm
d	108,00	cm
$\rho_{sw,min}$	0,12	cm ² /m
f_{cd}	2,14	Mpa
f_{yd}	43,48	MPa
α_{v2}	0,88	
V_{c0}	168,92	kN

Fonte - Autora (2019)

Em seguida deve ser feita a verificação da compressão da biela que transfere os esforços para a armadura, conforme modelo I clássico das treliças de Ritter (1899) e Mörsh (1903), com os esforços cortantes totais e as dimensões apresentadas na Tabela 7.

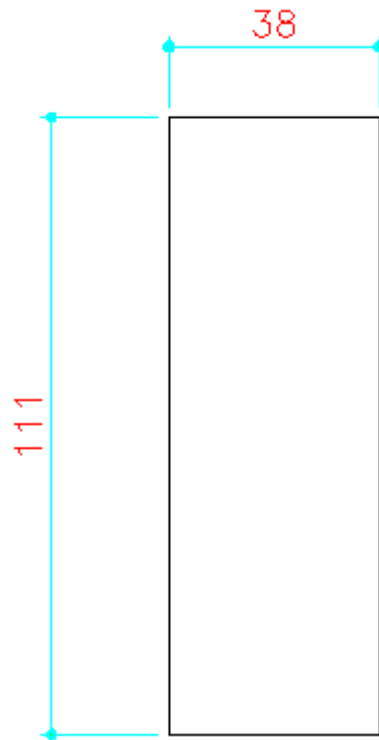
Tabela 5 - Verificação da biela, para seção de projeto

Verificação a compressão da biela		
Dados	Valores	Unidades
V_{Rd2}	989,77	kN
V_{sd}	1948,76	kN

Fonte - Autora (2019)

A seção da longarina deve resistir aos esforços cisalhantes, $V_{sd} \leq V_{Rd2}$. E como demonstrado não é o que ocorre quando aplicado os esforços cisalhantes encontrado com o método das longarinas independentes nesta seção de longarina utilizadas no projeto. De maneira que se buscou uma nova seção que atendesse a estes esforços de maneira satisfatória, mas sem alterar as dimensões da longarina. Então, a seção adotada para o cálculo foi uma seção retangular, como apresentada na Figura 27.

Figura 27 - Seção retangular



Fonte - Autora (2019)

Assim as novas informações iniciais são:

Tabela 6 - Informações iniciais para cisalhamento, seção retangular

Informações Iniciais		
Dados	Valores	Unidades
f_{ck}	30,00	MPa
f_{yk}	50,00	MPa
b_w	38,00	cm
d'	111,00	cm
c	3,00	cm
d	108,00	cm
$\rho_{sw,min}$	0,12	cm ² /m
f_{cd}	2,14	MPa
f_{yd}	43,48	MPa
α_{v2}	0,88	
V_{c0}	356,61	kN

Fonte - Autora (2019)

E a verificação da compressão da biela que transfere os esforços para a armadura, conforme modelo I clássico das treliças de Ritter (1899) e Mörsh (1903), com os esforços cortantes totais e as dimensões apresentadas na Tabela 9.

Tabela 7 - Verificação da biela da seção retangular

Verificação a compressão da biela		
Dados	Valores	Unidades
V_{Rd2}	2089,52	kN
V_{sd}	1948,76	kN

Fonte - Autora (2019)

Agora $V_{sd} \leq V_{Rd2}$, respeitando a condição do modelo das bielas. Em seguida, pode-se calcular a armadura mínima e o quanto esta armadura absorve de esforço cortante.

Tabela 8 - Armadura mínima para cisalhamento

Armadura Transversal Mínima		
Dados	Valores	Unidades
$(A_{sw}/s)_{min}$	0,51	cm ² /m

Fonte - Autora (2019)

Tabela 9 - Cortante absorvido pela armadura mínima

Cortante Absorvido pela Taxa Mínima de Armadura Transversal		
Dados	Valores	Unidades
$V_{sd,min}$	270,01	kN

Fonte - Autora (2019)

Assim, pode-se determinar que ao longo da longarina a armadura necessária para o cisalhamento é a mínima, mas que nos apoios, é necessária uma armadura maior, determinada na Tabela 12.

Tabela 10 - Armadura para o cisalhamento na seção retangular

Armadura Transversal		
Dados	Valores	Unidades
S1	37,67	cm
S2	0,51	cm
S3	0,51	cm
S4	37,67	cm

Fonte - Autora (2019)

Por último, determina-se os espaçamentos máximos e mínimos possíveis nesta seção.

Tabela 11 - Espaçamento máximo entre estribos

Espaçamento Máximo entre Estribos				
Dados	V_{sd}/V_{Rd2}	Espaçamento 1	Espaçamento 2	Espaçamento
V_{sd}/V_{Rd2}	0,93	20 cm	64,80	20cm
V_{sd}/V_{Rd2}	0,17	30 cm	32,40	30 cm
V_{sd}/V_{Rd2}	0,17	30 cm	32,40	30 cm
V_{sd}/V_{Rd2}	0,93	20 cm	64,80	20cm

Fonte - Autora (2019)

Tabela 12 - Espaçamento mínimo entre estribos

Diâmetro Mínimo e máximo dos Estribos		
$\Phi_{\text{mín}}$	5,00	mm
$\Phi_{\text{máx}}$	38,00	mm

Fonte - Autora (2019)

4.2 FLEXÃO

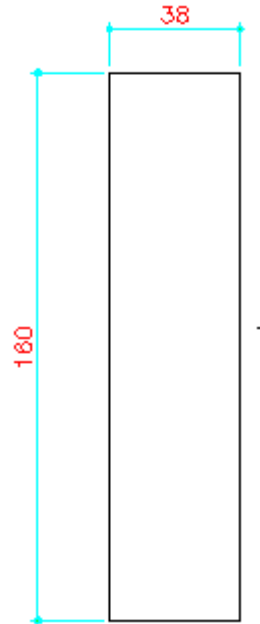
Na flexão causada pelos momentos fletores, verifica-se a linha neutra da seção utilizada. Neste caso, a linha neutra não pode estar nem no intervalo em que está totalmente tracionada e nem onde ela está totalmente comprimida, procurando o momento em que a ruptura do concreto ocorra ao mesmo tempo que o escoamento do aço (LAZZARI, 2016).

Quando se faz esta verificação usando as equações 28, 29 e 30 e usando as dimensões da seção retangular de 38 cm por 111 cm como na Figura 27, os valores da linha neutra extrapolam os estados limites de uso determinado para o projeto. De maneira que há a necessidade de aumentar as suas dimensões, resultando em uma nova seção retangular de 38

cm por 160 cm, que esta sim respeita os valores para os estados limites de utilização estipulados pela NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

Assim, a seção retangular utilizada para determinação das armaduras para flexão é a apresentada na Figura 28.

Figura 28 - Seção retangular para flexão



Fonte - Autora (2019)

E as informações iniciais são:

Tabela 13 - Informações iniciais para flexão

Informações Iniciais		
Dados	Valor	Unidade
f_{ck}	30,00	Mpa
f_{yk}	50,00	Mpa
b_w	38,00	cm
d'	160,00	cm
c	3,00	cm
d	157,00	cm
$\rho_{sw,min}$	0,13	cm ² /m
f_{cd}	2,14	Mpa
f_{yd}	43,48	Mpa
α	0,85	

Fonte - Autora (2019)

Em seguida calcula-se os valores que determinam se há ou não a necessidade de armadura dupla para resistir aos momentos fletores encontrados anteriormente.

Tabela 14 - Valores limites para ELU

Dados	Valor	Unidade
X_{lim}	23,12	cm
λ	0,80	
Y_{lim}	18,50	cm
$Y_{dúctil}$	56,52	cm
$Y_{máx}$	18,50	cm
$A_{s,min}$	13,12	cm ² /m

Fonte - Autora (2019)

O próximo passo é o cálculo do $Y_{seção}$, que será conferido com o $Y_{máximo}$ e determinar se ocorre armadura na zona comprimida de viga para ajudar a resistir aos esforços de compressão.

Tabela 15 - Valor de Y da seção retangular

$Y_{seção}$	
Seção	130,83 cm

Fonte - Autora (2019)

Assim, determinou-se que há a necessidade de colocar as duas armaduras para resistir aos esforços. De maneira que:

Tabela 16 - Armaduras para flexão de seção retangular

Quando $Y_{seção} > Y_{máx}$		
$M_{d,lim}$	189.150,25	kN/cm
	As'	
Seção	93,78	cm ² /m
	As	
Seção	302,06	cm ² /m

Fonte - Autora (2019)

4.3 ARMADURAS

Para o cálculo e dimensionamento das armaduras suficientes para resistir aos esforços calculados na estrutura pelo método das longarinas independente, não foi possível usar a seção de viga do projeto, mostrada na Figura 29 abaixo, com as armaduras totais como mostradas na Tabela 19.

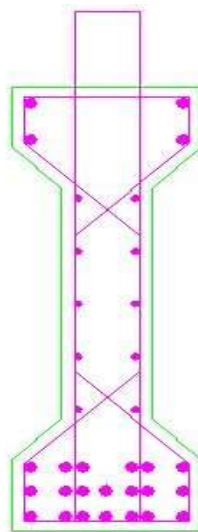
Tabela 17 - Armaduras da seção transversal original

Tipo de Armadura	Nº barras	ϕ (mm)	Metragem (m)	Área total (cm ² /m)	Metragem (m)	Espaçamento y (cm)	Espaçamento x (cm)
Transversal	24	8,10,12,5	17,3	20,16	1,7	-	18
Longitudinal As'	4	16	1,11	15,61	2	9,3	29,8
Longitudinal As	19	25	1,11	102,62	2	5,6	7,1

Fonte - Autora (2019)

As hipóteses do porque não foi possível, estão diretamente ligadas com considerações que foram tomadas ao longo do desenvolvimento do trabalho. O projeto original adota como cobertura de armadura 2,5 cm, porém a normativa NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento indica que para construções urbanas, o cobertura seja no mínimo 3 cm, valor este adotado para os cálculos deste trabalho. Bem como a falta de camada de revestimento da pista de rolamento acima da laje construtiva. Neste caso, a normativa do DNIT 122/2009 – Pontes e viadutos rodoviários – Estruturas de concreto armado – Especificação de serviço indica um mínimo de 7 cm de concreto asfáltico como revestimento, valores estes também adotado no desenvolvimento deste estudo.

Figura 29 – Disposição das barras de armaduras na longarina do projeto original

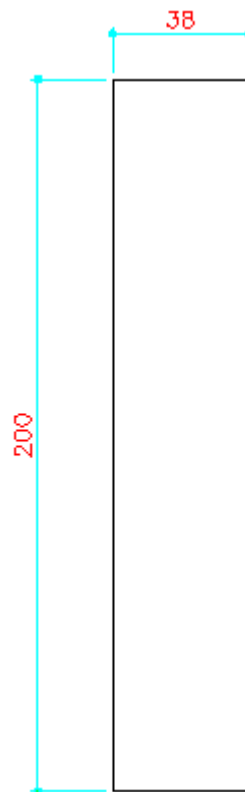


Fonte – Adaptado de SEPUD (2015)

Porém, há ainda outra hipótese a ser considerada e é a de que o método de dimensionamento usado não foi o de longarinas independentes, indicado pela norma NBR7188 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Debs e Takeya (2007) apontam que para pontes com a configuração em grelha, ou seja, com mais do que duas longarinas, o método das longarinas independentes nos oferece uma aproximação grosseira dos valores de carregamentos que irão incidir sobre a ponte. Existem outros métodos que apresentariam menos erros quanto as cargas aplicadas sobre cada longarina (DEBS; TAKEYA, 2007).

De maneira que para o método das longarinas independentes, adotado na norma NBR7188 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas e a partir das informações adquiridas das seções anteriores, decidiu-se pelo uso de uma seção de 40 cm por 200 cm, conforme mostra a Figura 30, que satisfaz os esforços cisalhantes e de flexão, mas também permite que sejam respeitados os espaçamentos entre barras e as áreas necessárias para suportar os esforços determinados conforme NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. E considerando a localização da ponte na cidade de Joinville, o cobrimento usado foi o mínimo de 3 cm.

Figura 30 - Seção final da longarina



Fonte - Autora (2019)

Considerando-se a longarina como retangular de 38 cm por 200 cm, os esforços cortantes e momentos fletores das cargas móveis e permanentes na estrutura, tem-se as seguintes armaduras:

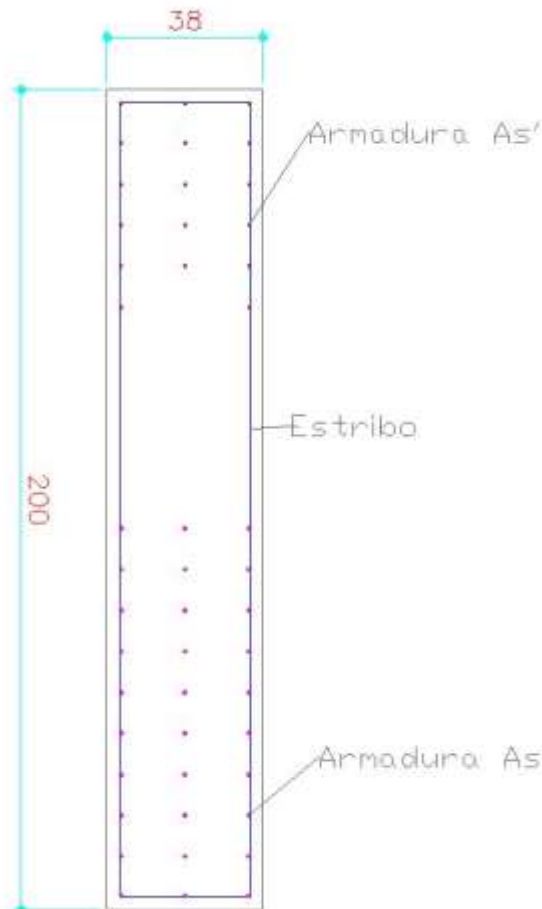
Tabela 18 - Armaduras calculadas para a seção retangular final

Tipo de Armadura	Área (cm ² /m)	Metragem (m)	Área total (cm ²)	Nº barras	φ (mm)	Espaçamento y (cm)	Espaçamento x (cm)
Transversal	16,40	1,7	27,88	9	22	-	18
Transversal Mínima	0,53	13,9	7,41	38	5	-	30
Longitudinal As'	67,29	2	134,57	17	32	10	17
Longitudinal As	185,15	2	370,31	30	40	10	17

Fonte - Autora (2019)

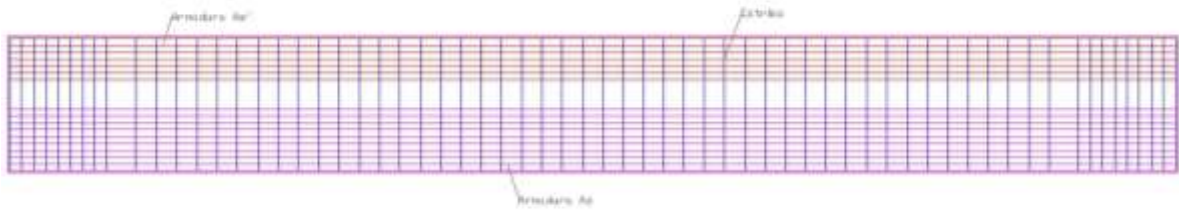
Considerando as informações da Tabela 20, é possível montar um croqui das armaduras, conforme mostram as Figuras 31 e 32.

Figura 31 - Croqui transversal das barras de aço



Fonte - Autora (2019)

Figura 32 - Croqui longitudinal das barras de aço



Fonte - Autora (2019)

De maneira mais aprofundada, o uso desta seção retangular implica em novas análises quanto ao seu próprio funcionamento de maneira segura e os impactos que podem vir a ser relevantes na estrutura como um todo. Quanto a própria seção, nesta configuração ela passa a ser um pilar parede, conforme a NBR 6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto, e por isso requer uma análise quanto a segurança do seu funcionamento frente a este fato. Bem como a análise da necessidade de estribos suplementares, também exige uma análise particular da seção.

Esta seção retangular manteve a mesma largura da seção original, de maneira que não impacta na locação topográfica dos pilares e das próprias longarinas, porém, os impactos que esta mudança implica no restante da estrutura, como mobilidade e custos, não são estudados nesta análise.

5 ANÁLISES FINAIS

O presente estudo para a diplomação do curso de Engenharia Civil de Infraestrutura teve como objetivo aprofundar os conhecimentos na área de estruturas adquiridos durante a graduação. Através de análise estrutural pelo método das longarinas independentes, para a estrutura da ponte sobre o rio Iriú-Mirim, na cidade de Joinville em Santa Catarina.

A partir das etapas descritas de determinação de cargas permanentes e esforços cisalhantes e de flexão para a ponte sobre o rio Iriú-Mirim, pode-se atender aos objetivos iniciais do trabalho, onde foram determinados os esforços, e dimensionadas as armaduras para estes esforços calculados com o método das longarinas independentes, recomendados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas.

As armaduras necessárias para resistir aos esforços de cisalhamento e de flexão definidos pelo método das longarinas independentes, foram diferentes das armaduras do projeto original. Não apenas as armaduras foram diferentes, mas a seção usada no projeto original não se mostra segura perante aos esforços aplicados definidos pelo método usado. A partir dos esforços calculados, determinou-se que seria necessário uma seção retangular mantem a dimensão da base original, porém, com uma altura superior a do projeto original. As diferenças encontradas entre armadura do projeto original e armadura necessária para resistir aos esforços encontrados pelo método das longarinas independentes são compreensíveis, dada a seção e dimensões da seção final encontrada.

Contudo também há de se considerar as diferenças entre os carregamentos usados no projeto original e os calculados pelo método recomendado pelas normativas. Ainda que a seção das longarinas do projeto original não tenham respondido de maneira a passar pelas verificações aos esforços pelo método das longarinas independentes, não significa que a estrutura não está dimensionada de maneira segura, visto que segundo autores mencionados neste estudo, outros métodos de cálculos teóricos são mais indicados para a configuração em grelha da estrutura.

Assim, como trabalhos futuros, pode-se fazer um comparativo entre as cargas, armaduras, e seções obtidas pelos métodos de Engesser-Courboun e de Leonhardt e uma análise do impacto no restante da estrutura causado pela adoção da seção retangular como seção da longarina.

REFERÊNCIAS

ALVES, Eduardo Valeriano; ALMEIDA, Sérgio Marques Ferreira de; JUDICE, Flávia Moll de Souza. **Métodos de análise estrutural de tabuleiros de pontes em vigas múltiplas de concreto protendido**. Rio de Janeiro: Engevista, 2004.

AMORIM, David Leonardo Nascimento de Figueiredo; BARBIRATO, João Carlos Cordeiro; BARBOZA, Aline da Silva. Técnica de analogia de grelha associada a um modelo de pórtico para análise do comportamento de sistemas estruturais de pontes. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 5. 2012, Rio de Janeiro. **Proceeding**. Rio de Janeiro: 111, 2012. p. 1 - 6. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/280082311_TECNICA_DE_ANALOGIA_DE_GRELHA_ASSOCIADA_A_UM_MODELO_DE_PORTICO_PARA_ANALISE_DO_COMPORTEAMENTO_DE_SISTEMAS ESTRUTURAIIS_DE_PONTES>. Acesso em: 17 jun. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 1 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2004.

_____. **NBR 7187**: Pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro. 2003.

_____. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro. 2013.

_____. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. 2 eds. Rio de Janeiro: Abnt, 2007.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro. 2003.

BASTOS, Paulo Sérgio do Santos. **Fundamentos do Concreto Armado**. Bauru. 2006. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>>. Acesso em: 12 jun. 2018.

CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO. **Estruturas mistas e híbridas**: Debate técnico - Mesa Redonda. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/noticias-detalhes.php?cod=7133>>. Acesso em: 08 maio 2018.

DEBS, Mounir Khalil El; TAKEYA, Toshiaki. **Introdução às pontes de concreto**. São Carlos: 2007. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/pontes/Apost.%20Pontes%20-%20Mounir-Takeya.pdf>>. Acesso em: 17 jun. 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 122**: Pontes e viadutos rodoviários - Estruturas de concreto armado - Especificação de Serviço. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Viárias, 2009.

ESCOLA ENGENHARIA. **Fundações Rasas ou Superficiais**. Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/fundacoes-rasas/>>. Acesso em: 17 jun. 2019.

FERRAZ, A. M. S. – **Dimensionamento Ótimo de Pontes Mistas Rodoviárias de Pequeno**

Vão. (Dissertação de Mestrado). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2009.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de Concreto: Solicitações normais.** São Paulo: Guanabara Dois, 2008.

GIL, Antonio Carlos. **Métodos e técnicas de pesquisas sociais.** 6. ed. São Paulo: Atlas, 2008.

HEIDEMANN, Marcelo. **Fundações Profundas. 14 de mar. 2019, 10 jul. 2019. Notas de aula.**

_____. **Fundações Rasas. 14 de mar. 2019, 10 jul. 2019. Notas de aula.**

KAUR, Rupi. **Milk and Honey.** Kansas City: Andrews Mcmeel Publishing, 2005.

KLINSKY, Gelafito Eduardo René Gutiérrez. **Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas.** 1999. 232 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1999. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/1999ME_GelafitoEduardoReneGuttierrezKlinsky.pdf>. Acesso em: 08 maio 2018.

LAZZARI, Paula Manica. **Cisalhamento. 25 de jul. 2016, 21 dez. 2016. Notas de aula.**

_____. **Estudo de projeto estrutural de ponte rodoviária em arco inferior em concreto armado no município de Saudade/SC.** 2008. 119 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008. Disponível em:

<<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/28542/000769467.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 08 maio 2018.

_____. **Flexão simples. 25 de jul. 2016, 21 dez. 2016. Notas de aula.**

LEONHARDT, F.; MONNIG, E.. **Construções de concreto: Princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado.** Rio de Janeiro: Interciência, 1978.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Pontes de concreto armado.** São Paulo: Edgard Blücher Ltda, 2008.

MARTHA, Luis Fernando Campos Ramos. **Cargas acidentais e linhas de influência.** 1999. 111 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 1999. Disponível em: <<https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/colecao.php?strSecao=resultado&nrSeq=512@1>>. Acesso em: 17 jun. 2019.

MATOS, Márcio. **Pontes. 2016. Notas de aula.**

MENDES, Luis Carlos. **Pontes.** Rio de Janeiro: Eduff, 2017.

PFEIL, Walter. **Pontes: curso básico: Projeto, construção e manutenção.** Rio de Janeiro: Campus, 1983.

PINHO, Fernando; BELLEI, Ildony Hélio. **Pontes e viadutos em vigas mistas**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia, 2007.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. **Pontes metálicas e mistas**: Tópicos de conservação, danos e reforços estruturais. 2015. 56 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia, Escola Politécnica de Pernambuco, Recife, 2015. Disponível em: <http://vitorioemelo.com.br/publicacoes/Pontes_Metalicas_e_Mistas.pdf>. Acesso em: 12 jun. 2018.

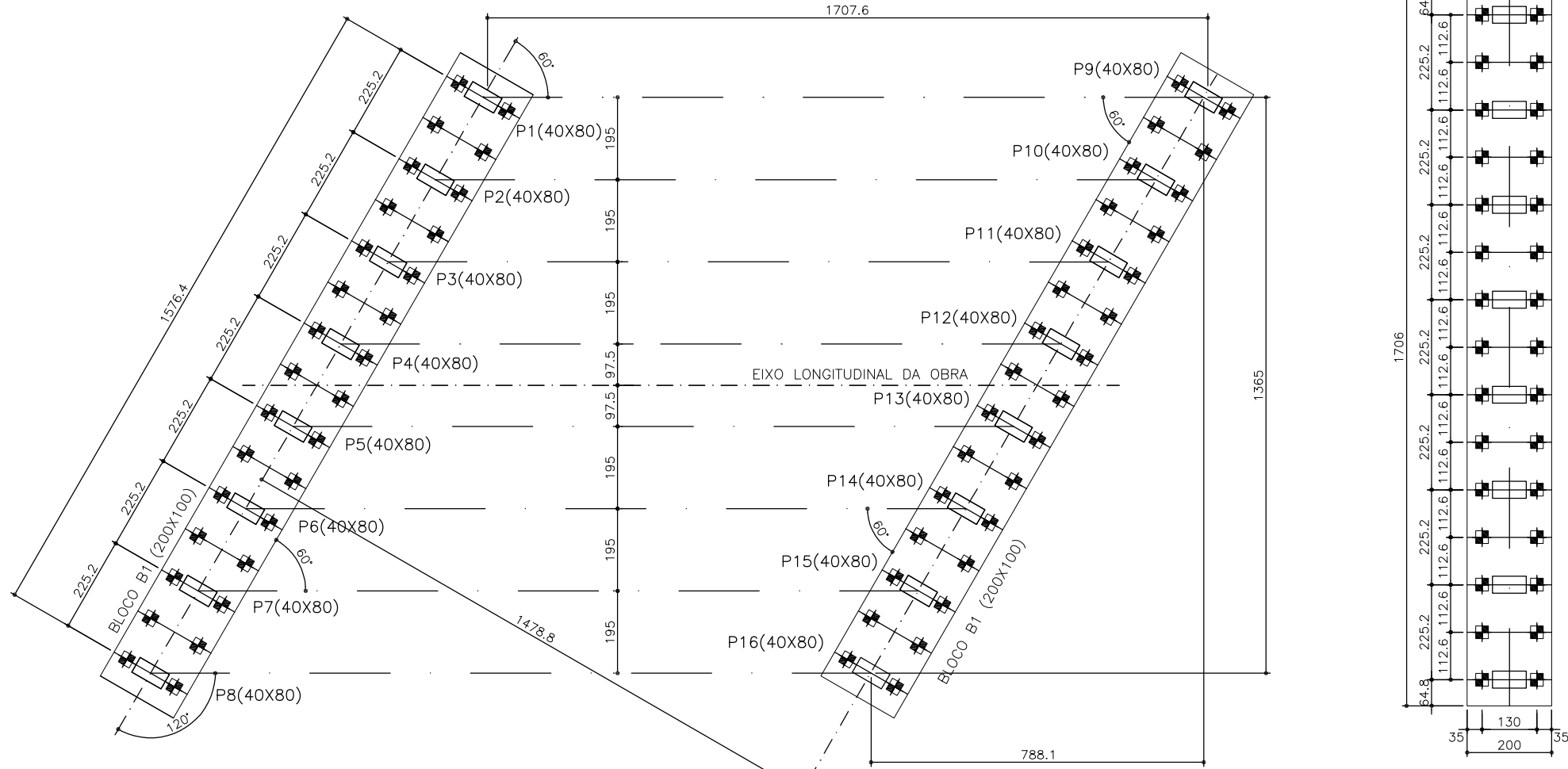
APÊNDICE A – PROJETO ORIGINAL

LOCAÇÃO DE PILARES E ESTACAS

ESCALA 1:100

BLOCO B1(2x)

ESCALA 1:100



60 ESTACAS DE CONCRETO ARMADO 30X30 cm
PARA FORMAS E ARMADURAS VIDE PROJETO ESPECÍFICO

NOTAS GERAIS

- 1 - O RESPONSÁVEL PELA EXECUÇÃO DEVERÁ CONFERIR AS MEDIDAS NO LOCAL COMPARANDO COM AS MEDIDAS DO PROJETO ESTRUTURAL PARA SE CERTIFICAR DA COMPATIBILIDADE ENTRE OS PROJETOS E O LOCAL DE EXECUÇÃO.
- 2 - MEDIDAS EM CENTÍMETROS (cm).
- 3 - DIMENSÕES AÇOS CA-50/CA-60 EM MILÍMETROS (mm).
- 4 - CONCRETO ESTRUTURAL fck MÍNIMO: 30 MPa, SLUMP 10 +/- 2, PEDRA 0 E 1
- 5 - O CIMENTO A SER UTILIZADO PARA FAZER O CONCRETO DEVERÁ SER RESISTENTE À SULFATOS

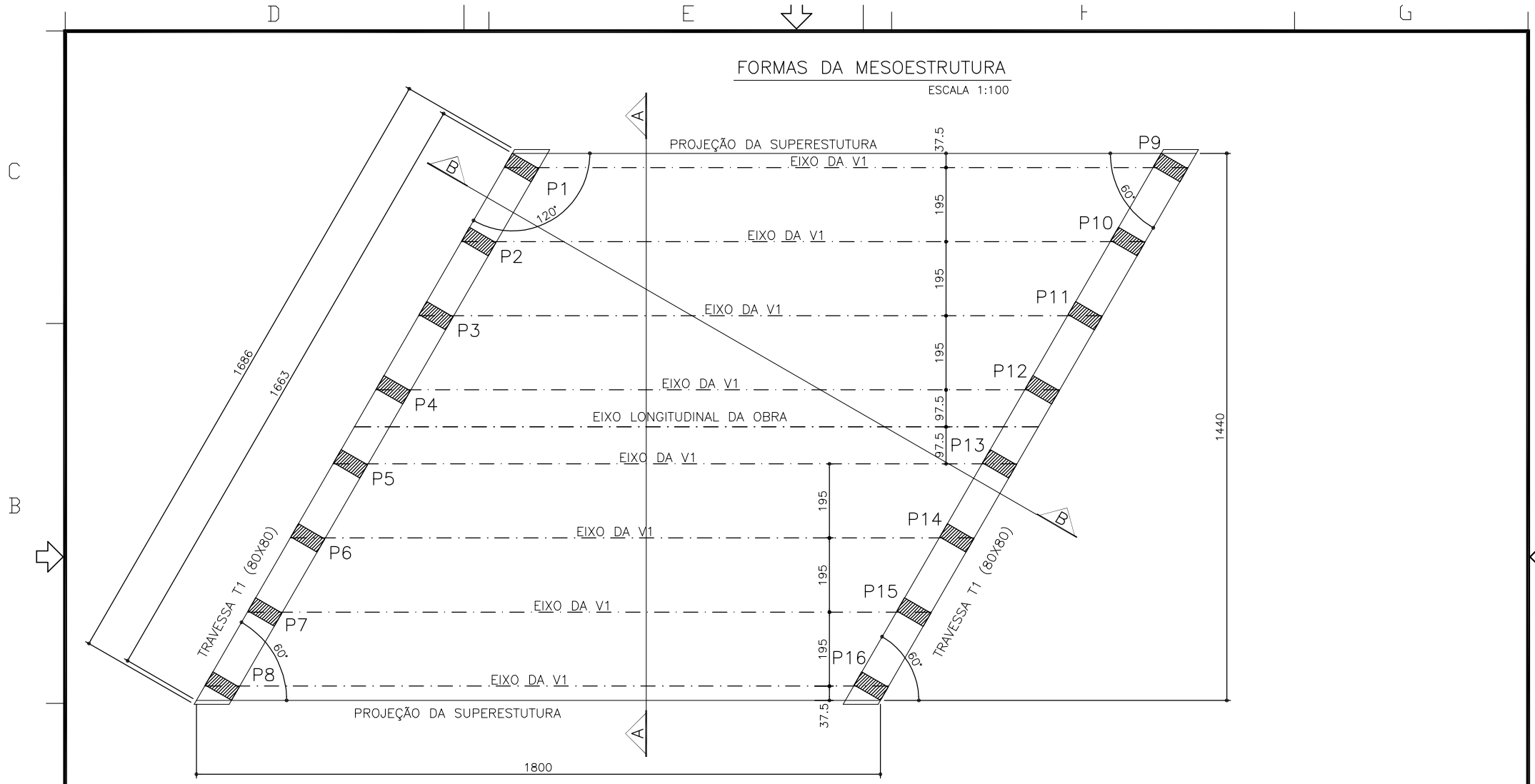
		FUNDAÇÃO INSTITUTO DE PESQUISA E PLANEJAMENTO PARA O DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL DE JOINVILLE Av. Hermann August Lepper, 10 - Joinville, SC - CEP 89.221-901 Tel. (47)3431-3301 - Fax (47)3422-7333 - projetos.ippuj@joinville.sc.gov.br	
		Nome da Obra / Endereço: PONTE SOBRE O RIO IRIRIU MIRIM RUA ARNALDO LÚCIO DE OLIVEIRA E ROGÉRIO PEREIRA	
PROJETO DE ESTRUTURA		Conteúdo: LOCAÇÃO DE PILARES E ESTACAS	
Requerente: IPPUJ		Proprietário: PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE	
Autores: ENG. EMERSON LUIZ PAGANI CREA SC 42993-0		Co-Autores:	
Revisado por:		Data: 04/2015	
Desenhista CAD:		Escala: indicada	
Modificação: 0		Nôm. Prancha: Sco 01/20	
Arq.CAD:		Arq.CAD: XXXXXXXXXX	

Linhas p/ Plotter

Linha	Espes.
0	0,13
1	0,25
2	0,20
3	0,23
4	0,18
5	0,60
6	0,30


FORMAS DA MESOESTRUTURA

ESCALA 1:100



NOTAS GERAIS

- 1 - O RESPONSÁVEL PELA EXECUÇÃO DEVERÁ CONFERIR AS MEDIDAS NO LOCAL COMPARANDO COM AS MEDIDAS DO PROJETO ESTRUTURAL PARA SE CERTIFICAR DA COMPATIBILIDADE ENTRE OS PROJETOS E O LOCAL DE EXECUÇÃO.
- 2 - MEDIDAS EM CENTÍMETROS (cm).
- 3 - DIMENSÕES AÇOS CA-50/CA-60 EM MILÍMETROS (mm).
- 4 - CONCRETO ESTRUTURAL fck MÍNIMO: 30 MPa, SLUMP 10 +/- 2, PEDRA 0 E 1
- 5 - O CIMENTO A SER UTILIZADO PARA FAZER O CONCRETO DEVERÁ SER RESISTENTE À SULFATOS

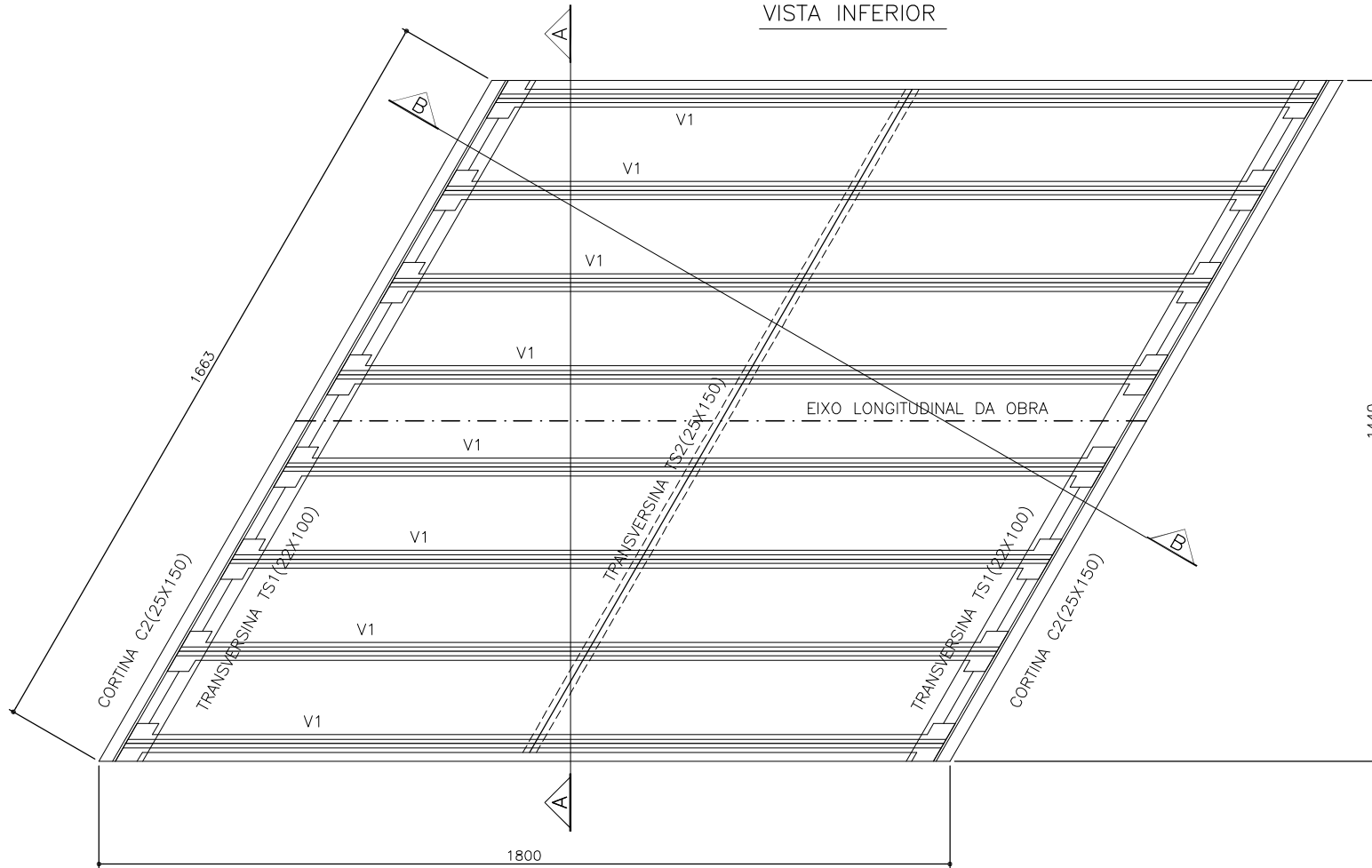
		FUNDAÇÃO INSTITUTO DE PESQUISA E PLANEJAMENTO PARA O DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL DE JOINVILLE Av. Hermann August Lepper, 10 - Joinville, SC - CEP 89.221-901 Tel. (47)3431-3301 - Fax (47)3422-7333 - projetos.ipuj@joinville.sc.gov.br	
		Nome da Obra / Endereço: PONTE SOBRE O RIO IRIRIU MIRIM RUA ARNALDO LÚCIO DE OLIVEIRA E ROGÉRIO PEREIRA	
PROJETO DE ESTRUTURA		Conteúdo: MESOESTRUTURA - FORMAS	
Requerente: IPPUJ		Proprietário: PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE	
Autores: ENG. EMERSON LUIZ PAGANI CREA SC 42993-0		Co-Autores:	
Revisado por:		Data: 04/2015	
Desenhista CAD:		Escala: indicada	
Modificação: 0		Núm. Prancha: Sco 03/20	
Arq.CAD:		Arq.CAD: XXXXXXXXXX	

Espes.	mm
0	0,13
1	0,25
2	0,20
3	0,23
4	0,18
5	0,60
6	0,30

FORMAS DA SUPERESTRUTURA

ESCALA 1:100

VISTA INFERIOR



NOTAS GERAIS

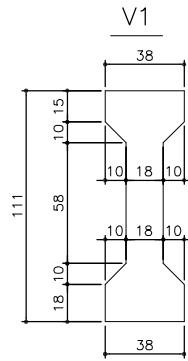
- 1 - O RESPONSÁVEL PELA EXECUÇÃO DEVERÁ CONFERIR AS MEDIDAS NO LOCAL COMPARANDO COM AS MEDIDAS DO PROJETO ESTRUTURAL PARA SE CERTIFICAR DA COMPATIBILIDADE ENTRE OS PROJETOS E O LOCAL DE EXECUÇÃO.
- 2 - MEDIDAS EM CENTÍMETROS (cm).
- 3 - DIMENSÕES AÇOS CA-50/CA-60 EM MILÍMETROS (mm).
- 4 - CONCRETO ESTRUTURAL fck MÍNIMO: 30 MPa, SLUMP 10 +/- 2, PEDRA 0 E 1
- 5 - O CIMENTO A SER UTILIZADO PARA FAZER O CONCRETO DEVERÁ SER RESISTENTE À SULFATOS

		FUNDAÇÃO INSTITUTO DE PESQUISA E PLANEJAMENTO PARA O DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL DE JOINVILLE Av. Hermann August Lepper, 10 - Joinville, SC - CEP 89.221-901 Tel. (47)3431-3301 - Fax (47)3422-7333 - projetos.ippu@joinville.sc.gov.br	
		Nome da Obra / Endereço: PONTE SOBRE O RIO IRIRIU MIRIM RUA ARNALDO LÚCIO DE OLIVEIRA E ROGÉRIO PEREIRA	
PROJETO DE ESTRUTURA		Conteúdo: SUPRAESTRUTURA VISTA INFERIOR - FORMAS	
Requerente: IPPUJ		Proprietário: PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE	
Autores: ENG. EMERSON LUIZ PAGANI CREA SC 42993-0		Co-Autores:	
Revisado por:		Data: 04/2015	
Desenhista CAD:		Escala: indicada	
Modificação: 0		N.º Prancha: JguarItSc-02-A2loc	
Arq.CAD: XXXXXXXXXX		Sco 04/20	

Espes. p/ Plotter	
Arq.	Espe.
0	0,13
1	0,25
2	0,20
3	0,23
4	0,18
5	0,60
6	0,30

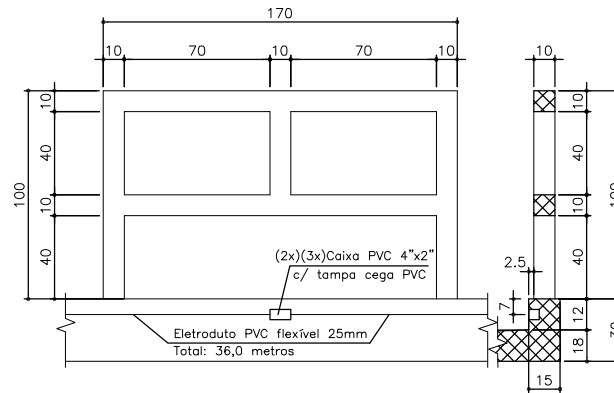
DET. DAS VIGAS

ESCALA 1:25



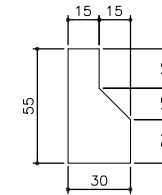
DET. DO GUARDA-CORPO

ESCALA 1:25



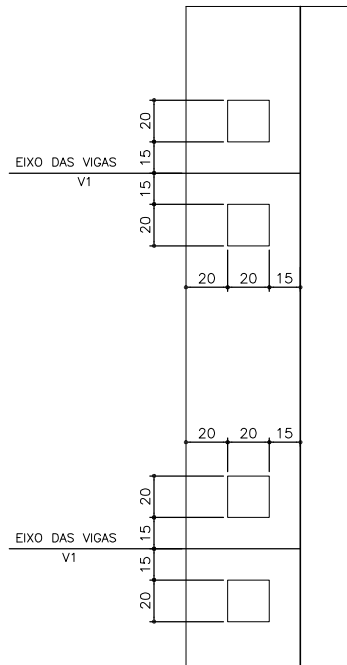
DET. DO GUARDA-RODAS

ESCALA 1:25



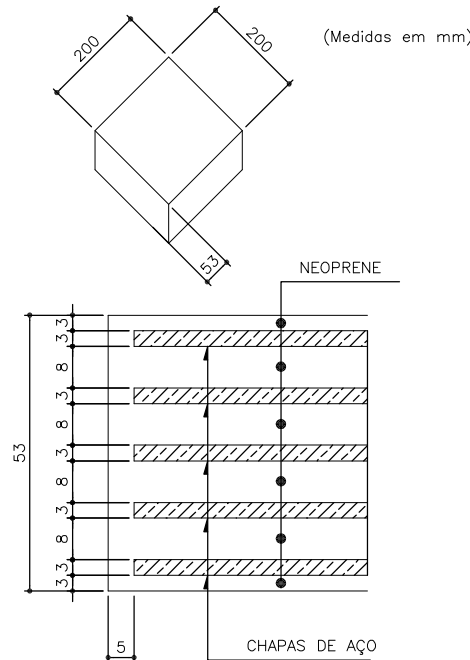
LOCAÇÃO DOS APARELHOS DE APOIOS

ESCALA 1:25



DET. DOS APARELHOS DE APOIOS

ESCALA 1:10

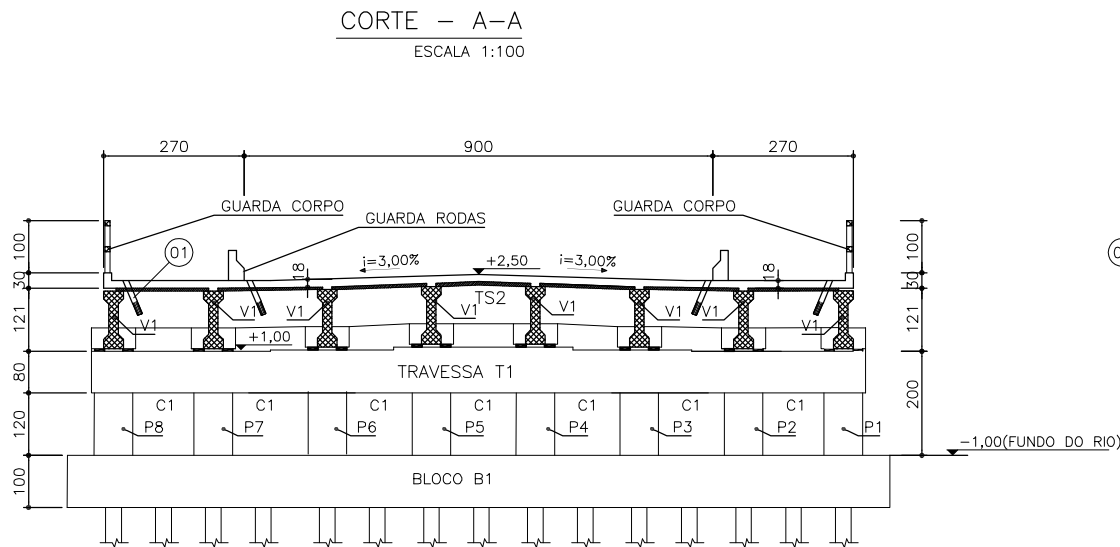


NOTAS GERAIS

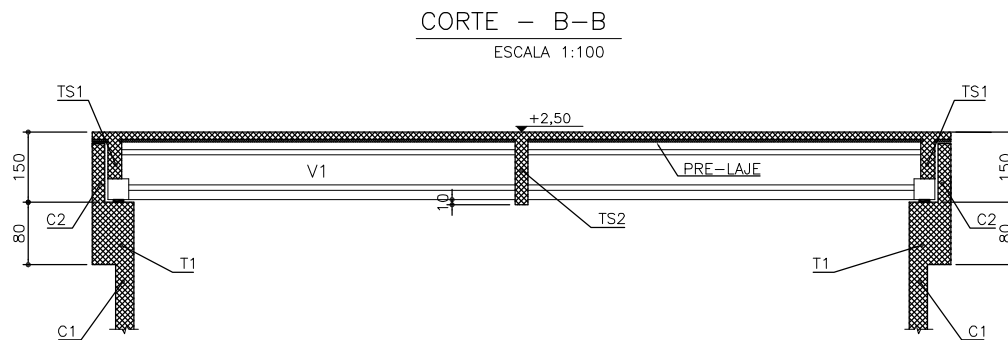
- 1 - O RESPONSÁVEL PELA EXECUÇÃO DEVERÁ CONFERIR AS MEDIDAS NO LOCAL COMPARANDO COM AS MEDIDAS DO PROJETO ESTRUTURAL PARA SE CERTIFICAR DA COMPATIBILIDADE ENTRE OS PROJETOS E O LOCAL DE EXECUÇÃO.
- 2 - MEDIDAS EM CENTÍMETROS (cm).
- 3 - DIMENSÕES AÇOS CA-50/CA-60 EM MILÍMETROS (mm).
- 4 - CONCRETO ESTRUTURAL fck MÍNIMO: 30 MPa, SLUMP 10 +/- 2, PEDRA 0 E 1
- 5 - O CIMENTO A SER UTILIZADO PARA FAZER O CONCRETO DEVERÁ SER RESISTENTE À SULFATOS

		FUNDAÇÃO INSTITUTO DE PESQUISA E PLANEJAMENTO PARA O DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL DE JOINVILLE Av. Hermann August Lepper, 10 - Joinville, SC - CEP 89.221-901 Tel. (47)3431-5301 - Fax (47)3422-7333 - projetos.ippuj@joinville.sc.gov.br		
		Nome da Obra / Endereço: PONTE SOBRE O RIO IRIRIU MIRIM RUA ARNALDO LÓCIO DE OLIVEIRA E ROGÉRIO PEREIRA		
PROJETO DE ESTRUTURA		Conteúdo: GUARDA CORPO, GUARDA RODAS E VIGAS - FORMAS DETALHE APARELHO DE APOIO		
Requerente: IPPUJ		Proprietário: PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE		
Autores: ENG. EMERSON LUIZ PAGANI CREA SC 42993-0		Co-Autores:		
Data: 04/2015		Escola: indicada		Sco 06/20
Revisado por:		Arq. CAD: JguaritiSc-02-A2loc		
Desenhista CAD:		Modificação: 0		Arq. CAD: XXXXXXXXX

Penas p/ Plotter	
Pena	Espes.
0	0,13
1	0,25
2	0,20
3	0,23
4	0,18
5	0,60
6	0,30



01 TUBO PVC DN100 - P/ DRENAGEM
(3X)(4X) PVC DN100 - C.100cm
TOTAL: 12,00 metros



NOTAS GERAIS

- 1 - O RESPONSÁVEL PELA EXECUÇÃO DEVERÁ CONFERIR AS MEDIDAS NO LOCAL COMPARANDO COM AS MEDIDAS DO PROJETO ESTRUTURAL PARA SE CERTIFICAR DA COMPATIBILIDADE ENTRE OS PROJETOS E O LOCAL DE EXECUÇÃO.
- 2 - MEDIDAS EM CENTÍMETROS (cm).
- 3 - DIMENSÕES AÇOS CA-50/CA-60 EM MILÍMETROS (mm).
- 4 - CONCRETO ESTRUTURAL fck MÍNIMO: 30 MPa, SLUMP 10 +/- 2, PEDRA 0 E 1
- 5 - O CIMENTO A SER UTILIZADO PARA FAZER O CONCRETO DEVERÁ SER RESISTENTE À SULFATOS

Penas p/ Plotter	
Pena	Espes.
0	0,13
1	0,25
2	0,20
3	0,23
4	0,18
5	0,60
6	0,30

		FUNDAÇÃO INSTITUTO DE PESQUISA E PLANEJAMENTO PARA O DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL DE JOINVILLE Av. Hermann August Lepper, 10 - Joinville, SC - CEP 89.221-901 Tel. (47)3431-5301 - Fax (47)3422-7333 - projetos.ippu@joinville.sc.gov.br		
		Nome da Obra / Endereço: PONTE SOBRE O RIO IRIRIU MIRIM RUA ARNALDO LÚCIO DE OLIVEIRA E ROGÉRIO PEREIRA		
PROJETO DE ESTRUTURA		Conteúdo: CORTES "AA" E "BB"		
Requerente: IPPUJ		Proprietário: PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE		
Autores: ENG. EMERSON LUIZ PAGANI CREA SC 42993-0		Co-Autores:		
Revisado por:		Desenhista CAD:		Data: 04/2015
Modificação: 0		Arg. CAD: XXXXXXXXXX		Escola: indicada
				Núm. Prancha: SCO 07/20