

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SÃO PAULO

KLEBER ALERSON FREIRE FRANCISCO

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UMA PONTE ESTAIADA EM VOTUPORANGA/SP

VOTUPORANGA

2021

Kleber Alerson Freire Francisco

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UMA PONTE ESTAIADA EM VOTUPORANGA/SP

Trabalho de Conclusão do Curso apresentado como exigência para obtenção do diploma do Curso Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo, Câmpus Votuporanga.

Orientador: Prof^o Me. Gustavo Cabrelli Nirschl

FICHA CATALOGRÁFICA

F818p Francisco, Kleber Aleron Freire, 1993-
Pré-dimensionamento de uma ponte estaiada em Votuporanga-
SP / Kleber Aleron Freire Francisco – Votuporanga: IFSP, 2021.
126 p. : il. color. ; 29,7 cm.
Bibliografia: p. 119-126.

Orientador: Gustavo Cabrelli Nirschl.
Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Instituto
Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo, 2021.

1. Pontes estaiadas. 2. Pontes estaiadas – projetos e construção.
3. Engenharia de estruturas. 4. Projeto auxiliado por computador. 5.
Votuporanga (SP). I. Título.

CDD 23. ed. – 624.257

ATA 38/2021 - DAE-VTP/DRG/VTP/IFSP

Ata de Defesa de Trabalho de Conclusão de Curso - Graduação

Na presente data realizou-se, via videoconferência pelo Microsoft Teams, a sessão pública de defesa do Trabalho de Conclusão de Curso intitulado PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UMA PONTE ESTAIADA EM VOTUPORANGA/SP apresentado(a) pelo(a) aluno(a) KLEBER ALERSON FREIRE FRANCISCO (VP1610031) do Curso **SUPERIOR EM ENGENHARIA CIVIL**, (Câmpus Votuporanga). Os trabalhos foram iniciados às 13:00 h pelo(a) Professor(a) presidente da banca examinadora, constituída pelos seguintes membros:

Membros	IES	Presença (Sim/Não)	Aprovação/Conceito (Quando Exigido)
Prof. M.e Gustavo Cabrelli Nirschl (Presidente/Orientador)	IFSP Votuporanga	Sim	APROVADO
Prof. Dr. Cássio Leandro do Carmo (Examinador 1)	UFTM	Sim	APROVADO
Prof. M.e Ricardo Henrique Alves Correa (Examinador 2)	IFSP Votuporanga	Sim	APROVADO

Observações:

A banca examinadora, tendo terminado a apresentação do conteúdo da monografia, passou à arguição do(a) candidato(a). Em seguida, os examinadores reuniram-se para avaliação e deram o parecer final sobre o trabalho apresentado pelo(a) aluno(a), tendo sido atribuído o seguinte resultado:

Aprovado(a) Reprovado(a) Nota (quando exigido): _____

Proclamados os resultados pelo presidente da banca examinadora, foram encerrados os trabalhos e, para constar, eu lavrei a presente ata que assino juntamente com os demais membros da banca examinadora.

Câmpus Votuporanga, 11 de fevereiro de 2021

Avaliador externo: Sim Não

Assinatura:



Cássio Leandro do Carmo

Documento assinado eletronicamente por:

- **Ricardo Henrique Alves Correa**, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO, em 11/02/2021 14:44:03.
- **Gustavo Cabrelli Nirschl**, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO, em 11/02/2021 14:37:18.

Este documento foi emitido pelo SUAP em 11/02/2021. Para comprovar sua autenticidade, faça a leitura do QRCode ao lado ou acesse <https://suap.ifsp.edu.br/autenticar-documento/> e forneça os dados abaixo:

Código Verificador: 145316

Código de Autenticação: 00965e2bdb



*Dedico esse trabalho a minha família que esteve presente
nessa trajetória de alegrias e superação.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, pela vida, saúde, oportunidade e capacitação para chegar a este estágio.

Agradeço aos meus familiares, pela paciência, educação recebida e apoio em todos os momentos da minha vida.

Ao meu orientador, professor Me. Gustavo Cabrelli Nirschl, cujas virtudes acadêmicas e pessoais foram fundamentais para o alcance dos objetivos deste trabalho.

Enfim, a todos os envolvidos, professores e amigos que diretamente ou indiretamente contribuíram para que esse trabalho pudesse ser finalizado.

“O temor do Senhor é o princípio da Sabedoria”

(Salmos 111:10)

RESUMO

Após avaliar a infraestrutura de um bairro em Votuporanga/SP (Distrito Industrial), percebeu-se a carência de uma interligação entre duas avenidas. No local, existe uma via provisória, ocasionando um alongamento do trajeto e eventual obstrução do tráfego. Nesse contexto, visando à melhoria da infraestrutura do local e prezando pela otimização do acesso entre as avenidas, propôs-se neste trabalho uma possível solução estrutural por meio de uma ponte. As obras de pontes lançam muitos desafios, com soluções cada vez mais arrojadas e que exigem técnicas de análise apuradas. Portanto, é apresentado o pré-dimensionamento de uma opção em ponte estaiada, solução que evoluiu muito nos últimos anos e que apresenta novos conceitos estruturais. Neste estudo, comprova-se sua beleza arquitetônica, sua adequação ao vão de projeto e inovação para o município, que não contém um projeto dessa magnitude atualmente. No trabalho, incluem-se os cálculos de pré-dimensionamento, uma estimativa de custo total, desenhos de projeto básico, em CAD, e o modelo 3D, em *SketchUp*.

Palavras-chave: Ponte estaiada. Pré-dimensionamento. Votuporanga.

ABSTRACT

After evaluating the infrastructure of a neighborhood in Votuporanga / SP (Industrial District), the lack of an interconnection between two avenues was noticed. At the site, there is a provisional route, causing a lengthening of the path and eventual obstruction of traffic. In this context, aiming at improving the infrastructure of the place and valuing the optimization of access between the avenues, this paper proposes a possible structural solution by means of a bridge. Bridge works pose many challenges, with increasingly bold solutions that require refined analysis techniques. Therefore, the pre-dimensioning of a cable-stayed bridge option is presented, a solution that has evolved a lot in recent years and that presents new structural concepts. This study proves its architectural beauty, its adequacy to the design and innovation span for the municipality, which currently does not contain a project of this magnitude. The paper includes pre-dimensioning calculations, a total cost estimate, basic design drawings, in CAD, and the 3D model, in SketchUp.

Keywords: Cable-stayed bridge. Pre-dimensioning. Votuporanga.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Elementos componentes de uma ponte.....	21
Figura 2 - Seção transversal de ponte em laje maciça.....	23
Figura 3 - Ponte em viga simplesmente apoiada com único vão	23
Figura 4 - Seção transversal de um estrado celular	23
Figura 5 - Seção transversal de tabuleiro em grelha.....	24
Figura 6 - Esquemas de pontes em pórticos	24
Figura 7 - Pontes em arcos	25
Figura 8 - Esquema de uma ponte Pênsil	25
Figura 9 - Ponte estaiada com estais dispostos em leque	26
Figura 10 – Classificação de acordo ao Desenvolvimento Planimétrico	26
Figura 11 – Classificação de acordo ao Desenvolvimento Altimétrico	27
Figura 12 – Estrutura de uma ponte estaiada	28
Figura 13 – Torres com único mastro.....	29
Figura 14 – Torres com dois mastros.....	29
Figura 15 – Torre de mastro único com plano único de estais.....	30
Figura 16 – Torre de mastro único e dois planos de estais inclinados	30
Figura 17 – Torre com a geometria em “A”	31
Figura 18 – Torre em pórtico com dois planos de estais.....	32
Figura 19 – Estais, suas ancoragens e proteções.....	32
Figura 20 – Esquema de uma cordoalha	33
Figura 21 - Esquema em um plano vertical central (único)	33
Figura 22 – Efeitos de torção do tabuleiro e de estabilidade.....	34
Figura 23 – Esquema em dois planos verticais de apoio	34
Figura 24 – Flexão transversal do tabuleiro	35
Figura 25 – Esquema em dois planos inclinados de apoio	35
Figura 26 – Esquema em Harpa	36
Figura 27 – Esquema em Leque	36
Figura 28 - Esquema Semi-Harpa.....	37
Figura 29 – Esquema de cargas para geometria assimétrica	37
Figura 30 - Esquema Assimétrico	38
Figura 31 - Esquema em Extradorso.....	38

Figura 32 – Engaste da torre ao tabuleiro	39
Figura 33 – Duas vinculações possíveis para torres com dois mastros	39
Figura 34 – Vinculações da torre com o tabuleiro	40
Figura 35 – Diagramas de momentos fletores para cargas de peso próprio de uma ponte em viga e de uma estaiada	41
Figura 36 – Seção antiga (a) e atual (b).....	41
Figura 37 – Ponte Maracaibo na Venezuela	42
Figura 38 – Seção vazada de concreto protendido	43
Figura 39 – Altura do tabuleiro (h).....	43
Figura 40 – Vão central (L).....	43
Figura 41 – Construção da ponte Stonecutters – Hong Kong	44
Figura 42 – Ponte da Passagem – Vitória/ES	46
Figura 43 – Ancoragem em uma viga de rigidez de concreto armado	47
Figura 44 – Ancoragem em uma viga de rigidez de aço	47
Figura 45 – Veículo padrão TB-450	48
Figura 46 – Roda do veículo encostada no guarda-rodas.....	49
Figura 47 – Encontros maciços	49
Figura 48 – Encontros vazados.....	50
Figura 49 – Transversina extrema ou cortina.....	50
Figura 50 – Placa de transição.....	51
Figura 51 – Detalhes da placa de transição	51
Figura 52 – Blocos de fundação.....	53
Figura 53 – Ponte do Brooklyn	53
Figura 54 – Ponte Strömsund na Suécia.....	54
Figura 55 - Ponte Friedrich Ebert na Alemanha	55
Figura 56 – Ponte de Brotonne na França	55
Figura 57 – Ponte sobre o rio Paranaíba entre os estados de MG e MS	56
Figura 58 – Ponte Estação Metroviária Engenheiro Jamil Sabino em São Paulo	56
Figura 59 – Sistema de pontes e relação dos vãos.....	57
Figura 60 – Relação entre os vãos.....	58
Figura 61 – Ponte estaiada com dois vãos	58
Figura 62 – Exemplo para uma pista com duas faixas.....	60
Figura 63 - Seção transversal da ponte Barrios de Luna, na Espanha	61
Figura 64 – Seção transversal com vigas e laje de concreto	62

Figura 65 – Seção transversal celular de concreto	62
Figura 66 – Seção transversal mista	62
Figura 67 – Seção transversal em aço com placa ortotrópica.....	63
Figura 68 – Seção maciça de concreto	63
Figura 69 – Seção transversal do tabuleiro da Ponte do Saber, no Rio de Janeiro ..	64
Figura 70 - Seção transversal em trecho de engrossamento de almas e laje inferior com tirantes.....	64
Figura 71 - Cabo longitudinal inferior - vista em elevação e corte transversal	65
Figura 72 – Esquema do modelo da Ponte do Saber, localizada no Rio de Janeiro.	66
Figura 73 - Modelo simplificado de viga contínua para pré-dimensionamento dos estais.....	67
Figura 74 – Altura ótima do mastro, relação entre a altura e o comprimento do vão	69
Figura 75 – Deslocamento do mastro e tabuleiro na longitudinal.....	71
Figura 76 - Altura da base	75
Figura 77 - Distância entre eixo e face do bloco e entre faces.....	76
Figura 78 – Lados correspondentes do bloco e pilar para rigidez	77
Figura 79 - Bloco retangular sobre seis estacas/tubulões.....	77
Figura 80 - Localização de Votuporanga no Estado de São Paulo.....	80
Figura 81 – Mapa contendo o vão a ser vencido.....	81
Figura 82 – Proposta para implantação da ponte.....	81
Figura 83 – Planta topográfica do local em estudo e perfil longitudinal.....	82
Figura 84 – Sobreposição da planta topográfica com a imagem via satélite.....	83
Figura 85 – Dimensão aproximada da via já existente	83
Figura 86 – Corte Transversal da via já existente	84
Figura 87 – Torre de transmissão de energia localizada na Av. Prefeito Mário Pozzobon	84
Figura 88 – Implantação da Ponte estaiada.....	86
Figura 89 – Extensão do aterro	86
Figura 90 – Nº de estais e seus espaçamentos	87
Figura 91 - Seção transversal do tabuleiro.....	88
Figura 92 - Detalhe do vínculo da torre com o tabuleiro.....	89
Figura 93 - Configuração da Ponte	90
Figura 94 - Modelo Estrutural Simplificado da Viga de Rigidez.....	90
Figura 95 - Seção transversal da Viga de Rigidez	91

Figura 96 – Área de metade da ponte no sentido transversal (hachurada).....	92
Figura 97 – Esquema estrutural e de cargas permanentes na longarina	92
Figura 98 - Seção transversal típica e planta do projeto	93
Figura 99 - Seção da pista fora do trem-tipo	93
Figura 100 - Seção da pista no trem-tipo	94
Figura 101 - Seção da pista no trem-tipo considerando somente as cargas das rodas	94
Figura 102 - Trecho genérico da longarina V1 na longitudinal	95
Figura 103 - Trem-tipo simplificado	95
Figura 104 - Cargas móveis sobre o apoio 1, de extremidade	96
Figura 105 - Cargas móveis entre os apoios 1 e 2.....	97
Figura 106 - Cargas móveis sobre o apoio 2, central.....	97
Figura 107 - Dimensão da altura h	102
Figura 108 - Dedução do ângulo β	104
Figura 109 - Dimensão do bloco de coroamento.....	105
Figura 110 - Vista frontal do bloco de coroamento.....	106
Figura 111 - Atualização do valor relativo para pontes estaiadas.....	116
Figura 112 - Atualização do valor relativo para pontes em vigas.....	116

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tubulões não encamisados: parâmetros para dimensionamento	74
Tabela 2 - Formação de Índices.....	78
Tabela 3 - Reação vertical nos apoios proveniente das cargas permanentes (G)	96
Tabela 4 - Reação vertical nos apoios proveniente das cargas móveis (Q) - parte 1.....	97
Tabela 5 - Reação vertical nos apoios proveniente das cargas móveis (Q) - parte 2.....	98
Tabela 6 - Reação máxima de cada apoio devido às cargas permanentes (G) e móveis (Q) e parâmetro ϑ	96
Tabela 7 - Critérios de resistência e fadiga e áreas de aço.....	99
Tabela 8 - Armaduras de Protensão.....	100
Tabela 9 - Número de Cordoalhas.....	100
Tabela 10 - Cálculo de P_{total}	101

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAD	Desenho Assistido por Computador
CP	Concreto Protendido
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EUA	Estados Unidos da América
ELS	Estado Limite de Serviço
EUA	Estado Limite Último
FIB	Fédération internationale du béton (Federação Internacional de Concreto)
IFSP	Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo
m	metros
MG	Minas Gerais
MPa	Megapascal
MS	Mato Grosso do Sul
NBR	Norma Técnica Brasileira
RB	Relaxação Baixa
SP	São Paulo

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	19
2. OBJETIVOS E JUSTIFICATIVA	20
2.1. Objetivo Geral.....	20
2.2. Objetivos Específicos.....	20
2.3 Justificativa	20
3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	21
3.1 Conceitos Preliminares	21
3.2 Elementos Constituintes das pontes.....	21
3.2.1 Superestrutura	22
3.2.2 Mesoestrutura	22
3.2.3 Infraestrutura.....	22
3.3 Classificação das pontes	22
3.3.1 Quanto à finalidade (Vitório, 2002)	22
3.3.2 Quanto ao material (Vitório, 2002)	23
3.3.3 Quanto ao sistema estrutural (Vitório, 2002).....	23
3.3.4 Quanto ao Desenvolvimento Planimétrico (Marchetti, 2008)	26
3.3.5 Quanto ao Desenvolvimento Altimétrico (Marchetti, 2008)	27
3.4 Ponte Estaiada.....	27
3.4.1 Caracterização.....	27
3.4.1.1 Torre e mastro	28
3.4.1.2 Estais	32
3.4.1.3 Vinculação da torre com o tabuleiro.....	38
3.4.1.4 Tabuleiro	40
3.4.1.4.1 Tabuleiro de Concreto.....	42
3.4.1.4.2 Tabuleiro de aço	44
3.4.1.4.3 Tabuleiro misto.....	45
3.4.1.5 Viga de Rigidez.....	46
3.4.1.6 Trem-tipo e sobrecarga.....	48
3.4.1.7 Encontro.....	49
3.4.1.8 Fundações	52
3.4.2 Histórico das pontes estaiadas no mundo	53
3.4.3 Histórico das pontes estaiadas no Brasil	56

3.4.4 Pré-dimensionamento de pontes estaiadas.....	57
3.4.4.1 Vãos.....	57
3.4.4.2 Gabarito arquitetônico das pistas.....	59
3.4.4.3 Tabuleiro	60
3.4.4.4 Viga de Rigidez.....	65
3.4.4.5 Número de estais.....	65
3.4.4.6 Diâmetro dos estais	65
3.4.4.7 Torre	69
3.4.4.8 Lajes e Transversinas.....	72
3.4.4.9 Fundação	72
3.4.4.10 Bloco de coroamento	75
3.4.5 Estimativa de custo total.....	78
4. METODOLOGIA.....	79
5. RESULTADOS	80
5.1 Caracterização Urbana da Cidade.....	80
5.2 Perfil Topográfico e Vias Existentes.....	81
5.2.1 Opções de Travessia	84
5.3 Características dos materiais e solo	85
5.4 Torre e mastros.....	85
5.5 Número de estais.....	86
5.6 Tabuleiro.....	87
5.7 Vinculação do tabuleiro com a torre.....	88
5.8 Extremidades da ponte	89
5.9 Montagem do modelo de cálculo simplificado	89
5.9.1 Viga de Rigidez com apoios dos estais	90
5.9.2 Cargas Permanentes da Superestrutura e Esforços na Viga de rigidez	91
5.10 Cargas Móveis nas Longarinas	92
5.11 Diâmetro dos estais	96
5.12 Torre	101
5.13 Fundação.....	103
5.14 Bloco de Coroamento.....	105
5.14 Desenhos de projeto básico e vista 3D.....	106
5.15 Estimativa de Custo Total.....	116

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	118
REFERÊNCIAS.....	119

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, em uma sociedade moderna em que incessantemente busca-se o ganho de tempo e a praticidade, o encurtamento de trajetos e a interligação de vias são denominadores fundamentais para se alcançar esses objetivos.

Avaliando a cidade de Votuporanga/SP, nota-se uma deficiência no aspecto do encurtamento do trajeto em duas avenidas localizadas no bairro do Distrito Industrial. As mesmas não têm uma interligação, devido a um grande vão existente entre elas, resultando na abertura de uma via provisória. Dessa forma, com o intuito de suprir a necessidade citada acima, o presente trabalho busca realizar o pré-dimensionamento de uma ponte, no referido vão entre as avenidas. Optou-se pela solução em ponte estaiada pela beleza arquitetônica e pela intenção do autor em estudar pontes estaiadas.

Além dos cálculos de pré-dimensionamento, incluem-se uma estimativa de custo total da ponte, os desenhos de projeto básico, em CAD, e o modelo 3D, em *SketchUp*. Esta alternativa poderá ser avaliada pela sociedade e pela prefeitura de Votuporanga.

2. OBJETIVOS E JUSTIFICATIVA

2.1. Objetivo Geral

Realizar e mostrar o pré-dimensionamento do projeto de uma ponte estaiada, no vão entre a interligação de duas avenidas de Votuporanga/SP.

2.2. Objetivos Específicos

Para se cumprir o objetivo geral, é necessário cumprir os seguintes objetivos específicos:

- Ter acesso aos documentos topográficos do local de onde será prevista a ponte;
- Definir os principais elementos de uma ponte estaiada;
- Estudar e compilar procedimentos de pré-dimensionamento estrutural de ponte estaiada;
- Realizar os cálculos do pré-dimensionamento estrutural da ponte estaiada;
- Fazer os desenhos do projeto básico da ponte estaiada;
- Fazer o desenho tridimensional (*SketchUp*) da ponte estaiada;
- Fazer uma estimativa do custo total da ponte.

2.3 Justificativa

A justificativa para o estudo proposto, isto é, o pré-dimensionamento de uma ponte estaiada, está no fato de ser uma possível solução adequada ao tamanho do vão a ser vencido no estudo em questão e ser um trabalho acadêmico em que o autor tem interesse em estudar o sistema estrutural estaiado.

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 Conceitos Preliminares

A NBR 10839 (ABNT, 1989), cancelada em 2016 sem substituição, considerava obras de arte especiais as pontes, viadutos, passarelas, túneis, bueiros, muros de grande porte, cortinas atirantadas e outras obras de arte, porque suas proporções e características peculiares requerem projeto específico.

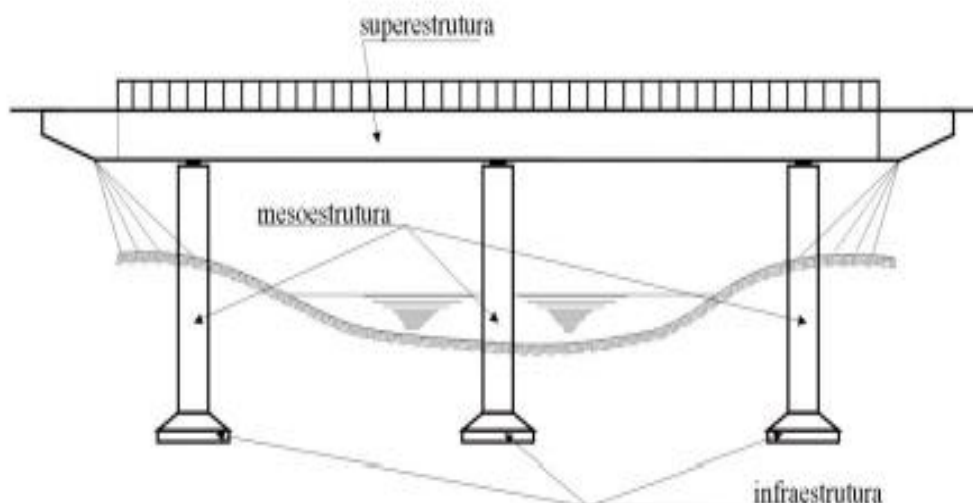
Segundo Vitório (2002), ponte é toda obra necessária para manter a continuidade de uma via quando existe algum tipo de obstáculo. Há um consenso em caracterizar como ponte uma obra destinada a transpor um obstáculo constituído por água. Quando esse obstáculo não é constituído por água, então se denomina viaduto.

3.2 Elementos Constituintes das pontes

Vitório (2002) classifica as pontes em três partes principais, conforme Figura 1:

- Superestrutura;
- Mesoestrutura;
- Infraestrutura.

Figura 1 - Elementos componentes de uma ponte



Fonte: Vitório (2002).

3.2.1 Superestrutura

Segundo Vitório (2002) a superestrutura vence o vão necessário a ser transposto pela ponte e recebe diretamente as cargas provenientes do tráfego dos veículos, transmitindo-as à mesoestrutura. É normalmente denominada de tabuleiro ou estrado, sendo composta de vigamento longitudinal (vigas principais ou longarinas), de vigamento transversal (transversinas) e das lajes superior, e inferior (no caso de estrado celular).

3.2.2 Mesoestrutura

Vitório (2002) diz que mesoestrutura tem a função de conduzir as cargas da superestrutura para as fundações e é constituída pelos pilares, travessas (ou vigas de travamento) e encontros.

3.2.3 Infraestrutura

Vitório (2002) finaliza expondo que infraestrutura, ou fundação, tem a finalidade de receber as cargas da estrutura, transmitindo-as para o solo.

3.3 Classificação das pontes

“As pontes são geralmente classificadas quanto à finalidade, quanto ao tipo de material empregado e quanto ao sistema construtivo adotado” (VITÓRIO, 2002, p. 10). O autor expõe conforme abaixo:

3.3.1 Quanto à finalidade (Vitório, 2002)

- Rodoviária – obra destinada ao tráfego rodoviário;
- Ferroviária – obra destinada ao tráfego ferroviário;
- Rodoferroviária – obra destinada ao tráfego misto de veículos e trens;
- Passarela – obra destinada exclusivamente ao tráfego de pedestres;
- Aeroviária – obra destinada ao tráfego de aeronaves nos pátios dos aeroportos.

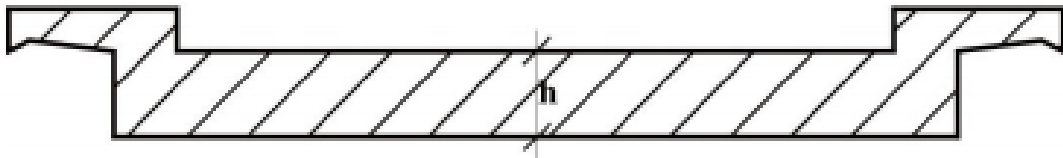
3.3.2 Quanto ao material (Vitório, 2002)

- Pontes de madeira;
- Pontes de pedra;
- Pontes metálicas;
- Pontes em concreto armado (pré-moldado ou não);
- Pontes em concreto protendido.

3.3.3 Quanto ao sistema estrutural (Vitório, 2002)

- Pontes em laje, conforme Figura 2:

Figura 2 - Seção transversal de ponte em laje maciça



Fonte: Vitório (2002).

- Pontes em viga, conforme Figura 3:

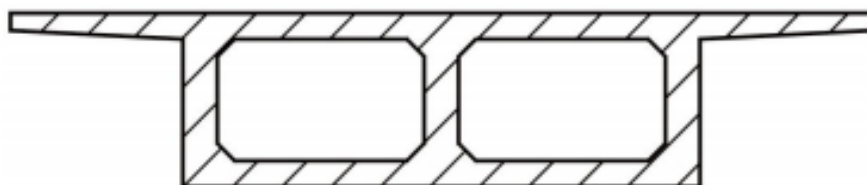
Figura 3 - Ponte em viga simplesmente apoiada com único vão



Fonte: Vitório (2002).

- Pontes em estrado celular, conforme Figura 4:

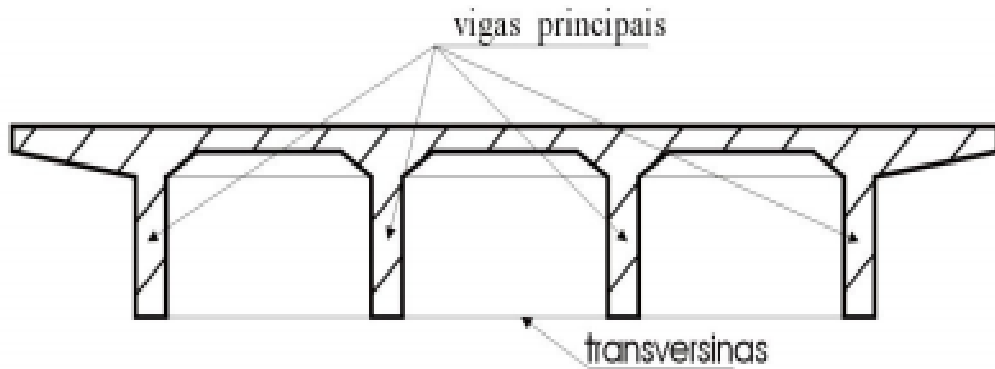
Figura 4 - Seção transversal de um estrado celular



Fonte: Vitório (2002).

- Pontes em grelha, conforme Figura 5:

Figura 5 - Seção transversal de tabuleiro em grelha

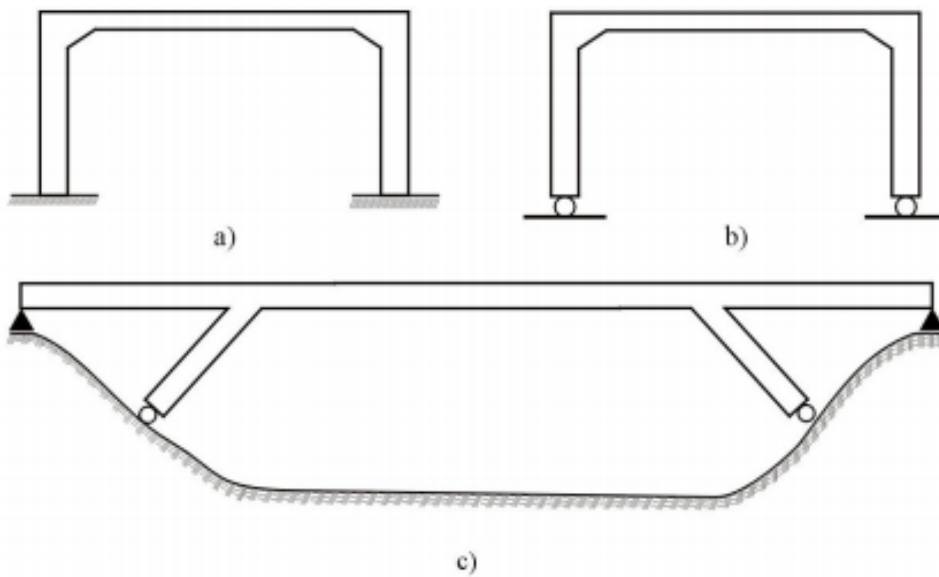


Fonte: Vitório (2002).

- Pontes em pórticos, conforme Figura 6:

Figura 6 - Esquemas de pontes em pórticos:

a) biengastados; b) biarticulados; c) biarticulados com montantes inclinados

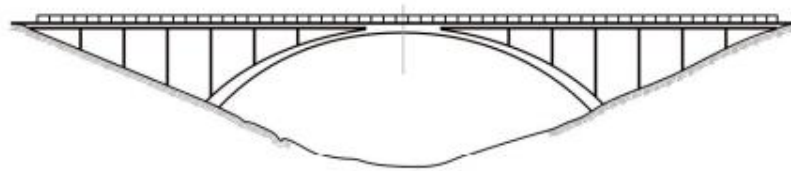


Fonte: Vitório (2002).

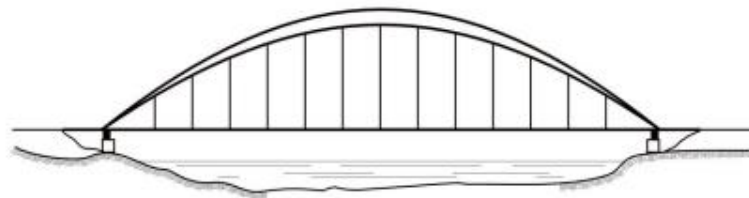
- Pontes em arco, conforme Figura 7:

Figura 7 - Pontes em arcos:

a) com tabuleiro superior; b) com tabuleiro inferior



a)



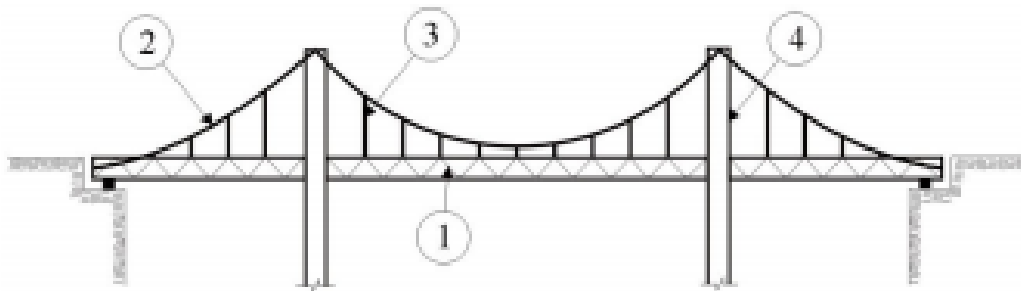
b)

Fonte: Vitório (2002).

- Pontes pênséis, conforme Figura 8:

Figura 8 - Esquema de uma ponte Pênsil:

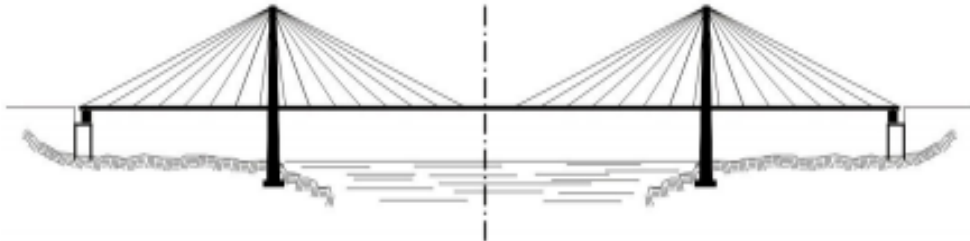
1) viga metálica; 2) cabo portante; 3) pendurais de suspensão de vigaamento no cabo portante; 4) torres de apoio



Fonte: Vitório (2002).

- Pontes estaiadas, conforme Figura 9:

Figura 9 - Ponte estaiada com estais dispostos em leque



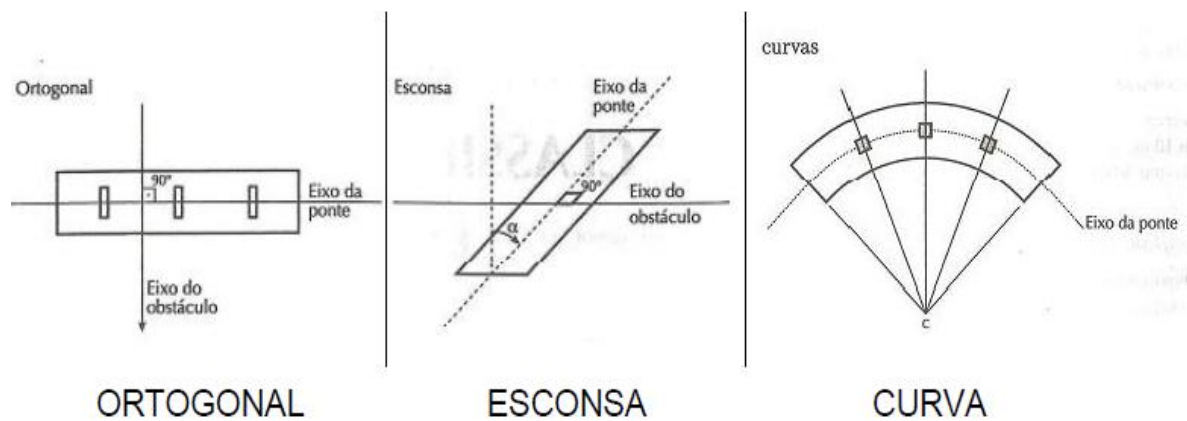
Fonte: Vitório (2002).

Além destas classificações citadas, Marchetti (2008) também acrescenta o desenvolvimento planimétrico e altimétrico.

3.3.4 Quanto ao Desenvolvimento Planimétrico (Marchetti, 2008)

De acordo com sua vista em planta, a ponte pode ser ortogonal, esconsa ou curva, conforme Figura 10:

Figura 10 – Classificação de acordo ao Desenvolvimento Planimétrico

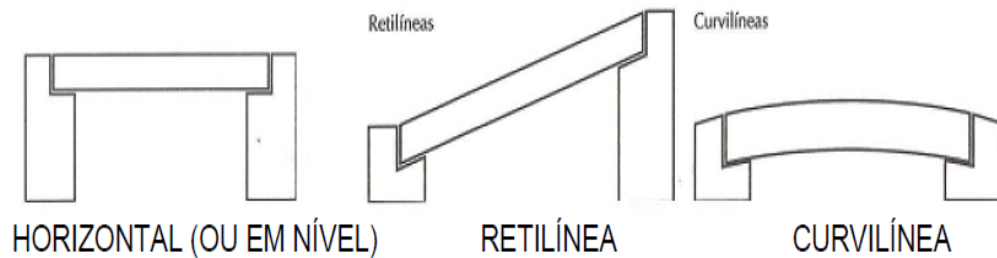


Fonte: Marchetti (2008).

3.3.5 Quanto ao Desenvolvimento Altimétrico (Marchetti, 2008)

De acordo com sua vista longitudinal, a ponte pode ser horizontal, retilínea ou curvilínea, conforme Figura 11:

Figura 11 – Classificação de acordo ao Desenvolvimento Altimétrico



Fonte: Marchetti (2008).

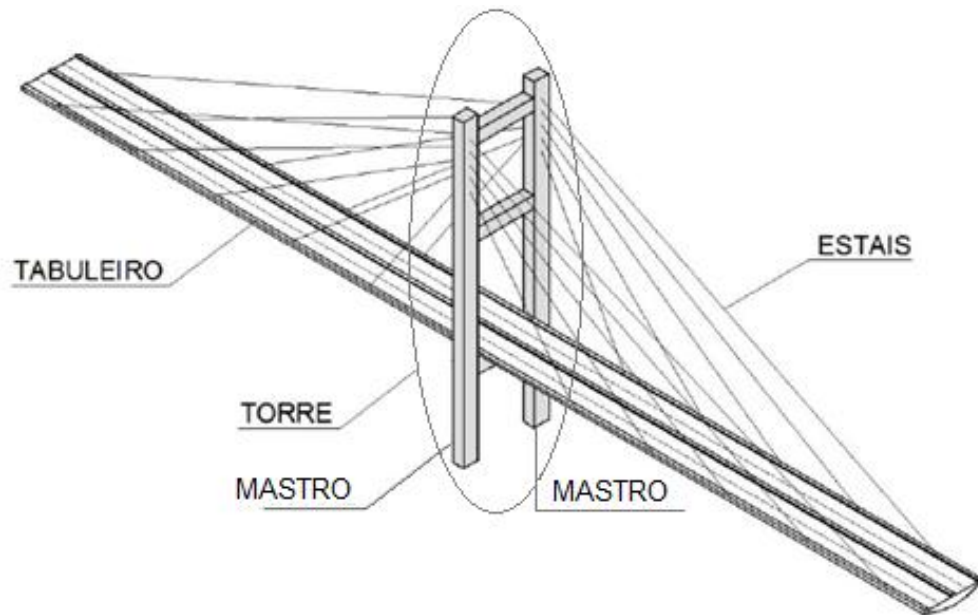
3.4 Ponte Estaiada

3.4.1 Caracterização

De acordo com Ribeiro (2015), diretor executivo na Enescil Engenharia de Projetos, a ponte estaiada é, atualmente, a principal solução para vencer grandes vãos (maiores que 150 m), sendo uma alternativa mais moderna, bonita e economicamente viável. O autor esclarece que esse tipo de ponte pode ser também uma solução para vãos menores, porém, o custo torna-se elevado.

Conforme Mazarim (2011), as pontes estaiadas consistem, basicamente, em estruturas compostas por um tabuleiro, uma torre contendo um ou mais mastros (chamados também de pilones) e tirantes de sustentação (estais), conforme Figura 12.

Figura 12 – Estrutura de uma ponte estaiada



Fonte: Adaptado de Mazarim (2011).

3.4.1.1 Torre e mastro

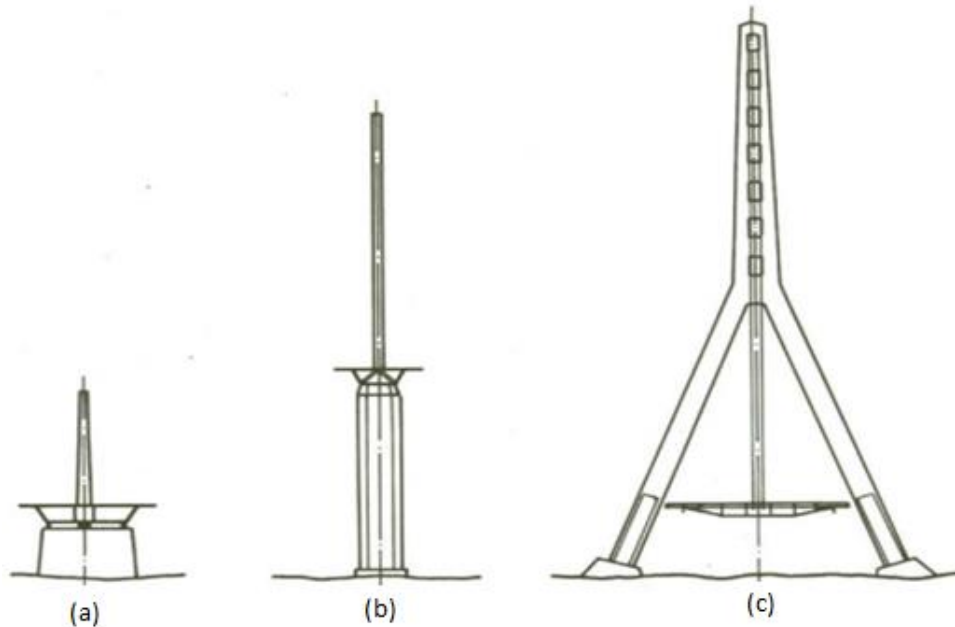
Conforme Santos (2018), alguns autores apresentam distinções entre as designações “torre e mastro”, referindo-se a torre no caso de uma estrutura sujeita a cargas verticais e ao mastro quando sua geometria é sujeita principalmente a cargas horizontais. Além disso, Torneri (2002) considera pilar a parte do mastro abaixo do tabuleiro. Seguindo este raciocínio aliado ao trabalho de Claudio (2010), neste estudo adotou-se o conceito de que a torre é o conjunto de elementos que levam as cargas (principalmente as verticais) para a fundação, mastro é a parte da torre onde há predominância de cargas horizontais, ou seja, onde há as ancoragens dos estais, e o pilar é a parte do mastro que fica abaixo do tabuleiro.

Torneri (2002) descreve que o comportamento da torre depende da sua interação com outros elementos, como: conexão com o tabuleiro e com o sistema de cabos e condições de vinculação externa de toda a estrutura.

Almeida (2017) acrescenta que é usual o mastro ser de concreto armado, porém, nas primeiras pontes estaiadas, o aço foi um material muito utilizado nesses elementos.

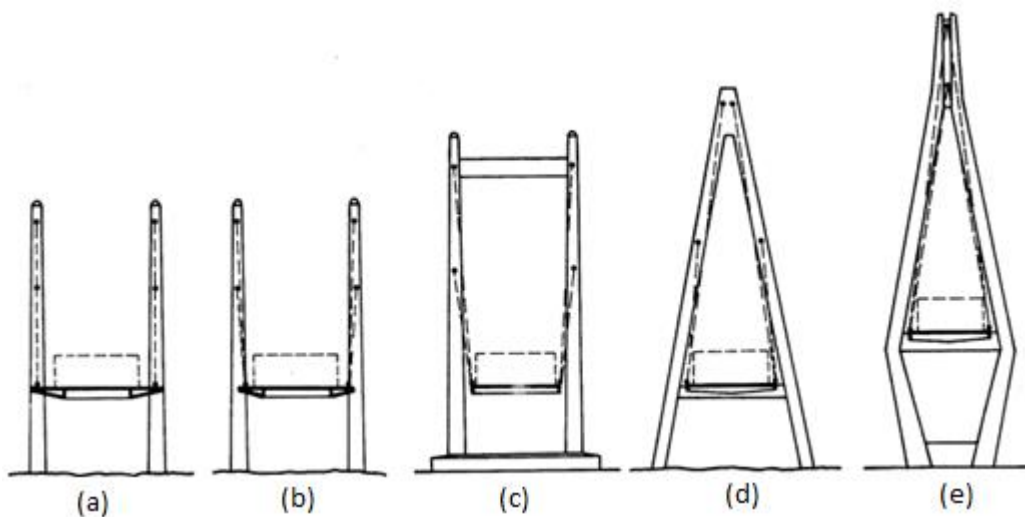
Segundo Cláudio (2010) existem dois tipos principais de torres de acordo a sua configuração transversal: a de mastro único e com dois mastos, conforme Figuras 13 e 14.

Figura 13 – Torres com único mastro



Fonte: Walther et al (1985).

Figura 14 – Torres com dois mastos



Fonte: Walther et al (1985).

Ao citar as torres com mastro único, Torneri (2002) descreve que esta é uma solução em geral utilizada para pontes de pequenos e médios vãos. A autora comenta que, nesta configuração, há a possibilidade de se adotar apenas um plano de estais,

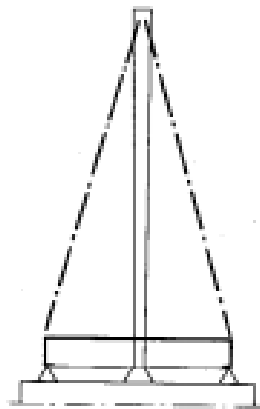
conforme Figura 15. E mesmo sendo uma alternativa pouco utilizada, a aplicação de dois planos inclinados de estais com uma torre de mastro único é perfeitamente viável, conforme Figura 16.

Figura 15 – Torre de mastro único com plano único de estais



Fonte: Adaptado de Oliveira (2017).

Figura 16 – Torre de mastro único e dois planos de estais inclinados



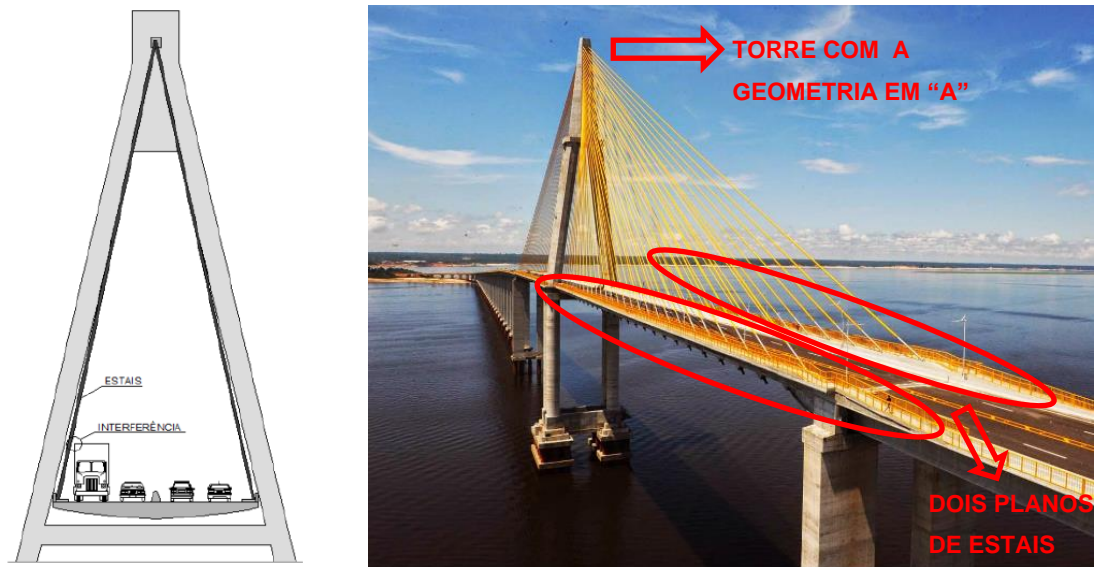
Fonte: Adaptado de Torneri (2002).

Em relação às torres com dois mastros, segundo Torneri (2002), em estruturas de dimensões moderadas, a torre pode ser constituída de dois mastros independentes, conforme Figura 14-a.

Quando a busca é pela redução da largura da seção transversal do tabuleiro, Torneri (2002) recomenda adotar planos de cabos inclinados, conforme representado na Figura 14-b. E se torna usual utilizar vigas de travamento, conforme Figura 14-c, quando se busca eliminar os problemas de flexão transversal da torre.

Mazarim (2011) comenta que a utilização de torres com a geometria de “A” é vantajosa pela não interferência com o tabuleiro. Porém, deve-se estudar a interferência dos estais com o gabarito rodoviário da ponte, conforme Figura 17.

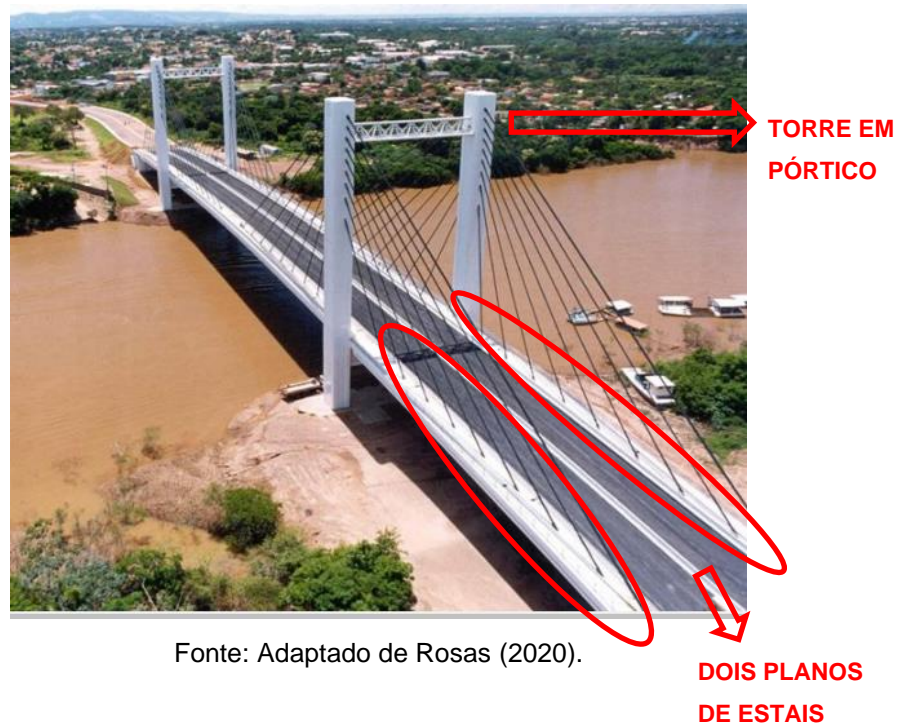
Figura 17 – Torre com a geometria em “A”



Fonte: Adaptado de Engenharia civil hoje (2014) e Mazarim (2011).

Em relação a esse tipo de configuração transversal da torre, Torneri (2002) destaca que, usualmente para torres em pórtico, Figura 18, e torres com a geometria em “A”, Figura 17, adotam-se dois planos de estais.

Figura 18 – Torre em pórtico com dois planos de estais



Fonte: Adaptado de Rosas (2020).

3.4.1.2 Estais

Segundo Mazarim (2011), estai é o elemento estrutural responsável pela transferência dos carregamentos atuantes no tabuleiro diretamente para o mastro, conforme Figura 19.

Figura 19 – Estais, suas ancoragens e proteções



Fonte: Mazarim (2011).

Cada estai é composto por barras ou cordoalhas (conjunto de fios). Segundo Mazarim (2011), a utilização de cordoalhas, ao invés de barras rígidas, tem sido a solução bem mais aceita e adotada. As cordoalhas são compostas por um feixe de fios circundando um núcleo central, como demonstrado na Figura 20.

Figura 20 – Esquema de uma cordoalha

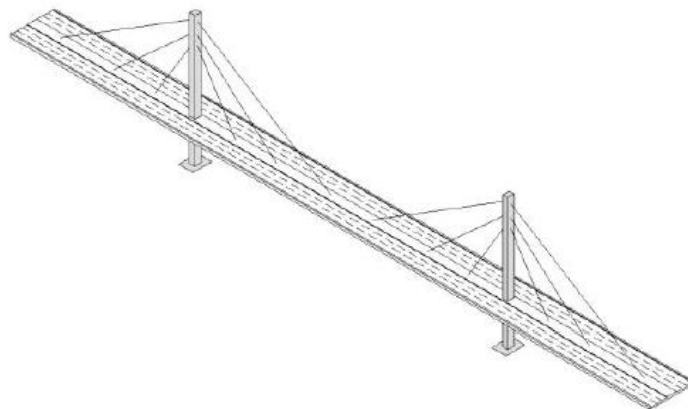


Fonte: Mazarim (2011).

Os estais são constituídos de várias cordoalhas dispostas helicoidalmente, sendo, segundo Mazarim (2011), a cordoalha mais usual em estais a de sete fios. Onishi (2008) cita que, atualmente, os estais são protendidos compostos de cordoalhas \varnothing 15,7 mm, CP 177 RB.

Quanto à distribuição transversal dos estais, Mazarim (2011) faz uma classificação, conforme demonstrado nas Figuras 21, 23 e 25.

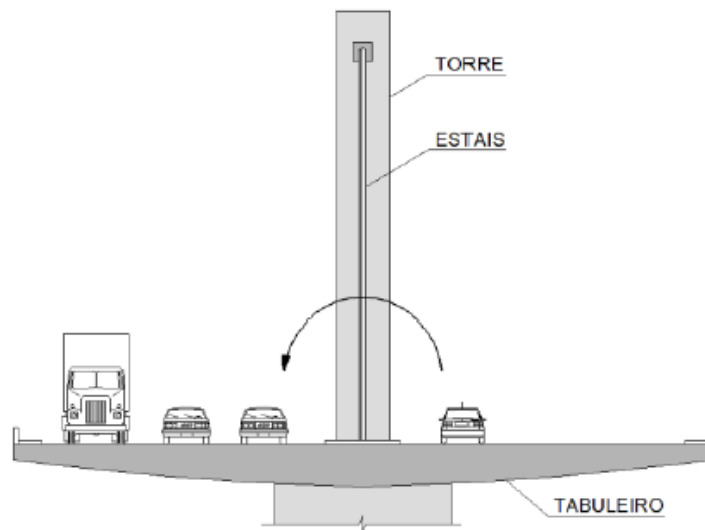
Figura 21 - Esquema em um plano vertical central (único)



Fonte: Mazarim (2011).

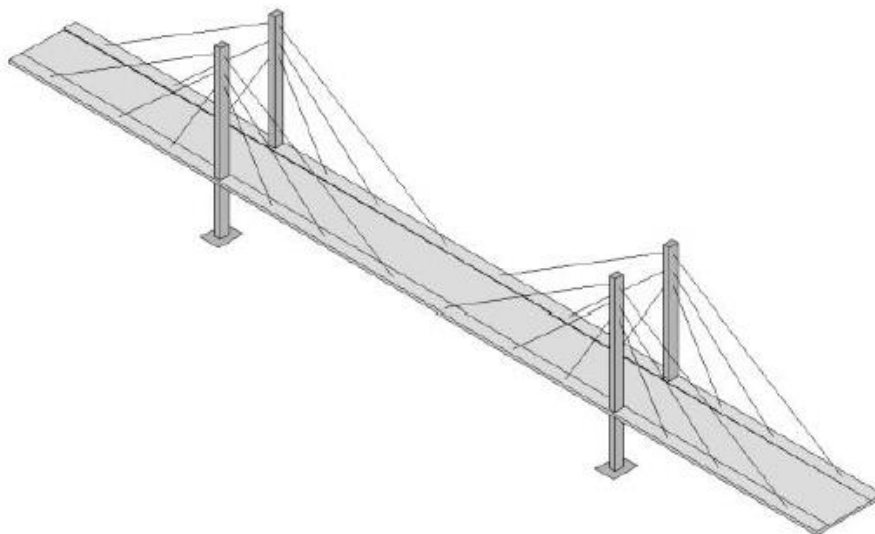
Do ponto de vista estrutural, conforme Mazarim (2011), a solução em um único plano vertical central é menos vantajosa, uma vez que os efeitos de torção do tabuleiro (Figura 22) e de estabilidade ficam dependentes da rigidez do tabuleiro.

Figura 22 – Efeitos de torção do tabuleiro e de estabilidade



Fonte: Mazarim (2011).

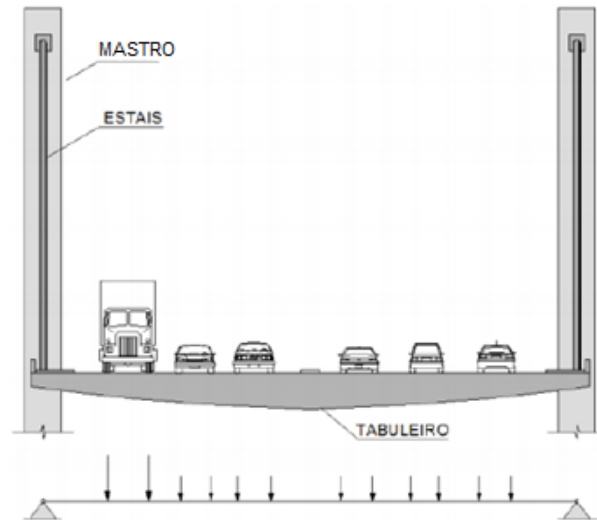
Figura 23 – Esquema em dois planos verticais de apoio



Fonte: Mazarim (2011).

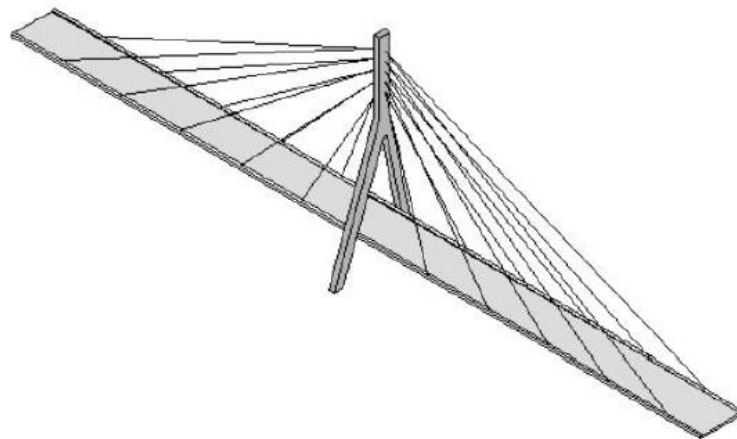
A solução em dois planos verticais de apoio, segundo Mazarim (2011), é a mais usada no caso de tabuleiros mais largos, com várias faixas de rolamento. A vantagem é posicionar os masts periféricamente ao tabuleiro. Cita o autor que, nesta geometria, o sentido de apoio do tabuleiro é o transversal, sendo comparado a uma laje biapoiada. Então, o esforço predominante é a flexão transversal do tabuleiro, e não a torção, conforme demonstrado na Figura 24.

Figura 24 – Flexão transversal do tabuleiro



Fonte: Adaptado de Mazarim (2011).

Figura 25 – Esquema em dois planos inclinados de apoio

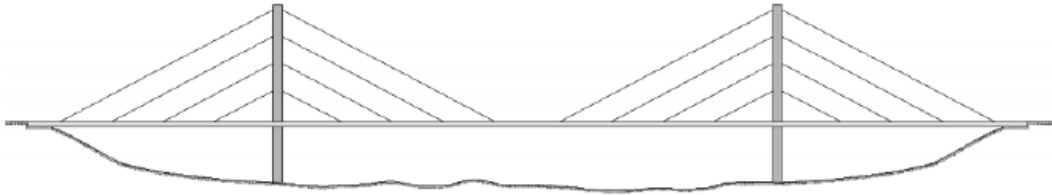


Fonte: Mazarim (2011).

Quanto à distribuição longitudinal dos estais, Mazarim (2011) faz uma classificação, conforme Figuras 26, 27, 28, 30 e 31.

No caso do exemplo em harpa, Figura 26, a ancoragem nos mastros é feita com espaçamentos iguais e os estais são paralelos. Segundo Mazarim (2011), esta não é a geometria mais eficiente, visto que, quanto maior a inclinação dos estais em relação ao eixo vertical, menor sua eficiência.

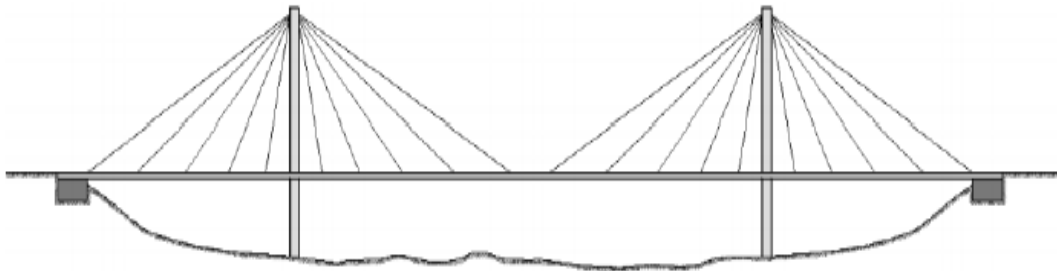
Figura 26 – Esquema em Harpa



Fonte: Mazarim (2011).

No esquema em leque, Figura 27, os estais são fixos no topo dos mastros. Sendo assim, segundo Mazarim (2011), os esforços horizontais no tabuleiro e no mastro são reduzidos, uma vez que os estais são menos inclinados em relação ao eixo vertical. Porém, há uma concentração alta de ancoragens no topo do mastro, gerando muita dificuldade construtiva.

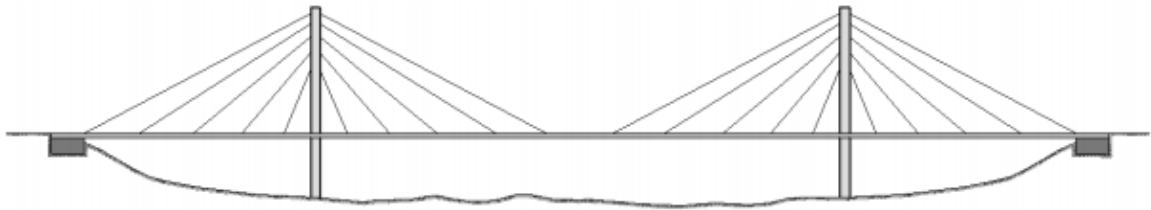
Figura 27 – Esquema em Leque



Fonte: Mazarim (2011).

Torneri (2002) e Mazarim (2011) descrevem o sistema em semi-harpa, Figura 28, como uma solução intermediária entre o sistema em harpa e o sistema em leque. Os autores descrevem que, por consequência, há uma tentativa de combinar assim as vantagens de cada sistema. “Com isso, esta solução tem se mostrado a ideal e a mais difundida no mundo inteiro” (MAZARIM, 2011, p.60).

Figura 28 – Esquema Semi-Harpa

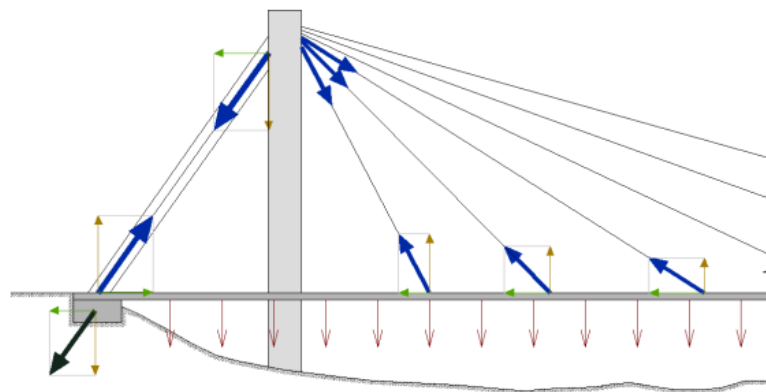


Fonte: Mazarim (2011).

Segundo Gomes (2013) não há uma justificativa estrutural em se utilizar o mesmo número de estais nos vãos laterais e no vão central, podendo-se adotar um esquema assimétrico. Segundo o autor, esses estais de extremidade podem ser chamados de estais de ancoragem e apresentam uma fundamental importância quando o esquema da ponte estaiada é do tipo leque ou semi-harpa.

Mazarim (2011) acrescenta que, neste caso, são utilizados blocos de ancoragem, que são peças de concreto de grandes dimensões que tem a finalidade de resistir aos esforços provenientes dos estais, conforme Figura 29.

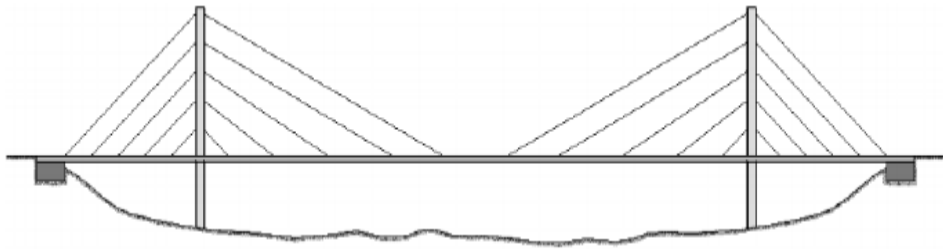
Figura 29 – Esquema de cargas para geometria assimétrica



Fonte: Mazarim (2011).

No esquema assimétrico, Figura 30, o estai de ancoragem possui, em geral, segundo Torneri (2002), seção transversal maior que os demais.

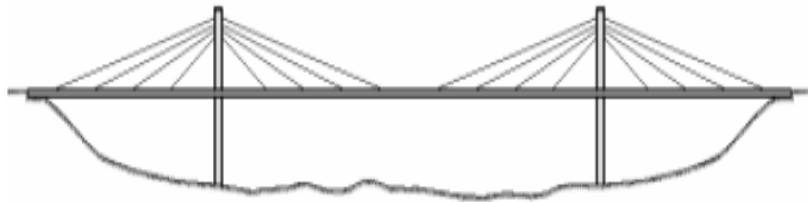
Figura 30 – Esquema Assimétrico



Fonte: Mazarim (2011).

No caso do exemplo em extradorso, Figura 31, conforme Mazarim (2011), trata-se de uma mistura de ponte em vigas e estaiada, o que confere a possibilidade de um mastro de menor altura.

Figura 31 - Esquema em Extradorso



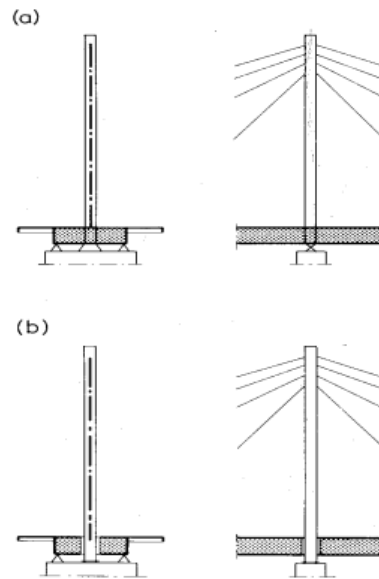
Fonte: Mazarim (2011).

3.4.1.3 Vinculações torre/tabuleiro/pilar

Segundo Torneri (2002) e Claudio (2010), a vinculação do mastro com o tabuleiro deve ser concebida para provocar preponderância de solicitações normais na torre. Quando há um pilar separado da torre, os autores afirmam que, tanto para o sistema com um mastro central quanto para o sistema com dois mastros, existem duas soluções básicas de vinculação. A Figura 32-a demonstra a primeira solução, onde há o engaste da torre ao tabuleiro, por meio de uma viga rígida transversal com apoios em suas extremidades, garantindo a transferência das tensões normais da torre para o pilar por meio de uma conexão livre à rotação posicionada embaixo do tabuleiro.

Torneri (2002), por meio da Figura 32-b, expõe a segunda solução, onde há o engaste da torre ao pilar, mantendo-a desvinculada do tabuleiro, fazendo com que os apoios presentes no tabuleiro sejam responsáveis apenas pelo equilíbrio de momentos torsores e demais esforços nele atuantes.

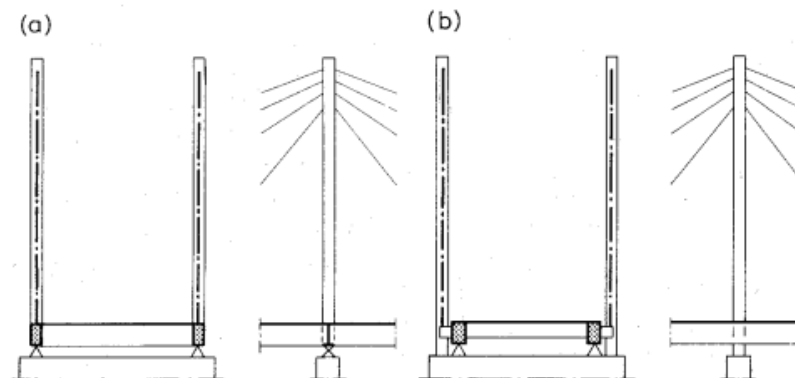
Figura 32 – Engaste da torre ao tabuleiro (a) e da torre ao pilar (b)



Fonte: Torneri (2002).

Conforme citado, essas duas soluções apresentadas também são possíveis para o sistema com dois mastros, demonstrados na Figura 33 por Torneri (2002).

Figura 33 – Duas vinculações possíveis para torres com dois mastros



Fonte: Torneri (2002).

Por meio da Figura 34, Gimsing (1983) exemplifica essas vinculações da torre com o tabuleiro na prática.

Figura 34 – Vinculações da torre com o tabuleiro



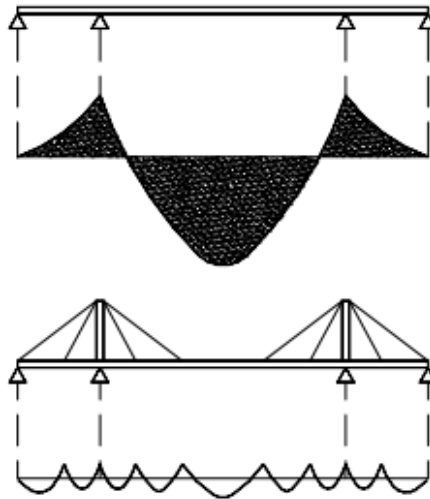
Fonte: Gimsing (1983).

3.4.1.4 Tabuleiro

Mazarim (2011) descreve o tabuleiro como sendo a estrutura da ponte que sustenta o tráfego de veículos. O autor comenta que, com o avanço tecnológico, os tabuleiros foram aprimorados, passando a conceber estruturas mais esbeltas, leves e econômicas.

Segundo Torneri (2002), a principal atuação do tabuleiro nas pontes estaiadas é na transferência local de cargas entre seus pontos de aplicação e os pontos de suporte dos estais. Portanto, quando os estais forem pouco espaçados, os esforços de flexão longitudinal não são elevados, reduzindo a necessidade de seções do tabuleiro com elevada rigidez à flexão. A autora faz uma análise do diagrama de momentos fletores, comparando o tabuleiro de uma ponte estaiada com o tabuleiro de uma viga sobre apoios elásticos, conforme Figura 35.

Figura 35 – Diagramas de momentos fletores para cargas de peso próprio de uma ponte em viga e de uma estaiada

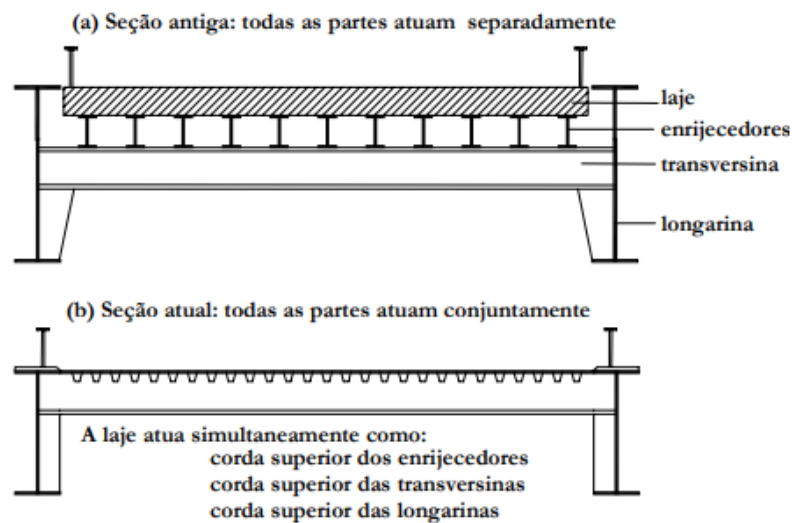


Fonte: Torneri (2002).

O tabuleiro de uma ponte estaiada passa a ter características únicas de desempenho, pois ele também se responsabiliza pela transmissão da componente horizontal de forças nos estais (TORNERI, 2002).

A autora relata que, buscando auxiliar o equilíbrio dos elevados esforços normais provenientes dos estais, as pontes modernas buscam uma integração da laje com as vigas longitudinais. A Figura 36 traz essa comparação de uma configuração antiga e uma atual para o tabuleiro demonstrando essa integração citada.

Figura 36 – Seção antiga (a) e atual (b)



Fonte: Torneri (2002).

Mazarim (2011) e Torneri (2002) descrevem que os tabuleiros utilizados nas pontes estaiadas, podem ser de diferentes tipos de materiais, como: aço, concreto ou misto (concreto e aço). Por consequência, tal escolha implicará no método construtivo e no custo total da obra. A seguir são demonstradas as particularidades de cada alternativa.

3.4.1.4.1 Tabuleiro de Concreto

Mazarim (2011) e Torneri (2002) relatam que há dois métodos de execução para o tabuleiro em concreto: o pré-moldado e o moldado in loco. Sendo, no caso de elementos pré-moldados, a sua execução feita por meio de balanços sucessivos com o auxílio dos estais permanentes. (TORNERI, 2002).

Os autores apontam como principal vantagem do tabuleiro de concreto o custo, quando comparado ao aço, além de ser especialmente atrativo quando os esforços de compressão são muito altos. No entanto, como principal desvantagem, está o aumento das seções transversais requeridas para os estais, torres e pilares, devido o maior peso próprio do material (TORNERI, 2002).

Para exemplificar essa diferença significativa nas dimensões da torre e do tabuleiro, Mazarim (2011) traz a fotografia da Ponte Maracaibo, localizada na Venezuela, que foi uma das primeiras pontes estaiadas feitas inteiramente de concreto, conforme Figura 37.

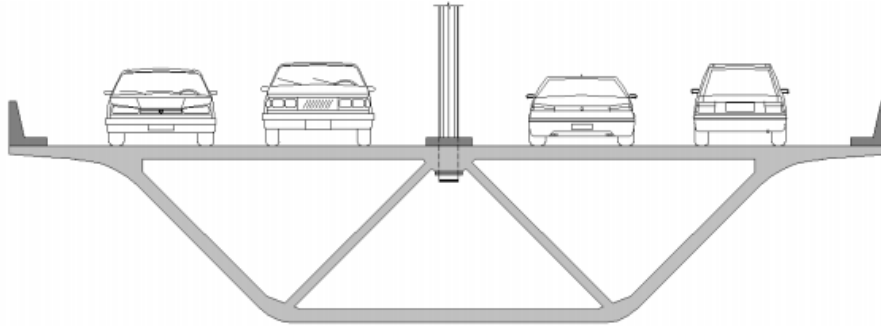
Figura 37 – Ponte Maracaibo na Venezuela



Fonte: Mazarim (2011).

Segundo Mazarim (2011), o avanço da tecnologia possibilitou a obtenção de um tabuleiro de concreto mais leve, esbelto e econômico. O uso do concreto protendido permitiu a adoção de estruturas vazadas, reduzindo o consumo de material e aliviando o peso da estrutura, conforme Figura 38.

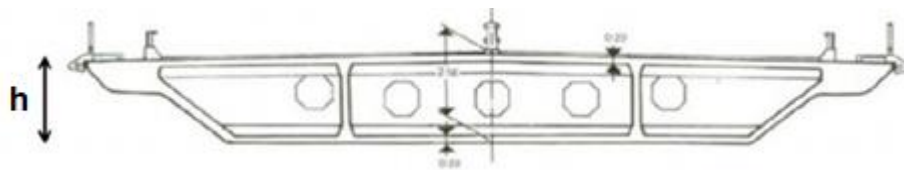
Figura 38 – Seção vazada de concreto protendido



Fonte: Mazarim (2011).

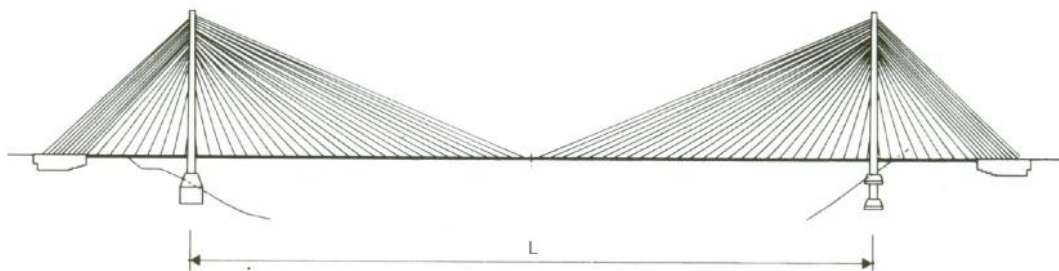
Vargas (2007) destaca que esse desenvolvimento dos tabuleiros de concreto permitiu que as pontes estaiadas alcançassem uma relação de esbeltez (h/L) menor, onde “h” é a altura do tabuleiro da ponte e “L” o seu vão central, conforme Figuras 39 e 40.

Figura 39 – Altura do tabuleiro (h)



Fonte: Adaptado de Vargas (2007).

Figura 40 – Vão central (L)



Fonte: Adaptado de Vargas (2007).

3.4.1.4.2 Tabuleiro de aço

A redução do peso próprio na estrutura e, por consequência a influência no dimensionamento dos outros elementos estruturais, como torres, estais e fundações, com certeza é a grande vantagem da utilização de tabuleiros de aço. No entanto, a escolha desse material resulta em um custo elevado. (MAZARIM, 2011; TORNARI, 2002).

Os autores afirmam que esse tipo de tabuleiro é uma alternativa bastante vantajosa para pontes com vãos muito grandes, pois há a preocupação com o elevado peso próprio da estrutura, tornando a solução em aço bastante atrativa. Segundo Torneri (2002), para pequenos e médios vãos, a utilização de aço não resulta em grande economia para os estais, pois os mesmos representam apenas 10% a 20% do custo total, além de agravar o aumento da relação Q/G (carga variável/carga permanente), resultando no problema de fadiga dos estais.

Mazarim (2011) traz como exemplo para esse tipo de solução a ponte Stonecutters, localizada em Hong Kong, conforme Figura 41. A ponte tem um vão livre de 1018 m (segundo maior vão livre do mundo), possui tabuleiro duplo metálico, composto por caixões de aço e foi dimensionada para resistir à ação de ventos de aproximadamente 95 m/s.

Figura 41 – Construção da ponte Stonecutters – Hong Kong



Fonte: Mazarim (2011).

3.4.1.4.3 Tabuleiro misto

Torneri (2002) afirma que o alto custo das lajes de aço provocou a substituição desse material por tabuleiros mistos, onde a laje é de concreto e os demais elementos de aço. Mazarim (2011) e Torneri (2002) apontam que esse tipo de solução facilita a instalação dos perfis metálicos, gerando rapidez na execução, durabilidade da laje de concreto e redução do peso próprio, quando comparado ao tabuleiro exclusivamente de concreto. O peso próprio ser maior, quando comparado ao tabuleiro exclusivamente de aço, não é um problema, pois a maior relação Q/G é favorável para evitar o fenômeno de fadiga dos estais (TORNERI, 2002).

Segundo Torneri (2002), quando as vigas longitudinais em aço estiverem submetidas a elevadas tensões de compressão, podem causar problemas de instabilidade local e, por esse motivo, as pontes em seções mistas não possuem uma boa concepção estrutural. Portanto, recomenda-se a utilização de concreto em todos os elementos altamente comprimidos, como: laje e vigas longitudinais, e do aço em todos os elementos que sofrem tração ou flexão, como as vigas transversais e contraventamentos.

Mazarim (2011) exemplifica esse tipo de solução com uma fotografia da Ponte da Passagem, localizada em Vitória, no Espírito Santo, conforme Figura 42. Essa ponte possui mastros metálicos e, ao longo do tabuleiro, há duas longarinas metálicas perfil "I" e transversinas do mesmo perfil, formando uma grelha metálica. A execução do tabuleiro se deu por meio de pré-lajes de concreto armado, que foram apoiadas nas transversinas metálicas.

Figura 42 – Ponte da Passagem – Vitória/ES



Fonte: Mazarim (2011).

3.4.1.5 Viga de Rigidez

A partir da leitura de Toledo (2014) e de outros autores, conclui-se que a viga de rigidez é a viga ou conjunto de vigas que contém a ancoragem dos estais.

Segundo Cidade (2017) e Toledo (2014) a função estrutural da viga de rigidez é a absorção dos esforços axiais advindos das componentes horizontais do sistema de estais, além de ter que suportar as cargas móveis que passam pela ponte.

Toledo (2014) destaca e exemplifica que, em geral, as vigas são em concreto ou em aço, conforme Figuras 43 e 44. No caso do concreto, a autora enfatiza que quanto maior a compressão na viga de rigidez, menor será a armadura de flexão necessária. Quanto ao aço, é de suma importância o estudo de flambagem nos painéis das almas das vigas de rigidez, para análise da necessidade ou não da introdução de enrijecedores.

Figura 43 – Ancoragem em uma viga de rigidez de concreto armado



Fonte: Toledo (2014).

Figura 44 – Ancoragem em uma viga de rigidez de aço



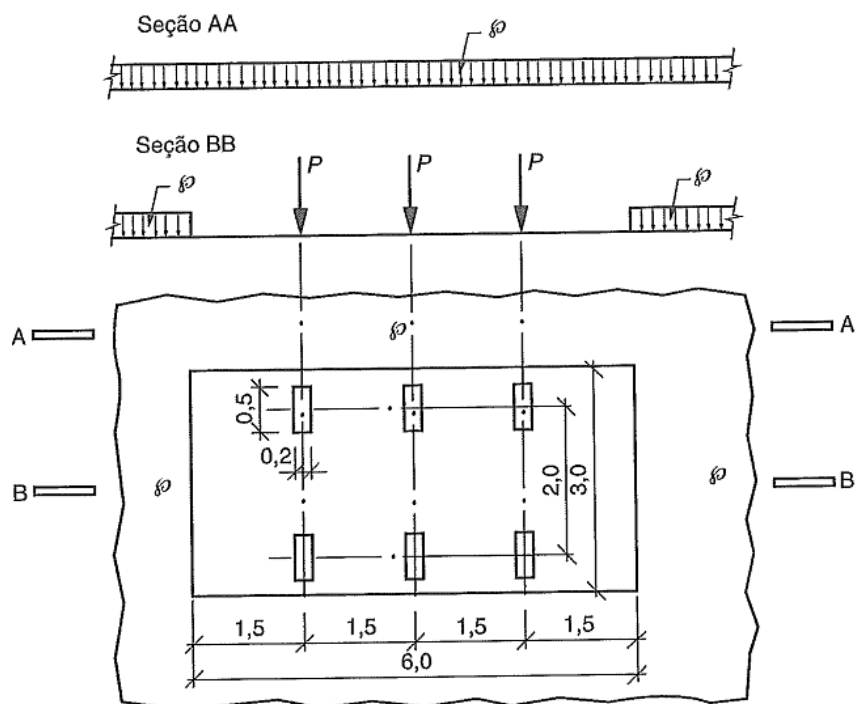
Fonte: Toledo (2014).

3.4.1.6 Trem-tipo e sobrecarga

As cargas móveis rodoviárias são as produzidas pelo peso do veículo padrão TB-450, de acordo com a NBR 7188 (ABNT, 2013).

No padrão TB-450 o veículo tipo tem 450 kN, com 6 rodas tendo 75 kN (P) cada, sendo 3 eixos afastados entre si de 1,5 m, com área de ocupação de 18 m², circundada por uma carga distribuída constante $p = 5$ kN/m², conforme Figura 45.

Figura 45 – Veículo padrão TB-450



Fonte: Adaptado da NBR 7188 (ABNT, 2013); cotas em m.

Nos passeios para pedestres, conforme a NBR 7188 (ABNT, 2013), adota-se uma carga uniformemente distribuída de 3 kN/m², chamada aqui de p' . A referida norma cita que p e p' são as chamadas CARGAS DE MULTIDÃO.

Segundo Marchetti (2008), para o cálculo dos elementos da ponte, as cargas dos veículos e de pessoas sobre os passeios são utilizadas em conjunto, formando os chamados “trens-tipo”. Não devem ser consideradas ações de eixos ou rodas que produzem redução do esforço em estudo.

Conforme a NBR 7188:2013 e Marchetti (2008), para obter esforços mais desfavoráveis, deve-se encostar a roda do veículo no guarda-rodas, conforme a Figura 46.

Figura 46 – Roda do veículo encostada no guarda-rodas



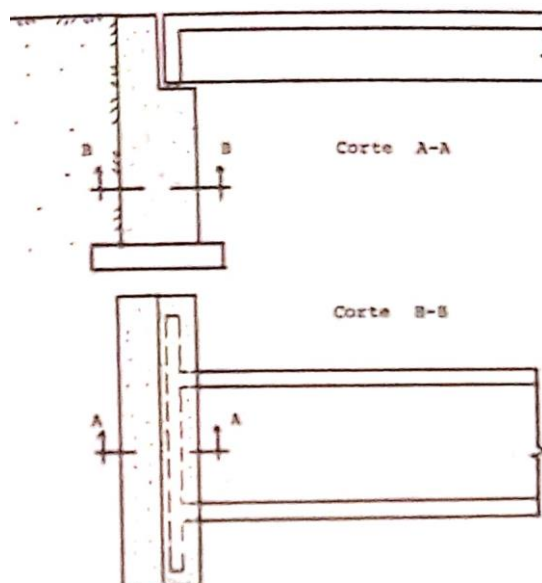
Fonte: Marchetti (2008) e o próprio autor.

3.4.1.7 Encontro

O DNER (1996) e Mendes (2017) definem os encontros como elementos estruturais que ligam a superestrutura ao terreno, além de promoverem a contenção e estabilização dos aterros nas extremidades da ponte.

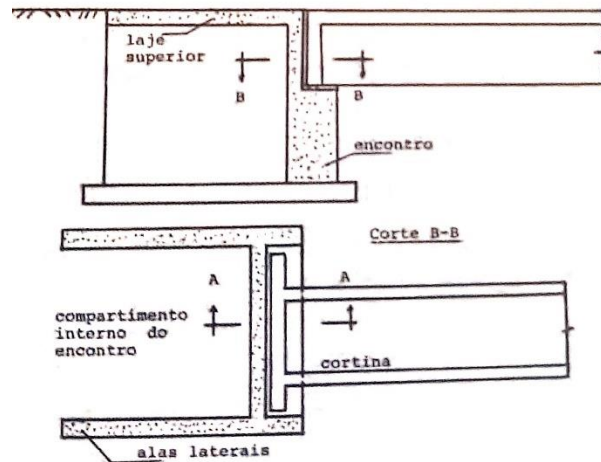
Mendes (2017) faz notório que os encontros são mais usuais quando não são permitidas deformações nos extremos da obra, exemplificando por meio das pontes ferroviárias, que não permitem projetos de extremos em balanço. Segundo o autor, os encontros podem ser maciços, conforme Figura 47, não permitindo a entrada do aterro no seu interior, ou vazados, conforme Figura 48, que permitem a entrada do aterro no seu interior. Os encontros vazados geralmente são constituídos de uma laje superior em concreto armado e de alas laterais que contêm e distribuem o aterro.

Figura 47 – Encontros maciços



Fonte: Mendes (2017).

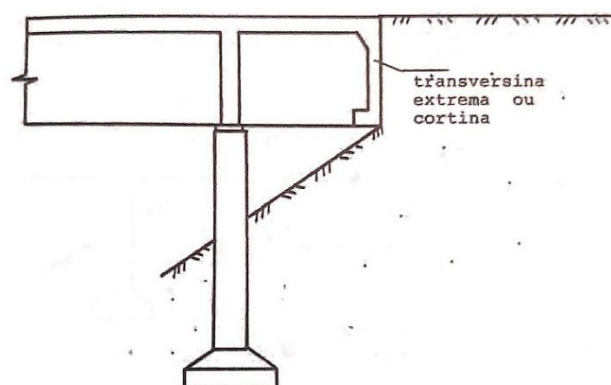
Figura 48 – Encontros vazados



Fonte: Mendes (2017).

Mendes (2017) destaca que, além dos encontros, as pontes podem apresentar as extremidades em balanços. Essas, segundo o autor, são ideais para terraplenos que não sofrerão recalques. Na extremidade desses balanços, existe uma viga transversal, que pode ser chamada de transversina extrema ou cortina (Figura 49), que recebe os empuxos de terra advindos da camada de aterro que faz a interligação da via com a obra.

Figura 49 – Transversina extrema ou cortina

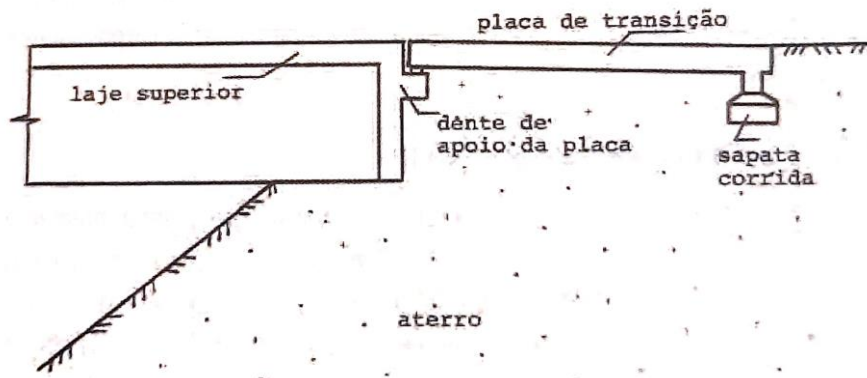


Fonte: Mendes (2017).

Quando há recalques diferenciais no terrapleno, segundo Mendes (2017), se faz necessário introduzir uma placa de transição. Essa ficará responsável pela ligação entre a transversina extrema e o aterro, tendo por principal objetivo compensar os recalques que surgem durante o período de estabilização da camada do aterro.

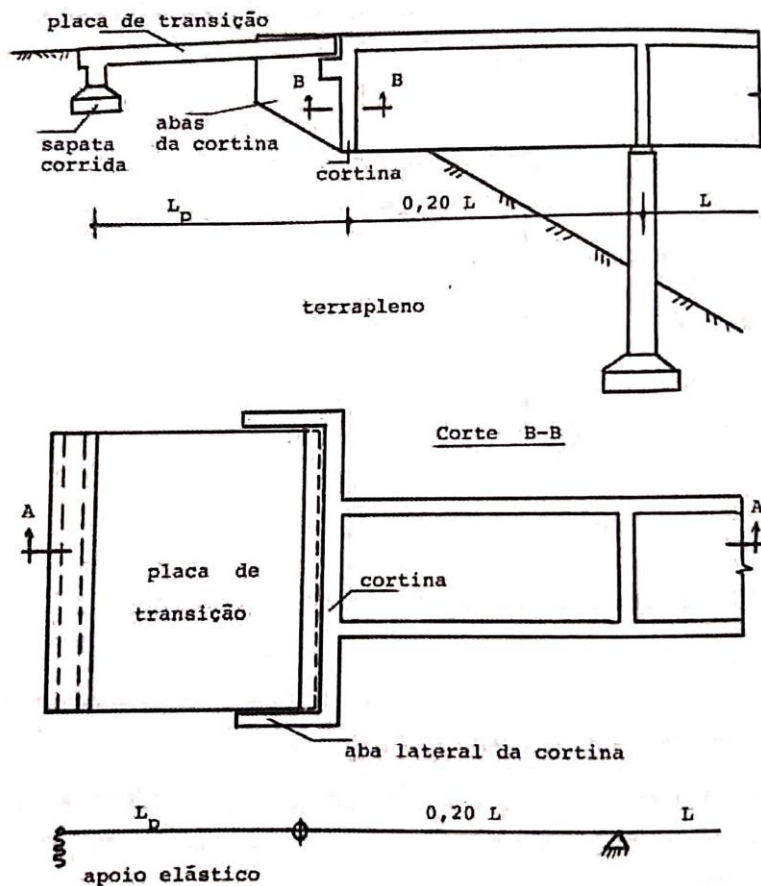
As extremidades em balanços com a placa de transição constituem-se basicamente de uma laje apoiada em uma sapata corrida imersa no terrapleno e nos dentes da cortina, conforme Figuras 50 e 51 (MENDES, 2017).

Figura 50 – Placa de transição



Fonte: Mendes (2017).

Figura 51 – Detalhes da placa de transição



Fonte: Mendes (2017).

Segundo Mendes (2017), estabelece-se o comprimento da placa de transição em função do recalque a ser esperado e pelas exigências do tráfego. O autor recomenda que esse comprimento não deve ser maior que 15 m. Por detalhe, observa-se que, sobre a placa de transição, não se coloca guarda-rodas nem guarda-corpos.

3.4.1.8 Fundações

Segundo o DNIT (2009), designa-se fundação à parte da estrutura que transmitirá ao solo o seu peso próprio, o peso da estrutura e todas as forças que atuam sobre a mesma.

Segundo o manual, uma fundação projetada adequadamente tem por objetivo suportar essas cargas e distribuí-las de maneira satisfatória sobre a superfície do solo que a sustenta, por isso, há a necessidade na escolha correta do tipo de fundação e na profundidade de seu assentamento.

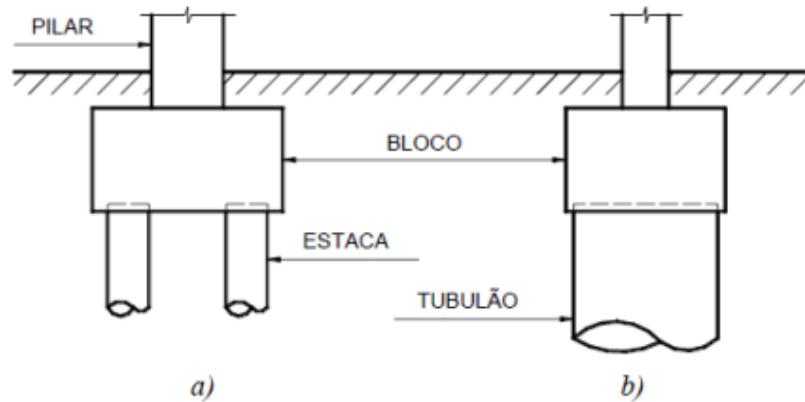
Segundo Vitório (2002) e Mendes (2017), os tipos de fundações mais empregadas nas pontes e em estruturas de grande porte, são as estacas e os tubulões.

Bloco de Coroamento

A NBR 6118 (ABNT, 2014) descreve os blocos como sendo elementos que transferem as cargas de fundação para o tubulão ou para a estaca, conforme Figura 52. Segundo a norma, os blocos podem ser rígidos ou flexíveis.

Figura 52 – Blocos de fundação:

a) bloco sobre estacas; b) bloco sobre tubulão



Fonte: Santos Junior (2018).

3.4.2 Histórico das pontes estaiadas no mundo

Almeida (2017) cita que, ao longo de todo o século XIX, muitas pontes foram construídas com um sistema que misturava cabos parabólicos (ponte pênsil) e cabos retilíneos (estais). Durante essa época, os cabos eram, na verdade, compostos por correntes de ferro forjado. O projeto e a construção dessas estruturas eram totalmente comandados pela experiência do engenheiro, que tinha à sua disposição apenas procedimentos de cálculo muito simplificados.

O autor cita, como exemplos mais notáveis dessa época, a ponte sobre as Cataratas do Niagara (1855) e a última e mais importante obra daquele século, a Ponte do Brooklyn (1883), conforme Figura 53, ambas nos EUA.

Figura 53 – Ponte do Brooklyn



Fonte: Engenharia civil na internet (2014).

Almeida (2017) descreve que, apenas na segunda metade do século XX, com o avanço da tecnologia computacional, foi possível uma análise mais detalhada de pontes estaiadas. Isso se deve ao fato de que essas estruturas possuem vários graus de indeterminação estática conduzindo a grandes volumes de cálculos.

Segundo Almeida (2017), a primeira ponte estaiada moderna foi a Ponte Strömsund, demonstrada na Figura 54. Essa ponte foi construída na Suécia no ano de 1956 pela firma alemã Demag, com projeto de Franz Dischinger. Essa ponte possui três vãos (74,7 m – 182,6 m – 74,7 m) com apenas quatro pares de estais no vão central e dois pares nos vãos laterais. Por conta da simetria, a quantidade de indeterminações estáticas dos estais podiam ser reduzidas a quatro, ou seja, uma quantidade razoavelmente aceitável para a capacidade de cálculo dos equipamentos disponíveis na década de 1950.

Figura 54 – Ponte Strömsund na Suécia



Fonte: Structurae (2010).

Almeida (2017) cita que a primeira obra com vários estais ao longo do tabuleiro (sistema de multi-estaiamento), foi a Ponte Friedrich Ebert, sobre o Rio Reno, localizado na Alemanha, construída em 1967, demonstrada na Figura 55. Essa ponte possui 40 estais em cada um de seus mastros, que são únicos e centrados no meio do tabuleiro de aço. Esse sistema com vários estais apresenta uma série de vantagens, pois proporciona um suporte mais contínuo para a viga de rigidez, o que permite maior esbeltez e o uso de cabos menores, transmitindo menores forças para as ancoragens e facilitando a ligação dos mesmos, tanto no mastro quanto na viga de rigidez e, principalmente, possibilita a construção progressiva, dispensando torres de escoramento.

Figura 55 - Ponte Friedrich Ebert na Alemanha



Fonte: Rudloff (2011).

A primeira ponte a ser construída mais próxima da tecnologia que usamos atualmente, segundo Almeida (2017), é a ponte de Brotonne, construída em 1977 sobre o rio Sena, na França, projetada por Jean Muller, conforme Figura 56.

Figura 56 – Ponte de Brotonne, na França



Fonte: Structurae (2003).

3.4.3 Histórico das pontes estaiadas no Brasil

Segundo Almeida (2017), devido ao elevado custo dessas obras, no Brasil o primeiro projeto de ponte estaiada se iniciou em 1994, sobre o rio Paranaíba, entre os estados de MG e MS. Essa obra, que ficou pronta no ano de 2003, possui vão central de 350 m e vãos laterais de 155 m, perfazendo um comprimento total de 660 m. O projeto é da firma Noronha Engenharia, conforme Figura 57.

Figura 57 – Ponte sobre o rio Paranaíba entre os estados de MG e MS



Fonte: Noronha e Golebiowski (2004).

Almeida (2017) comenta que, embora o projeto e a construção da Ponte sobre o rio Paranaíba tenham sido iniciados anteriormente, a primeira ponte estaiada a ficar pronta no Brasil foi a Ponte Estação Metroviária Engenheiro Jamil Sabino, situada sobre o rio Pinheiros - SP, com vão principal de 122 m, concluída no ano 2000. O projeto é da firma Enescil Engenharia e Projetos, conforme Figura 58.

Figura 58 – Ponte Estação Metroviária Engenheiro Jamil Sabino, em São Paulo



Fonte: Enescil (2020).

Almeida (2017) cita que, depois da conclusão dessas primeiras obras, até a data de sua publicação, já tinham sido projetadas e executadas mais de 30 pontes estaiadas no Brasil com as mais diversas formas e materiais.

3.4.4 Pré-dimensionamento de pontes estaiadas

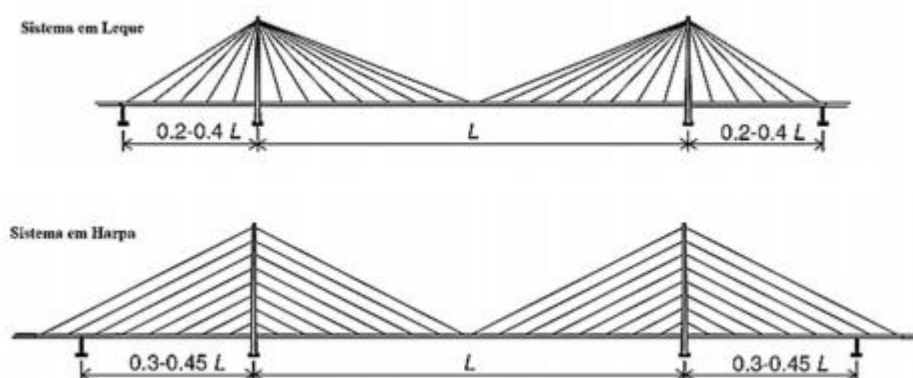
3.4.4.1 Vãos

O DNER (1996) recomenda que uma adequada proporção entre vão central e vão extremos é de grande importância não somente para o funcionamento estrutural como para a própria aparência da ponte estaiada.

De acordo com Ribeiro (2015), a ponte estaiada é a principal solução para vencer vãos maiores que 150 m, sendo uma alternativa mais moderna, bonita e economicamente viável.

Segundo Santos (2018), usualmente as pontes estaiadas têm de dois a três vãos. A autora destaca que, para médios e grandes vãos, têm-se utilizado a tipologia com três vãos, onde se faz necessário o uso de duas torres. Essa configuração traz um vão central principal e dois vãos laterais, que têm uma relação com o comprimento do vão principal, variando conforme o tipo de sistema longitudinal adotado, de acordo com a Figura 59.

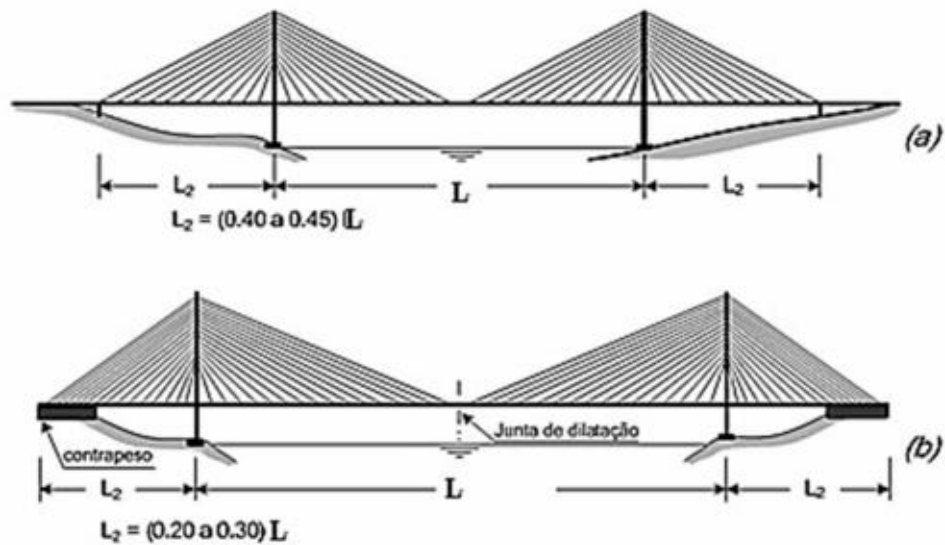
Figura 59 – Sistema de pontes e relação dos vãos



Fonte: Adaptado de Santos (2018).

Santos (2018) esclarece que essa configuração pode apresentar variações, de acordo com a presença ou não de contrapesos (ou blocos de ancoragem). Pedro (2010 apud Santos 2018) apresenta essa relação, conforme Figura 60.

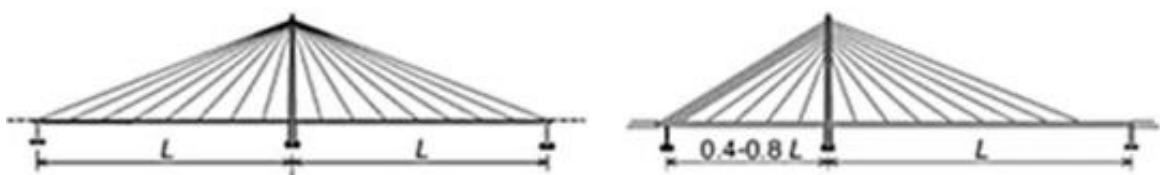
Figura 60 – Relação entre os vãos
a) sem contrapeso; b) com contrapeso



Fonte: Santos (2018).

Em relação à tipologia de dois vãos com uma torre, segundo Santos (2018), é mais usual em pequenos vãos. Segundo a autora, nessa tipologia, os vãos podem ter arranjos simétricos ou assimétricos, apresentando a relação entre eles na Figura 61.

Figura 61 – Ponte estaiada com dois vãos



Fonte: Santos (2018).

Santos (2018) destaca que, na execução dos vãos simétricos, se faz necessário estabilizar o mastro para ancoragem dos estais dos dois lados ao mesmo tempo. Já no arranjo assimétrico, segundo a autora, usualmente a ancoragem é feita apenas no vão menor.

3.4.4.2 Gabarito arquitetônico das pistas

O DNER (1999) descreve que os principais elementos da seção transversal que influenciam as características operacionais, estéticas e de segurança são: a largura e o número das faixas de rolamento, os acostamentos, o canteiro central e os taludes. Tais elementos devem ser adequados aos padrões estabelecidos de velocidade, capacidade de tráfego, nível de serviço, aparência e segurança.

Alguns elementos para a definição da geometria da ponte dependem, conforme Mendes (2017), do órgão público a cuja jurisdição pertence à obra, como, por exemplo, DNER (extinto em 2001), DER de cada estado, DNIT, Rede Ferroviária e Prefeitura. Outros parâmetros são universais e estão a seguir, de acordo com Mendes (2017) e outros autores especificados.

- Classe da ponte:

Classe 12 (suporta veículos de até 12 toneladas) → não existe mais, conforme NBR 7188 (ABNT, 2013);

Classe 24 (suporta veículos de até 24 toneladas) → definida na NBR 7188 (ABNT, 2013) e válida para obras em estradas vicinais municipais de uma faixa e obras particulares;

Classe 30 (suporta veículos de até 30 toneladas) → não existe mais, conforme NBR 7188 (ABNT, 2013);

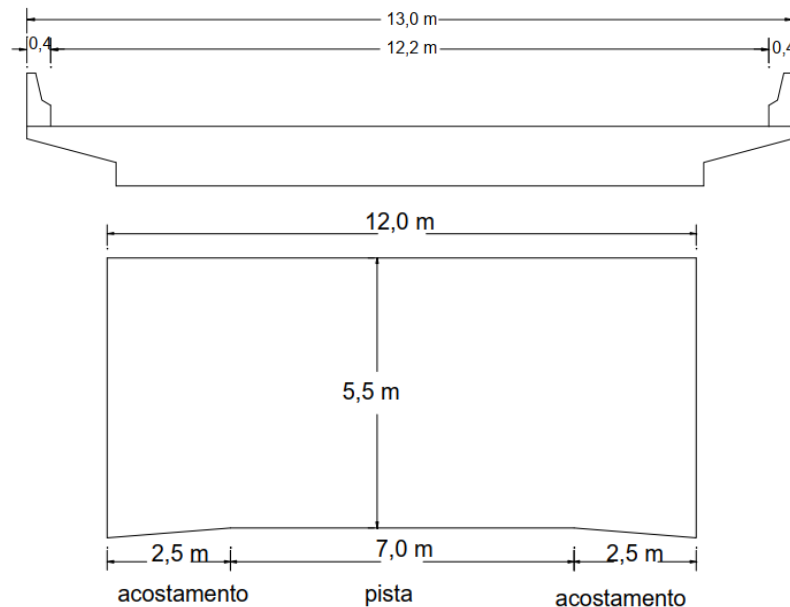
Classe 45 (suporta veículos de até 45 toneladas) → definida na NBR 7188 (ABNT, 2013) e válida para as pontes rodoviárias.

Em geral, a largura da ponte segue a largura das vias adjacentes. Segundo o DNER (1999), a largura da faixa de rolamento é obtida adicionando à largura do veículo de projeto adotado a largura de uma faixa de segurança. “Os valores recomendados para pistas pavimentadas situam-se entre 3,00 a 3,60 metros” (DNER, 1999, p.141).

Utiliza-se, nas rodovias federais, para uma pista com 2 faixas de rolamento, conforme DNIT (2006a) e Araujo (1999), a largura total de 12,8 a 13 m, composta por

2 guarda-corpos de 0,4 m, acostamentos de 2,5 m e 2 faixas com total de 7,0 a 7,2 m (rodovia classe I), conforme Figura 62:

Figura 62 – Exemplo para uma pista com duas faixas



Fonte: Araujo (1999).

Porém, pode haver diferentes recomendações regionais, conforme explicado.

3.4.4.3 Tabuleiro

Segundo Vargas (2007), o desenvolvimento dos tabuleiros de concreto ocorreu devido o aparecimento de pontes de múltiplos estais. Esse fato levou ao desenvolvimento de pontes estaiadas com seções transversais mais finas, onde a relação de esbeltez pode alcançar valores de $h/L = 1/500$.

O autor destaca que a escolha do material do tabuleiro é um dos principais fatores para análise econômica da obra, pois o peso próprio tem influência direta na capacidade requerida pelos estais, mastros e fundações. As seguintes quantidades de peso próprio podem ser usadas como indicadores: tabuleiro de aço de 2,5 a 3,5 kN/m², tabuleiro misto de 6,5 a 8,5 kN/m² e tabuleiro de concreto de 10 a 15 kN/m².

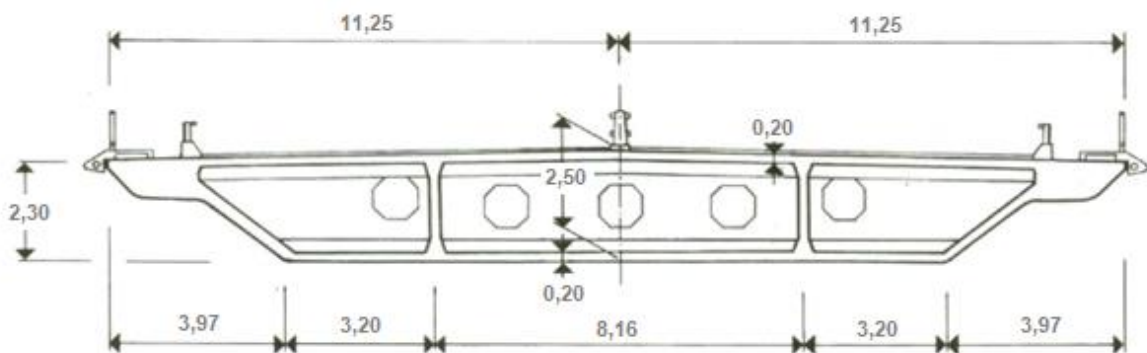
Segundo Gomes (2013), para a concepção da seção transversal do tabuleiro, é de fundamental importância à análise da distribuição dos cabos transversalmente. O autor traz como exemplo a disposição dos estais com um único plano central. Essa situação exigirá que o tabuleiro tenha maior rigidez à torção e seções celulares

deverão ser adotadas. Já com estais dispostos nos bordos da seção, a rigidez à torção elevada do tabuleiro passará a ser menor.

Segundo Oliveira (2017), com o objetivo de conseguir uma diminuição no consumo de material e no peso do elemento, utilizou-se do concreto protendido no tabuleiro, resultando em uma maior esbeltez e no uso de formas geométricas vazadas, além de reduzir os efeitos de flexão no tabuleiro.

Exemplifica-se o uso de tabuleiro de concreto protendido com seção vazada, por meio da Figura 63, da ponte Barrios de Luna, na Espanha. A ponte possui um vão central de 440 m, seção de 22,5 m de largura e 2,30 m de altura. Portanto, a relação de esbeltez é $2,3/440 = 1/191$ (OLIVEIRA, 2017).

Figura 63 - Seção transversal da ponte Barrios de Luna, na Espanha
(cotas em m)



Fonte: Adaptado de Vargas (2007).

Segundo Vargas (2007), a espessura da laje do tabuleiro é regida pela aplicação das ações permanentes e móveis (de flexão) e das forças normais transmitidas pelos estais. Esses efeitos de compressão, junto com o peso próprio, reduzem a esbeltez da seção. Tal concepção é ainda mais dificultada em pontes com mais de quatro faixas de tráfego, já que os momentos fletores transversais são maiores.

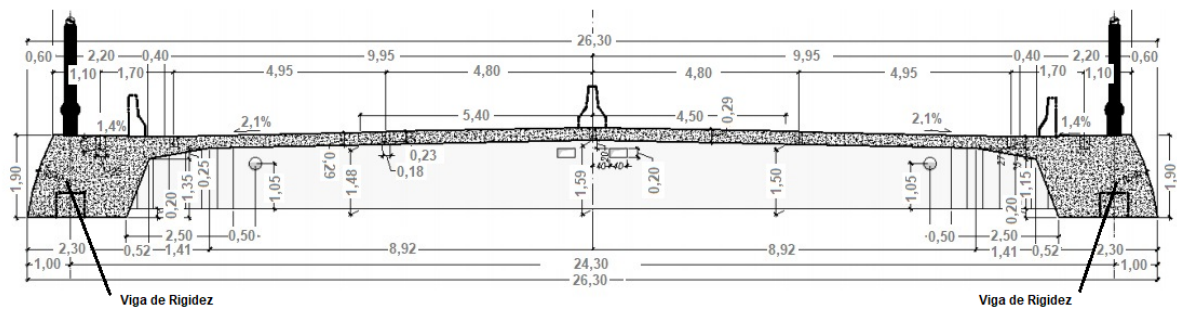
Torneri (2002) destaca que, para a escolha da configuração da seção transversal do tabuleiro, faz-se necessária uma análise de qual foi a configuração transversal adotada para a torre do projeto em questão.

A autora indica, para torres com formato em pórtico, a utilização de tabuleiros constituídos por duas vigas longitudinais, que serão unidas pela laje, ou de uma seção celular com abas laterais. “No caso de torres de mastro único, indica-se o tabuleiro

celular com peças internas inclinadas ou com alma central mais espessa” (TORNERI, 2002, p. 104). As Figuras 64 a 68 demonstram alguns tipos de seções transversais descritas.

Figura 64 – Seção transversal com vigas e laje de concreto

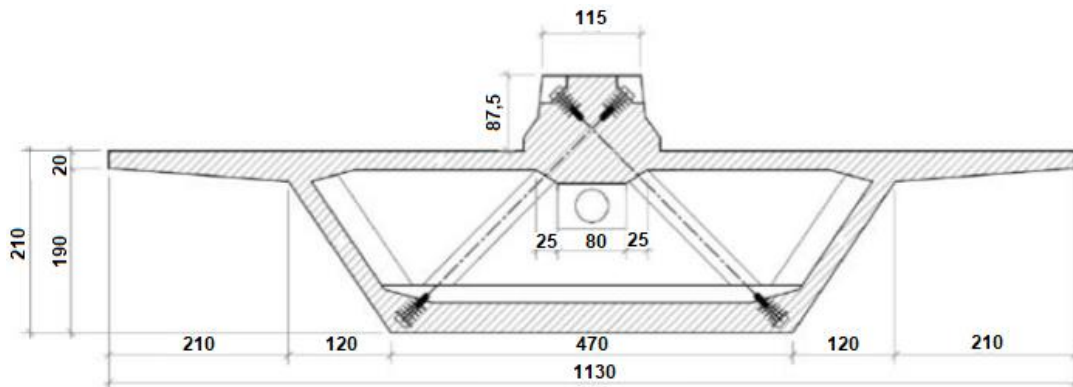
(cotas em m)



Fonte: Adaptado de Almeida (2017).

Figura 65 – Seção transversal celular de concreto

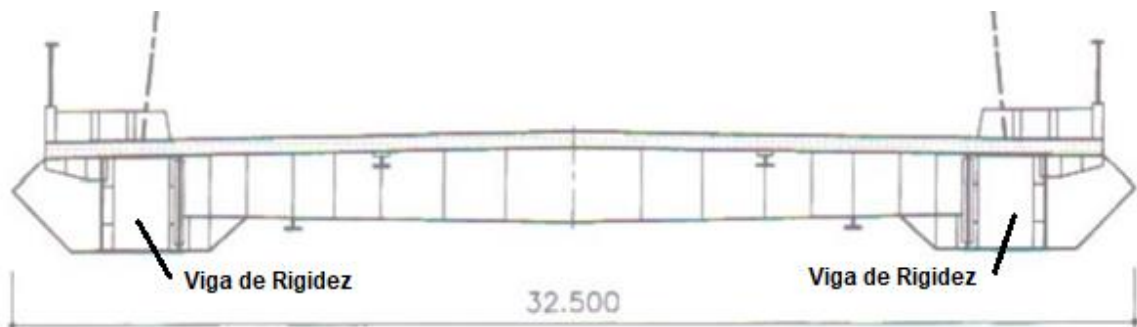
(cotas em mm)



Fonte: Adaptado de Almeida (2017).

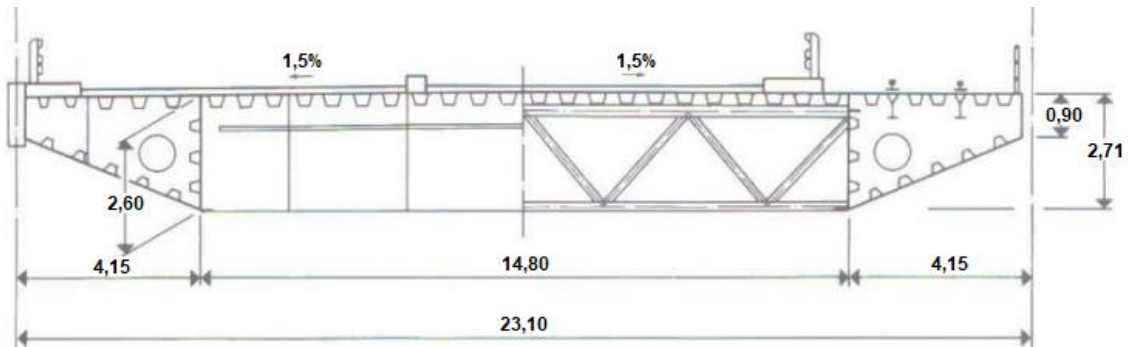
Figura 66 – Seção transversal mista

(cotas em m)



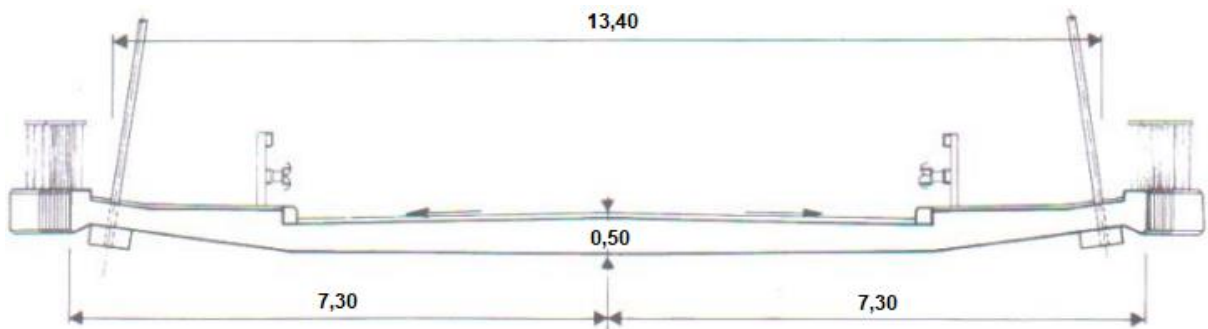
Fonte: Adaptado de Almeida (2017).

Figura 67 – Seção transversal em aço com placa ortotrópica
(cotas em m)



Fonte: Adaptado de Almeida (2017).

Figura 68 – Seção maciça de concreto
(cotas em m)

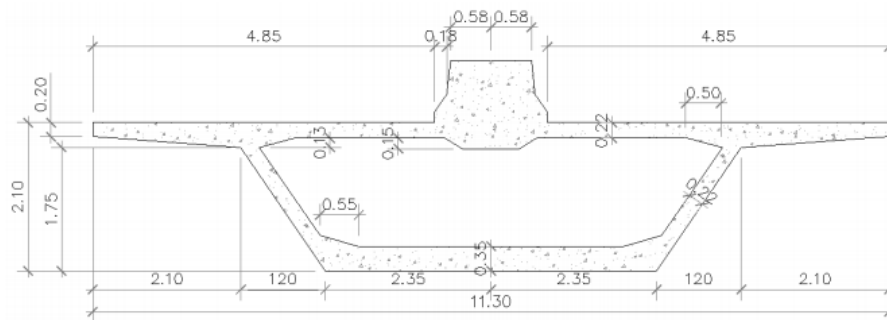


Fonte: Adaptado de Almeida (2017).

Segundo Gimsing e Georgakis (2011 apud Santos 2018), adota-se espessura entre 0,20 e 0,30 m para lajes de concreto em pontes rodoviárias. As lajes devem ser apoiadas nas vigas transversais, espaçadas entre 4 e 6 m, trabalhando como uma laje contínua. A autora destaca que os tabuleiros rodoviários de concreto têm se mostrado competitivos em relação aos tabuleiros mistos, quando se trata de projetos com vãos principais da ordem dos 400 m.

Em um estudo de caso da Ponte do Saber, localizada no Rio de Janeiro, Toledo (2014) destaca que o tabuleiro da ponte em concreto armado e protendido (f_{ck} de 50 MPa), possui seção transversal seção caixão, com almas inclinadas e uma viga de enrijecimento central no topo, conforme Figura 69.

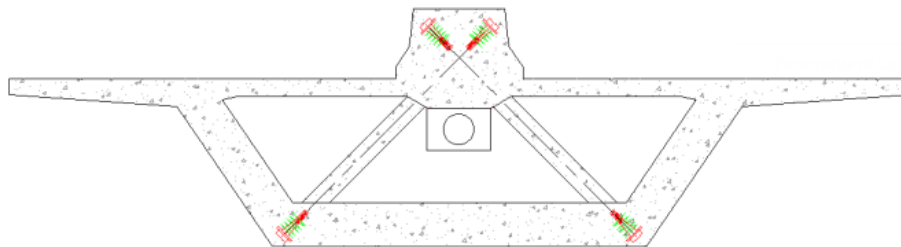
Figura 69 – Seção transversal do tabuleiro da Ponte do Saber, no Rio de Janeiro
(cotas em m)



Fonte: Toledo (2014).

Segundo Toledo (2014), a laje superior tem espessura de 22 cm, a laje inferior de 35 cm e as almas de 22 cm. Há um enrijecimento da seção, alargando as almas e a laje inferior, nos trechos de ancoragem dos estais no tabuleiro. Segundo a autora, foram introduzidas nervuras inclinadas protendidas com cabos de 12 cordoalhas de 12,7 mm, que ligam a laje inferior ao centro superior da viga, conforme Figura 70.

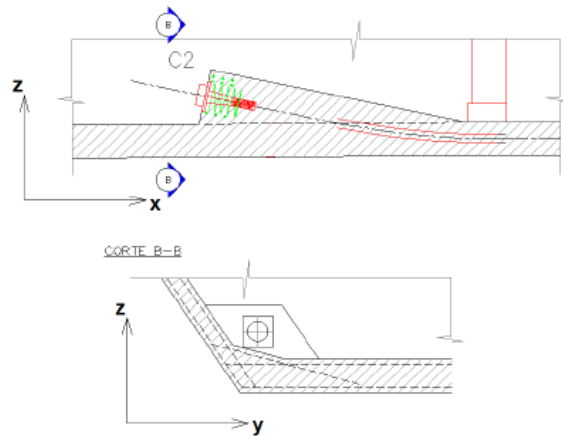
Figura 70 - Seção transversal em trecho de engrossamento de almas e laje inferior com tirantes



Fonte: Toledo (2014).

Por fim, há a instalação de cabos de protensão longitudinais inferiores e superiores, na extremidade no tabuleiro, constituídos por 19 cordoalhas de 12,7 mm, que são ancorados em mísulas, conforme Figura 71 (TOLEDO, 2014).

Figura 71 - Cabo longitudinal inferior - vista em elevação e corte transversal



Fonte: Toledo (2014).

3.4.4.4 Viga de Rigidez

Gava (2019), com base nos trabalhos de Torneri (2002) e Ytza (2009), adotou como critério de pré-dimensionamento a altura das longarinas (vigas de rigidez) como 15% do espaçamento dos estais, e a largura em 10% da largura do tabuleiro.

Ainda, conforme Melo (2013), a altura de uma viga de concreto armado gira em torno de 10% do vão.

3.4.4.5 Número de estais

Segundo Vargas (2007), o espaçamento máximo dos estais depende de vários parâmetros, em particular, da largura e da forma do tabuleiro. Tratando-se de tabuleiros de aço ou mistos (concreto e aço), o autor sugere espaçamentos entre 15 m e 25 m. Para tabuleiros de concreto, o espaçamento costuma variar de 5 m a 10 m (VARGAS, 2007).

Para Santos (2018), a distância entre a ancoragem dos cabos no tabuleiro de concreto deve estar de 5 a 15 m. Já para tabuleiros metálicos, recomenda-se uma distância de 10 a 20 m.

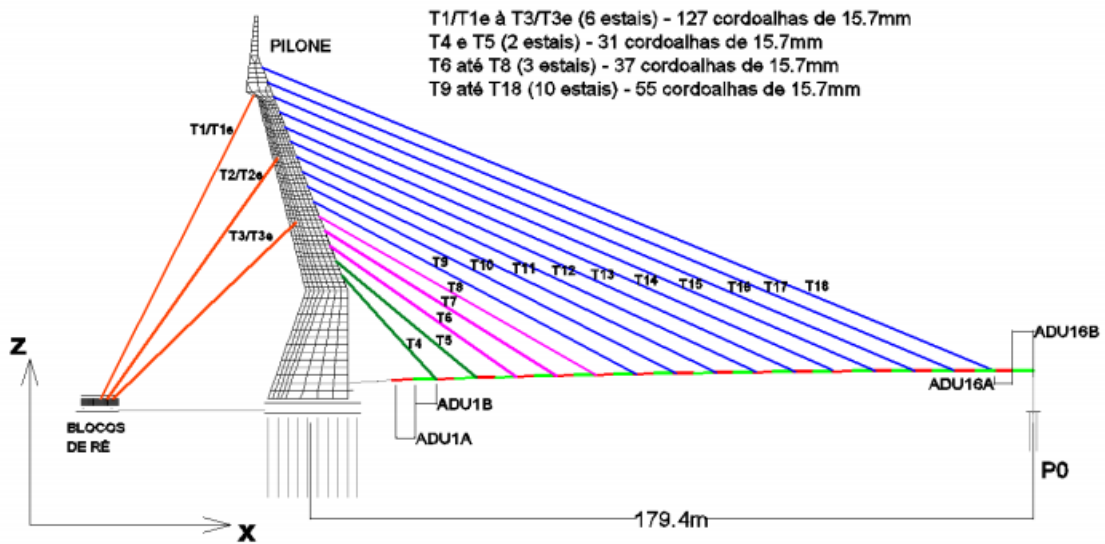
3.4.4.6 Diâmetro dos estais

Segundo Cidade (2017) algumas são as formas de pré-dimensionamento dos estais. Independentemente disso, todas devem garantir, para atuação de cargas

permanentes (peso próprio, revestimento e guarda-rodas) e móveis, a tensão máxima admissível, no ELS, de 0,45 fptk, sendo fptk a tensão de ruptura à tração característica do aço de protensão.

Complementando as informações da superestrutura da Ponte do Saber, citada no item 3.4.4.3, Toledo (2014) acrescenta que o tabuleiro desta ponte foi construído pelo método dos balanços sucessivos em aduelas com comprimento de 5 m cada, conforme Figura 72, que mostra as quantidades e diâmetros dos estais.

Figura 72 – Esquema do modelo da Ponte do Saber, localizada no Rio de Janeiro



Fonte: Toledo (2014).

Walther et al. (1999 apud Gomes 2013) descrevem um modelo simplificado de análise linear elástica, onde os estais, representados por seus pontos de ancoragem, são substituídos por apoios indeslocáveis, fazendo da ponte uma espécie de viga contínua, conforme Figura 73. Calculadas as reações de apoio, basta decompô-las na direção do estai, de acordo com a Equação 3, e dimensionar a área de aço, conforme a Equação 4, dadas por:

$$N_i = \frac{R_i}{\text{sen}(\alpha_i)} = \frac{G+Q}{\text{sen}(\alpha_i)} \quad (3)$$

$$A_i = \frac{N_i}{\sigma} \quad (4)$$

Onde:

N_i é a força normal no estai “i”;

R_i é a reação de apoio no ponto de ancoragem do estai “i”;

G é a reação no apoio i devido às cargas permanentes;

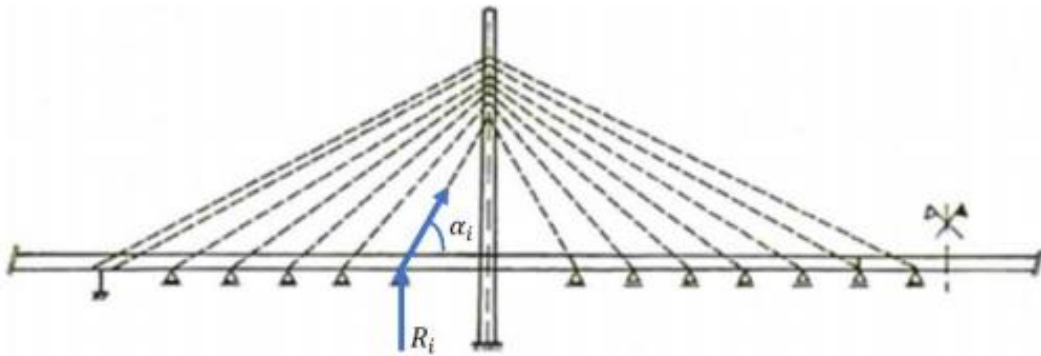
Q é a reação no apoio i devido às cargas variáveis;

α_i é o ângulo que o estai “i” faz com o tabuleiro;

A_i é a área de aço do estai “i”;

σ é a tensão admissível no estai.

Figura 73 - Modelo simplificado de viga contínua para pré-dimensionamento dos estais



Fonte: Cidade (2017)

Com as forças nos estais calculadas, a avaliação continua por meio do parâmetro recomendado por Walther et al (1999 apud Gomes 2013), indicado na Equação 5.

$$\vartheta = \frac{Q}{G} \quad (5)$$

O parâmetro ϑ indica se o critério predominante para o dimensionamento dos estais será a resistência ou a fadiga. O autor cita que, nas pontes rodoviárias com tabuleiro de concreto, o parâmetro ϑ encontra-se na faixa de 0,2 a 0,3, indicando que o critério da resistência é o fator de dimensionamento dominante. Já para pontes ferroviárias com tabuleiro metálico, o parâmetro ϑ assume valores mais elevados (1,0 a 2,0), sendo o critério da fadiga o fator de dimensionamento dominante.

Segundo Walther et al (1999 apud Gomes 2013) as equações-limite para os dois critérios podem ser escritas em função de ϑ :

$$\text{Critério da resistência: } \sigma_{G+Q} \leq (1 + \vartheta)^{-1} \cdot \sigma_{adm}$$

$$\text{Critério da fadiga: } \sigma_G \leq (\vartheta)^{-1} \cdot \Delta\sigma_{adm}$$

Onde:

σ_G : tensão devido à carga permanente;

σ_{G+Q} : tensão devido à carga permanente e carga variável;

σ_{adm} : tensão admissível: $0,45f_{ptk}$;

$\Delta\sigma_{adm}$: variação de tensão admissível no estai (resistência à fadiga do estai).

Walther et al (1999 apud Gomes 2013) enfatizam que os procedimentos propostos servem somente como uma primeira aproximação das forças nos estais. Na prática, as simplificações aqui sugeridas levam a um superdimensionamento dos estais nos vãos laterais e a um subdimensionamento dos estais do vão central.

Segundo Santos (2007) a resistência à fadiga dos estais está principalmente relacionada às ancoragens e não apenas à seção do cabo. Isso ocorre devido à presença das tensões locais e das deformações da ponte estaiada, enfraquecendo os cabos, produzindo variação de tensão axial e desenvolvendo rotações nas ancoragens.

De acordo com Khairussaleh (2016 apud Gava 2019), apesar de existirem alguns estudos de caso e ensaios, o comportamento à fadiga ainda precisa ser investigado, principalmente dos cabos de ancoragem.

Toledo (2014) acrescentou que, no Brasil, no contexto do esforço normal em estais, não existia, na época de seu trabalho, norma específica designada para a verificação da fadiga, fato que não se alterou até a data da finalização deste trabalho. Segundo a autora, na prática de projeto, comparam-se as variações de tensões obtidas nos estais, resultantes da ação da carga móvel, com a variação da tensão associada a um número de ciclos resistente em um estai, que é usualmente 2 milhões, valor considerado por meio de ensaios realizados e apresentados em FIB (2005 apud TOLEDO, 2014).

Uma indicação para o valor da resistência à fadiga dos estais é dada em Dywidag-Systems International (2018) e Toledo (2014), que utilizam o valor de 200 MPa.

3.4.4.7 Torre

Para o pré-dimensionamento da altura da torre, Menn (1990 apud Torneri 2002) sugere, como melhor alternativa, torres com altura de 20 a 25% do vão central.

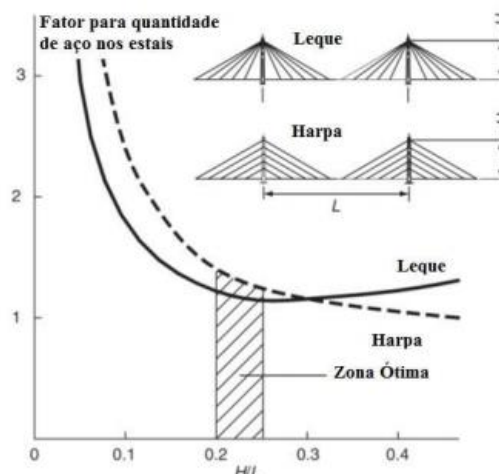
Leonhardt (1974 apud Torneri 2002) considera que a altura da torre esteja na faixa de 17 a 20% do vão principal.

Gimsing (1983 apud Torneri 2002) por sua vez, entende que, para configurações de estais em formato harpa, a altura ideal é a de 20% do vão central. Já para a configuração em formato leque, 15% do vão central.

Por fim, no estudo desenvolvido por Walther (1985 apud Torneri 2002), o autor utiliza o valor constante de 23,5% do vão central para a altura da torre.

Santos (2018) ilustra a altura ideal do mastro de acordo com o comprimento do vão, fazendo uma adaptação do Manual de Engenharia de Pontes de Londres, conforme Figura 74.

Figura 74 – Altura ótima do mastro, relação entre a altura e o comprimento do vão



Fonte: Santos (2018).

Segundo Ice (2008 apud Santos 2018), à medida que o ângulo entre os estais e o mastro aumenta, altera-se o consumo de aço, pois a dimensão necessária dos cabos diminui. Portanto, Oliveira (2017) e Santos (2018) recomendam que a

inclinação entre o cabo mais longo e a horizontal, varie dentro dos limites de 25 a 65 graus, minimizando as deflexões nos tabuleiros.

Segundo Gimsing e Georgakis (2012 apud Gava 2019), no dimensionamento do mastro, o esforço axial proveniente das componentes verticais das forças nos estais é a carga mais importante. Portanto, os autores estimam o esforço axial nos mastros por meio da Equação 6:

$$N_{mastro} = 1,5 n_{cabos} P_{total} \quad (6)$$

Onde n_{cabos} é o número de cabos que chegam no mastro, P_{total} é a carga total que solicita um estai e o coeficiente 1,5 representa os esforços de flexão do mastro.

Segundo Godinho (2014), o pré-dimensionamento do mastro baseia-se em dois parâmetros:

- 1) Aproximação da encurvadura com base na carga crítica de flambagem de Euler (P_{cr}) para o Estado Limite Último (ELU), conforme Equação 7;

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2} \quad (7)$$

- 2) Análise da influência da rigidez do mastro na deformação vertical do tabuleiro para o Estado Limite de Serviço (ELS).

Onde E é o módulo de elasticidade e I o momento de inércia.

Gava (2019) considera, portanto, que $P_{cr} = N_{mastro}$ e, a partir do conhecimento do comprimento de flambagem do mastro, determina o momento de Inércia na direção transversal e longitudinal pelas Equações 8 e 9.

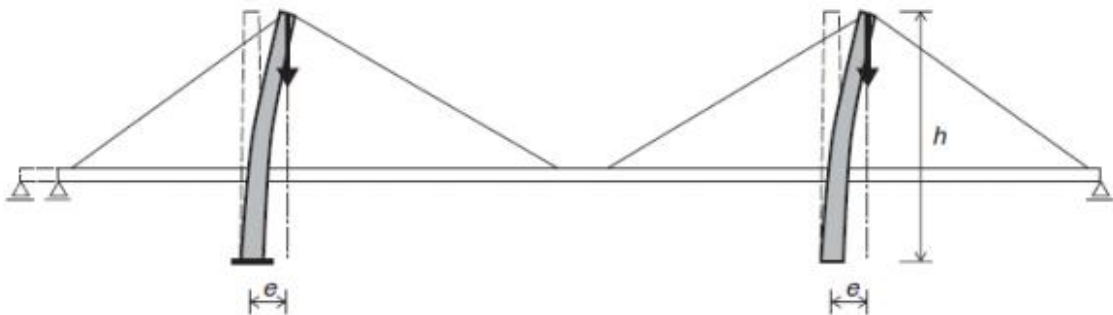
$$I_{trans} = \frac{N_{mastro} (h)^2}{\pi^2 E} \quad (8)$$

$$I_{long} = \frac{N_{mastro} (2h)^2}{\pi^2 E} \quad (9)$$

Gava (2019) sugere, portanto, adotar o comprimento de flambagem longitudinal como se fosse uma barra engastada e livre ($2h$; h é a altura do mastro, conforme Figura 75), quando não há limitação do tabuleiro nas suas extremidades.

O autor considera, para a direção transversal, o comprimento de flambagem longitudinal como se fosse uma barra biapoiada, levando em consideração os travamentos laterais (portanto, h).

Figura 75 – Deslocamento do mastro e tabuleiro na longitudinal



Fonte: Gava (2019).

Conforme Gava (2019), adotando-se seção retangular, há a possibilidade de estimar as dimensões do mastro pelas Equações 10 e 11.

$$a = \left(\frac{144 \cdot I_{long}^3}{I_{trans}} \right)^{\frac{1}{8}} \quad (10)$$

$$b = \left(\frac{144 \cdot I_{trans}^3}{I_{long}} \right)^{\frac{1}{8}} \quad (11)$$

Onde a é a dimensão na direção longitudinal e b na direção transversal.

Quanto às vigas de travamento nos mastros, Torneri (2002), tomando como base projetos similares de pontes estaiadas de concreto já existentes, sugere, a fim de pré-dimensionamento: 1,00 m de largura por 1,50 m de altura. Sendo a distância do eixo dessa viga até o topo do mastro de aproximadamente 6 m.

3.4.4.8 Lajes e Transversinas

Segundo Gava (2019), adota-se, para as transversinas, sua altura como 15 centímetros menor que a das longarinas (vigas de rigidez), e sua largura como aproximadamente 30% da sua altura.

Em se tratando das lajes, a NBR 7187 (ABNT, 2003) determina que a espessura das lajes maciças, destinadas a passagem de tráfego rodoviário, deve ser maior ou igual a 15 cm.

Leonhardt e Monnig (2007) recomendam que a esbeltez da laje (l/h) seja menor ou igual a 35, conforme indicado na DIN 1045. O DNER (1996) recomenda o uso da laje maciça para vãos contínuos até 15 metros, com relação (h/l) da ordem de 1/20 e 1/24.

3.4.4.9 Fundação

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), a grandeza fundamental para o projeto de fundações profundas por tubulão é a tensão admissível ou tensão resistente de cálculo do solo.

Existem várias maneiras de se determinar a tensão admissível no solo. Para este trabalho, devido a seus propósitos e limitações, considera-se o trabalho de Baêta e Sartor (1999), que descrevem que, de uma forma geral, encontram-se as seguintes tensões admissíveis de acordo o tipo de solo:

1 – Aterros ou entulhos suficientemente recalçados e consolidados....	0,5 kg/cm ²
2 – Aterros de areias sem possibilidade de fuga.....	1,0 kg/cm ²
3 – Terrenos comuns, bons, como os argilo-arenosos.....	2,0 kg/cm ²
4 - Terrenos de excepcional qualidade.....	3,5 kg/cm ²
5 – Rocha viva.....	20,0 kg/cm ²

Segundo Bittencourt (2017), para um tubulão, faz-se o dimensionamento geométrico a partir dos seguintes passos:

1) Calcula-se a área da base do tubulão para suportar toda a carga vertical pela Equação 12:

$$A_{min} = \frac{N}{\sigma_{adm}} \quad (12)$$

Onde:

N = Carga vertical no Tubulão;

σ_{adm} = Tensão Admissível do solo.

2) Determinam-se as dimensões em planta da base:

Forma Circular, calcula-se o seu diâmetro pela Equação 13:

$$D_{base} = \sqrt{\frac{4 \cdot N}{\pi \cdot \sigma_{adm}}} \quad (13)$$

Onde:

σ_{adm} = Tensão Admissível do solo.

3) Determinam-se as dimensões em planta do fuste:

Segundo Constancio (2004), para forma circular, calcula-se o diâmetro do fuste pela Equação 14, onde multiplica-se a resistência característica à compressão do concreto pelo coeficiente de 0,85, para levar em consideração a diferença entre resultados de ensaios rápidos de laboratório e a resistência do concreto sob a ação de cargas de longa duração.

$$D_{fuste} = \sqrt{\frac{4 * (1,4 * N)}{\pi * 0,85 * \frac{fck}{\gamma_c}}} \quad (14)$$

Onde:

fck = resistência característica à compressão do concreto;

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto:

Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019), γ_c , para o caso de tubulões não encamisados, pode ser adotado como 2,2 ou 3,6, de acordo os parâmetros para dimensionamento demonstrados na Tabela 1.

Tabela 1 – Tubulões não encamisados: parâmetros para dimensionamento

Tipo de estaca	Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto/resistência característica da argamassa ou concreto	γ_c	% de armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco)		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa	Anexo onde se encontram definidos concreto/argamassa
				Armadura %	Comprimento m		
Tubulões não encamisados	I, II	C25	2,2	0,4	3,0	5,0	B
	III, IV	C40	3,6				

Fonte: Parte da Tabela 4 da NBR 6122 (ABNT, 2019).

Bittencourt (2017) simplifica esse mesmo cálculo por meio da Equação 15:

$$D_{fuste} = \sqrt{\frac{4 \cdot N}{\pi \cdot \sigma_{adm,est}}} \quad (15)$$

Onde:

$\sigma_{adm,est}$ = tensão de compressão atuante limite para não ser preciso armar o fuste do tubulão, conforme a Tabela 1.

Conforme Bittencourt (2017) e a Tabela 1, a $\sigma_{adm,est} = 5 \text{ MPa}$ (se $0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \geq 5 \text{ MPa}$) e $D_{fuste} \geq 80$ ou 70 cm (segurança).

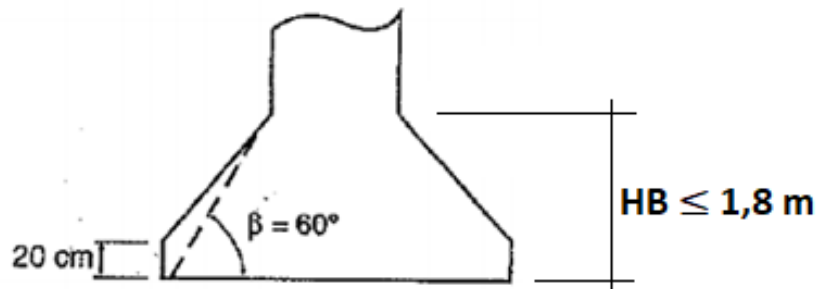
4) Avalia-se a relação máxima de dimensões:

Forma Circular, pela Equação 16:

$$\frac{D_{BASE}}{D_{FUSTE}} \leq 3,5 \quad (16)$$

5) Determina-se a altura da base (HB), conforme Figura 76, e fazem-se as verificações pelas Equações 17 e 18.

Figura 76 – Altura da base



Fonte: Adaptado de Bittencourt (2017).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), os tubulões devem ser dimensionados de maneira que as bases não tenham alturas superiores a 1,8 m. Nos tubulões a ar comprimido, essa altura pode chegar a 3 m.

A norma descreve que, havendo base alargada, deve ter formato de um tronco de cone superposto a um cilindro de no mínimo 20 cm de altura, devendo o ângulo β ser maior ou igual a 60° , conforme demonstrado na Figura 76.

$$\frac{\tan \beta}{\beta} \geq \frac{\sigma_{adm}}{f_{ct}} + 1 \quad (17)$$

Onde:

$$f_{ct} = 0,4 * f_{ctk} \leq 0,8 \text{ MPa};$$

f_{ctk} = resistência característica à tração do concreto;

σ_{adm} = tensão admissível do solo, expressa em MPa.

$$f_{ctk_{inf}} = 0,21 \times f_{ck}^{2/3} \quad [\text{MPa}] \quad (18)$$

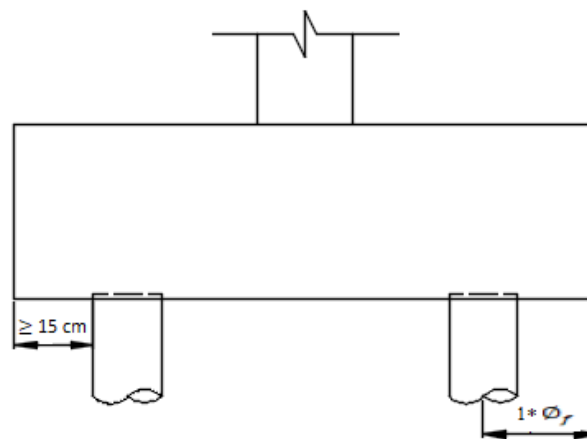
3.4.4.10 Bloco de coroamento

A NBR 6118 (ABNT, 2003) definia que se podia admitir uma distribuição plana de carga nas estacas ou tubulões em blocos considerados rígidos, para os que tinham espaçamento entre os eixos das estacas ou tubulões de 2,5 a 3 vezes o diâmetro das

mesmas. Tal definição não se encontra explícita na sua atualização NBR 6119 (ABNT, 2014), no entanto, segundo Santos Junior (2018) e Oliveira (2009), diversos autores continuam adotando essa definição, respeitando um espaçamento mínimo de 60 cm para qualquer tipo de estaca ou tubulão.

Segundo Bastos (2017), a distância entre a face do fuste até a face do bloco tem que ser maior ou igual a 15 cm, sendo recomendado por diversos autores a distância entre o eixo do tubulão até a face do bloco de $1 \cdot \phi_f$ (*diâmetro do fuste*), conforme Figura 77.

Figura 77 – Distâncias entre eixo e face do bloco e entre faces



Fonte: Adaptado de Bastos (2017).

Quanto à altura dos blocos, a NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que seja uma altura suficiente que permita a ancoragem das armaduras dos pilares.

O CEB-FIP (1970 apud Oliveira 2009) sugere que a altura dos blocos rígidos não seja superior a duas vezes a distância entre o eixo da estaca ou tubulão até a face do pilar.

Montoya (1981 apud Oliveira 2009) recomenda que a altura total do bloco não deve ser menor do que 40 cm e 1,5 vez o diâmetro da estaca ou tubulão.

Ao tratar da rigidez do bloco, a NBR 6118 (ABNT, 2014) descreve que o critério é o mesmo que o utilizado para sapata. Portanto, o bloco pode ser considerado rígido se atender a condição da Equação 19:

$$H \geq \frac{A - a_p}{3} \quad (19)$$

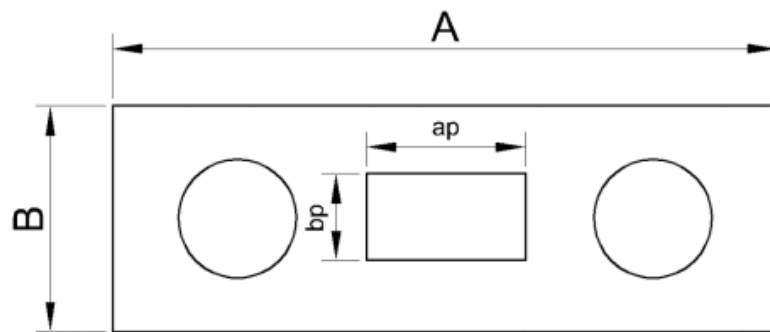
Onde:

H = altura do bloco [cm];

A = dimensão do bloco em uma direção [cm], conforme Figura 78;

a_p = direção do pilar na mesma direção de A [cm].

Figura 78 – Lados correspondentes do bloco e pilar para rigidez



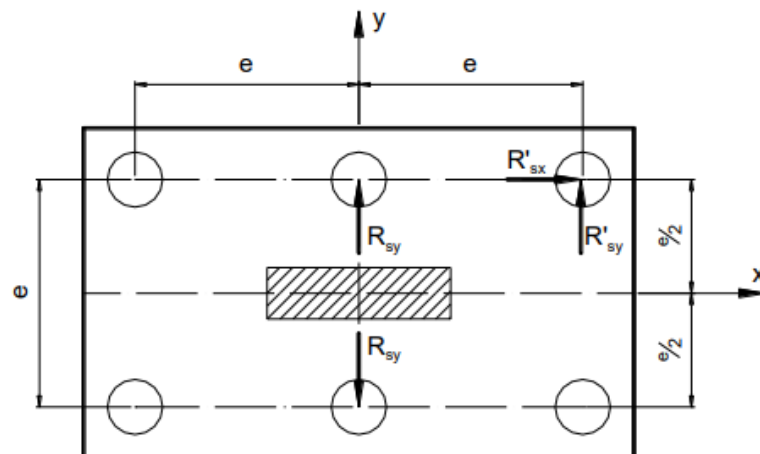
Fonte: Junior (2018).

Segundo Santos Junior (2018), para os blocos com mais de duas estacas ou tubulões, a verificação da rigidez deve ser feita para as duas direções.

Por exemplo, para o bloco sobre seis estacas ou tubulões, Bastos (2017) descreve que o formato retangular (Figura 79), pentágono e hexágono, são as formas mais comuns.

Segundo Constancio (2004), se estiverem na mesma cota de apoio, os tubulões podem encostar as suas bases.

Figura 79 – Bloco retangular sobre seis estacas/tubulões



Fonte: Bastos (2017).

3.4.5 Estimativa de custo total

Marinho (2016) faz um estudo de custos de pontes, incluindo estaiadas, cujos resultados são reproduzidos na Tabela 2.

Tabela 2 – Formação de índices

Ponte		COMPRIMENTO	LARGURA	ÁREA (m ²)	VALOR (R\$)	ÍNDICE/m ²	TEMPO DE EXECUÇÃO (dias)
ESTAIADA	RIO DAS OSTRAS	66	20	1320	R\$ 15.000.000,00	R\$ 11.363,64	720
	BRASILÉIA	118	12	1416	R\$ 19.351.645,00	R\$ 13.666,42	540
	PONTE DA PASSAGEM	228	24	5472	R\$ 93.645.228,00	R\$ 17.113,53	912
VIGAS	MAIA FILHO	349	12	4188	R\$ 21.780.000,00	R\$ 5.200,57	210
	PONTE SOBRE O RIO COXIPÓ	80	10,8	864	R\$ 5.100.000,00	R\$ 5.902,78	180
	PONTE SOBRE O RIO PEIXOTINHO II	125	8,8	1100	R\$ 4.500.000,00	R\$ 4.090,91	160
ARCO	PONTE SÃO CAETANO DO SUL	58	12	696	R\$ 9.547.000,00	R\$ 13.716,95	315
	PONTE DOS BARRAGEIROS	80	12	960	R\$ 7.719.832,00	R\$ 8.041,49	290
	PONTE BOULEVARD ARRUDAS	77	13	1001	R\$ 8.667.432,00	R\$ 8.658,77	301

Fonte: Adaptado de Marinho (2016).

A partir dos dados apresentados, a autora considera um valor médio de custo por área de ponte estaiada de 14.047,86 R\$/m². A área da ponte resulta da multiplicação de seu comprimento pela largura de sua seção transversal.

4. METODOLOGIA

O trabalho teve início por uma revisão bibliográfica apresentada sobre pontes estaiadas. Feito isso e seguindo as propostas das bibliografias, partiu-se para o pré-dimensionamento de uma ponte em um local de Votuporanga/SP.

A Prefeitura Municipal de Votuporanga concedeu acesso ao levantamento topográfico do local da ponte, de onde foram traçados o perfil longitudinal e perfis transversais do terreno.

Não houve acesso a sondagens do terreno. Por este motivo e pela limitação de tempo para este trabalho, foram consideradas simplificações para o solo, para as fundações e para as estruturas de extremidade da ponte.

Os modelos estruturais simplificados para os cálculos do pré-dimensionamento do diâmetro dos estais e das dimensões do mastro, foram feitos utilizando o software de Martha (2017), denominado Ftool. Software este que, realiza a análise de estruturas lineares planas (diagramas de momento fletor, cortante, normal e deslocamentos).

Os desenhos do projeto básico proposto foram realizados com auxílio do *software AutoCad* (2017) da Autodesk.

Os desenhos tridimensionais do sistema estrutural proposto foram realizados com auxílio do *software SketchUp* (2014).

5. RESULTADOS

5.1 Caracterização Urbana da Cidade

Conforme Figura 80, Votuporanga é um município brasileiro do interior de São Paulo, situado na região sudeste do país. Localiza-se no noroeste paulista a 520 km de distância da capital do Estado, São Paulo. Segundo o IBGE (2020), a área de sua unidade territorial corresponde a 420,703 km².

Figura 80 – Localização de Votuporanga no Estado de São Paulo



Fonte: Wikipédia (2021).

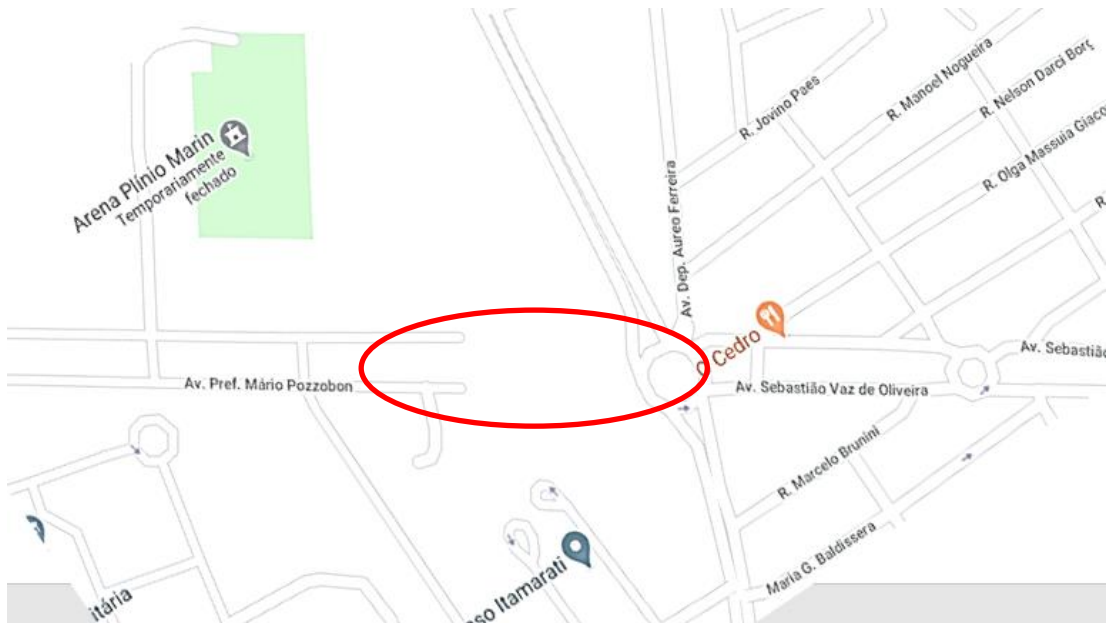
Com base no último censo realizado pelo IBGE, a população de Votuporanga em 2020 era de 95.338 habitantes, com uma densidade demográfica de 201,15 hab/km².

A economia da cidade é definida por um PIB per capita de R\$ 31.244,00, valor referente ao ano de 2018. Em resumo, a economia é composta por 2,1% do setor Agropecuário, 20,3% do setor de Indústrias e 77,5% do setor Terciário. O IDH (Índice de Desenvolvimento Humano) do município equivale a 0,790, classificando-o com a posição de 79º no estado de São Paulo.

5.2 Perfil Topográfico e Vias Existentes

O problema proposto consistiu em desenvolver um projeto de uma travessia direta sobre um vão de aproximadamente 150 m, entre duas avenidas na cidade de Votuporanga/SP, conforme Figuras 81 e 82.

Figura 81 – Mapa contendo o vão a ser vencido



Fonte: Adaptado de Google Maps.

Figura 82 – Proposta para implantação da ponte

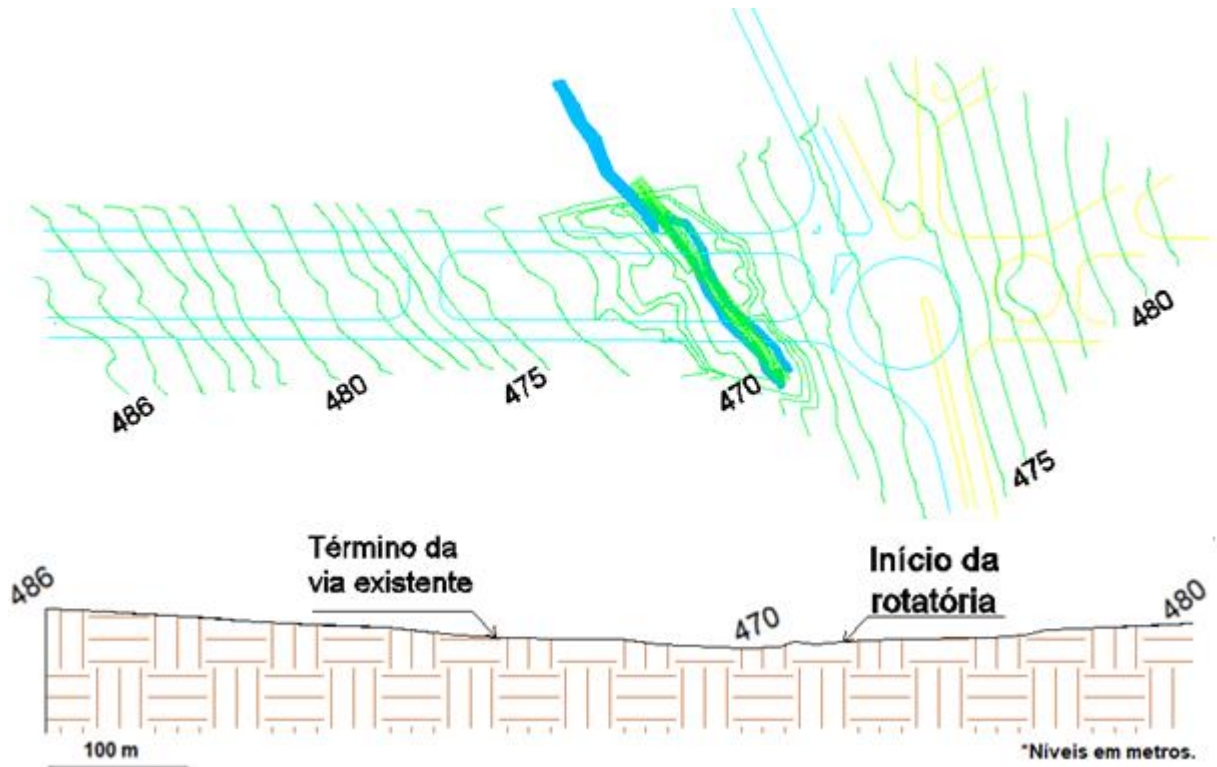


Fonte: Adaptado de Google Maps.

Pela figura anterior, nota-se que deverão ser implantadas duas pontes iguais exceto, talvez, pelas fundações, uma vez que existem duas pistas da avenida.

A prefeitura de Votuporanga disponibilizou a planta topográfica do local, conforme Figura 83, que também contém o perfil longitudinal traçado pelo autor.

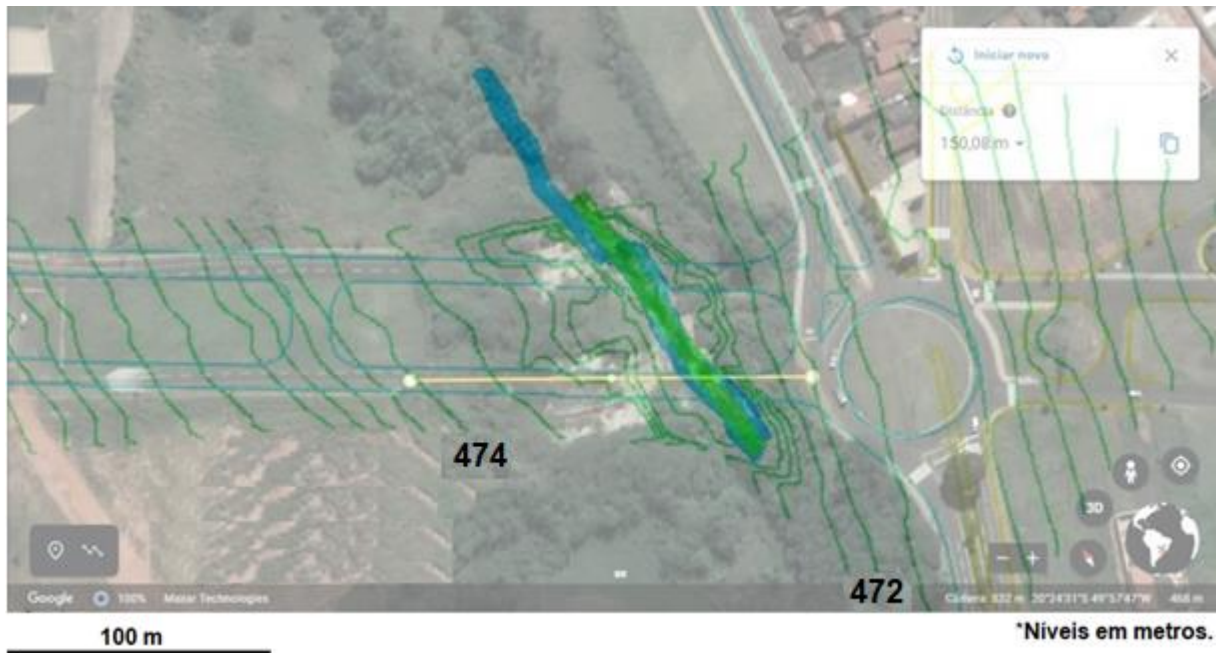
Figura 83 – Planta topográfica do local em estudo e perfil longitudinal



Fonte: Adaptado de Prefeitura de Votuporanga.

Com a disponibilização da planta topográfica, foi possível sobrepor a mesma à imagem via satélite do local em estudo, conforme Figura 84, para se obter o nível topográfico que a ponte será construída.

Figura 84 – Sobreposição da planta topográfica com a imagem via satélite



Fonte: Adaptado de Google Maps.

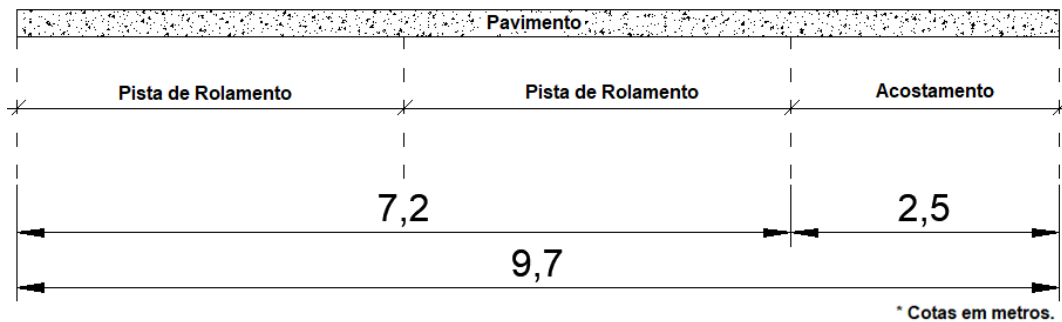
O corte transversal da via já existente (Figura 86) foi realizado de forma aproximada, pois suas dimensões foram retiradas do Google Maps, conforme Figura 85.

Figura 85 – Dimensão aproximada da via já existente



Fonte: Adaptado de Google Maps.

Figura 86 – Corte Transversal da via já existente



Fonte: Próprio autor.

5.2.1 Opções de Travessia

Algumas são as soluções para que se construa essa ligação entre as avenidas citadas, conforme as Figuras 80 e 81, no Bairro Distrito Industrial em Votuporanga. Dentre elas, destaca-se:

- 1) “Afunilar” as duas pistas já existentes, eliminando o canteiro central, para a construção de apenas uma ponte. Seria necessário um estudo de viabilidade e disposição pelo fato de existir, na avenida, torres de transmissão de energia no canteiro central, conforme Figura 87;

Figura 87 – Torre de transmissão de energia localizada na Av. Prefeito Mário Pozzobon



Fonte: Próprio autor.

- 2) Aterrizar o vão existente canalizando o curso d'água;
- 3) Construção de uma ponte que interligaria a Av. Pref. Mário Pozzobon com a Av. Sebastião Vaz de Oliveira, vias conforme a Figura 81, possibilitando eliminar a rotatória ali existente. Haveria a necessidade de um projeto mais amplo, com alças de acesso.
- 4) Construção de duas pontes estaiadas, que seguiriam o traçado das vias já existentes.

O autor escolheu a opção 4, por querer se aprofundar nos estudos de pontes estaiadas, por este tipo de estrutura ser também apropriado ao vão de 150 m e por se adequar à quantidade de trabalho de um trabalho de conclusão de curso.

5.3 Características dos materiais e solo

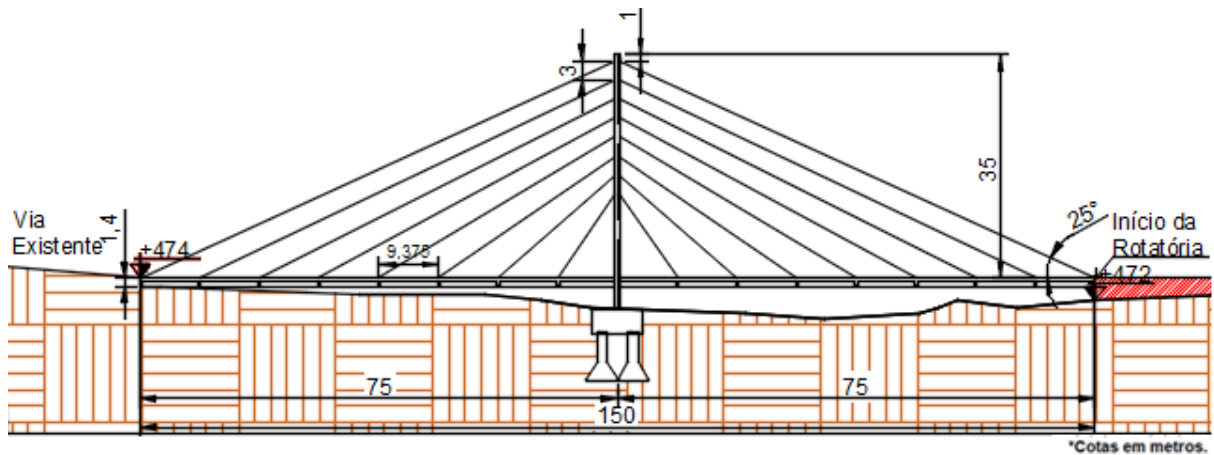
Para o pré-dimensionamento da ponte estaiada, adotou-se, para a classe de resistência do concreto, a C40. O aço adotado para ser utilizado nos estais é o CP 177 RB, conforme sugerido por Onishi (2008) citado no item 3.4.1.2.

Quanto ao solo, conforme demonstrado no item 3.4.4.9, adotou-se sua tensão admissível como 3,5 kg/cm² considerando o solo de um terreno de excepcional qualidade.

5.4 Torre e mastros

A implantação da ponte estaiada terá um desenvolvimento de 150 m, conforme mostrado, que será dividido em 2 partes, isto é, a torre centralizada e dois vãos adjacentes de 75 m cada, conforme Figura 88. Quanto à distribuição longitudinal dos estais, adotou-se o esquema em semi-harpa por ser uma alternativa que combina as vantagens dos sistemas em harpa e em leque, conforme descrito no item 3.4.1.2.

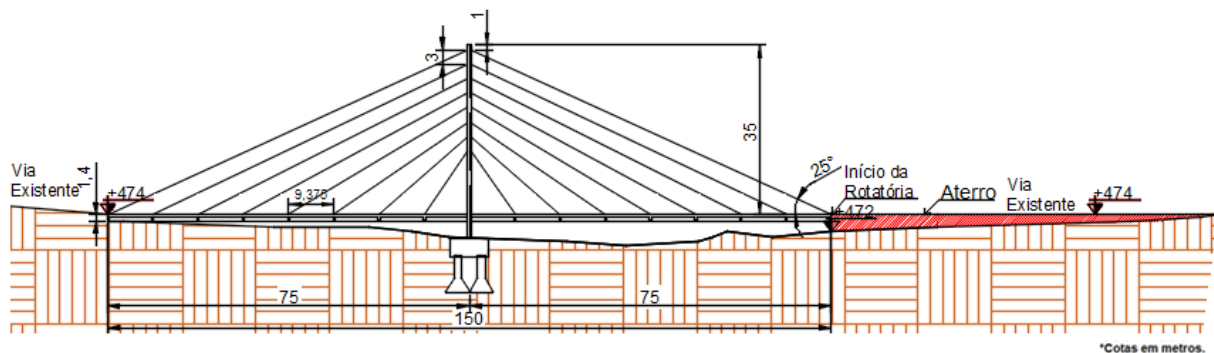
Figura 88 – Implantação da Ponte estaiada



Fonte: Próprio autor.

A extensão do aterro ao lado direito da ponte é demonstrada na Figura 89.

Figura 89 – Extensão do aterro



Fonte: Próprio autor.

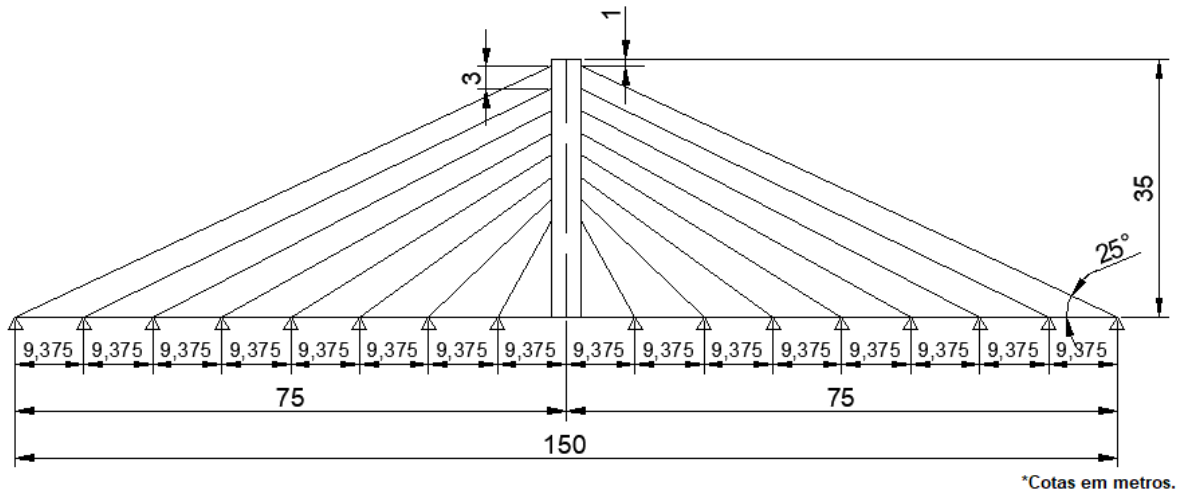
Seguindo as orientações de diversos autores, conforme demonstrado no item 3.4.4.7, adotou-se 23,33% do vão central para pré-dimensionar a altura da torre. Logo, $0,233 * 150 \text{ m} \approx 35 \text{ m}$.

5.5 Número de estais

Segundo a recomendação de Vargas (2007) e Santos (2018) no item 3.4.4.5, o espaçamento entre os estais fica entre 5 e 15 m. Adotou-se nesse estudo o espaçamento entre os estais de 9,375 m, pois nos possibilita chegar a vãos de comprimentos todos iguais, conforme demonstrado na equação abaixo e Figura 90.

$$n^{\circ} \text{ estais} = \frac{\text{V\~{a}o}}{\text{Espa\~{c}amento}} = \frac{75 \text{ m}}{9,375 \text{ m}} = 8 \text{ estais.}$$

Figura 90 – N^o de estais e seus espaçamentos



Fonte: Próprio autor.

Quanto ao espaçamento dos estais no mastro, definiu-se 3 m por questão arquitetônica, buscando chegar o mais próximo do esquema semi-harpa no quesito distribuição longitudinal dos estais, conforme demonstrado no item 3.4.1.2.

5.6 Tabuleiro

Considera-se 9,7 m de largura da faixa de rolamento (Figura 86) mais guarda-corpo, guarda-rodas e passeio conforme recomendações do DNER (1999), expostas na revisão bibliográfica.

De acordo com a configuração transversal que será adotada para a torre, definiu-se que o tabuleiro será constituído por duas vigas de rigidez, que serão unidas pela laje, conforme Figura 91.

Como demonstrado no item 3.4.4.4, Gava (2019) sugere como pré-dimensionamento da altura da viga de rigidez, 15% do espaçamento dos estais. Logo, $0,15 * 9,375 \text{ m} \approx 1,40 \text{ m}$. No mesmo item, é demonstrado que, para o cálculo do pré-dimensionamento da largura da viga de rigidez, faz-se 10% da largura do tabuleiro. Portanto, $0,10 * 11,3 \approx 1,10 \text{ m}$.

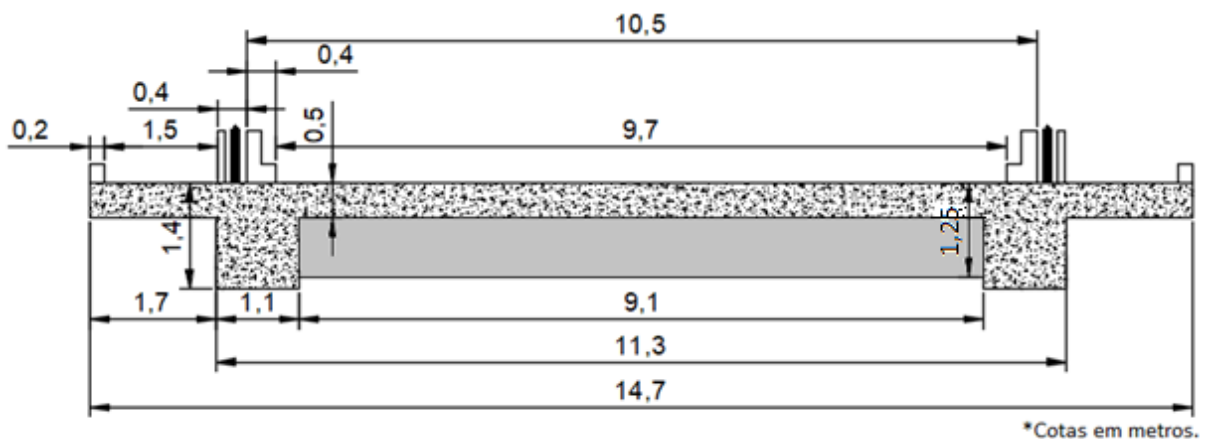
Adotou-se, conforme item 3.4.4.8, a espessura da laje maciça de concreto armado de 0,5 m, que possibilita alcançar uma relação altura/vão entre 1/20 e 1/24, conforme recomendado pelo DNER (1996) e demonstrado na equação abaixo.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,5 \text{ m}}{10,2 \text{ m}} \approx \frac{1}{20}$$

Onde, h é a espessura da laje e l o vão entre os eixos da viga de rigidez.

Definiu-se a altura da transversina subtraindo 15 centímetros da altura da viga de rigidez e sua largura sendo 30% da sua altura, conforme demonstrado no item 3.4.4.8. Logo, $1,40 \text{ m} - 0,15 \text{ m} = 1,25 \text{ m}$ e 30% de $1,25 \text{ m} = 0,38 \text{ m}$, sendo disposta uma transversina em cada ponto de apoio de estai. Portanto, os vãos centrais teóricos de laje, para efeito da análise estrutural, serão de $9,375 \text{ m}$ na longitudinal por $10,20 \text{ m}$ na transversal. O comprimento transversal de laje teórica em balanço terá $2,25 \text{ m}$.

Figura 91 – Seção transversal do tabuleiro

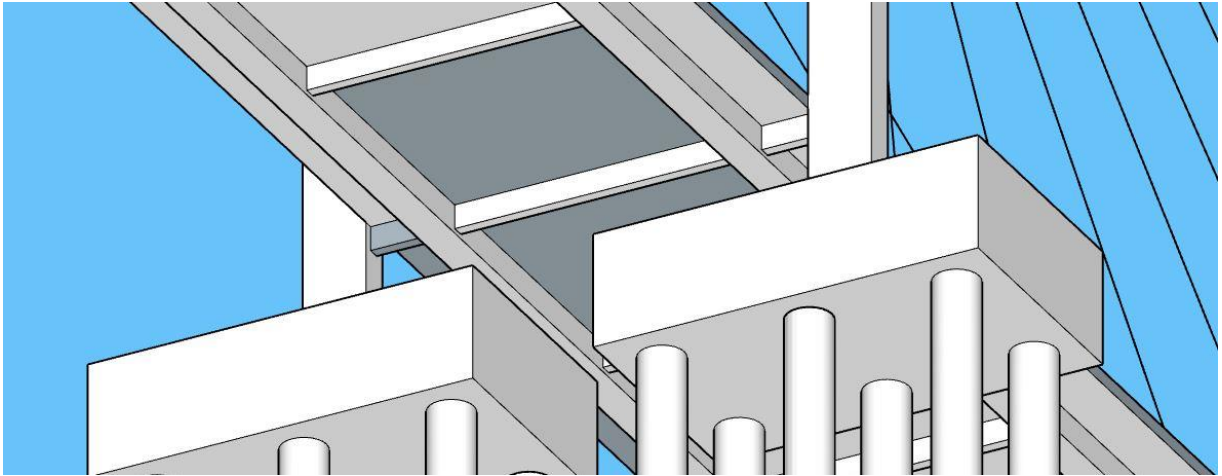


Fonte: Próprio autor.

5.7 Vinculação do tabuleiro com a torre

Seguindo a possibilidade citada no item 3.4.1.3 (embora aqui não se tenha um pilar desvinculado da torre), adotou-se a torre vinculada do tabuleiro por meio da extensão da própria transversina ali existente, conforme Figura 92.

Figura 92 – Detalhe do vínculo da torre com o tabuleiro



Fonte: Próprio autor.

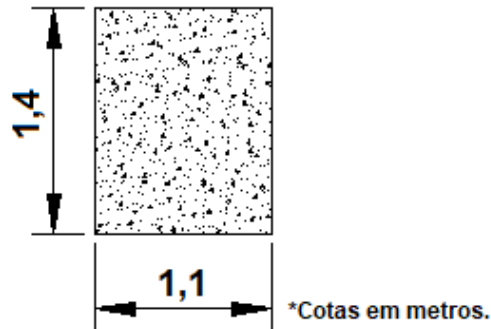
5.8 Extremidades da ponte

Pelo fato de não se ter as informações do solo e a ênfase desse estudo ser direcionada aos elementos exclusivos das pontes estaiadas, seguiu-se a recomendação de Mendes (2017) e adotou-se, nas extremidades da ponte, a transversina extrema, também chamada de cortina, detalhada no item 3.4.1.6, Figura 49.

5.9 Montagem do modelo de cálculo simplificado

Definido o pré-dimensionamento, adotou-se a seguinte configuração da ponte, com torre em pórtico, conforme Figura 93.

Figura 95 – Seção transversal da Viga de Rigidez



Fonte: Próprio autor.

O cálculo dos parâmetros de rigidez da viga desenvolve-se a partir das seguintes equações:

- 1) E = módulo de elasticidade do material da viga; (E_{cs} da NBR 6118 (ABNT, 2014), que vale $\alpha_E \cdot 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$; considerando agregado granito e gnaíse, $\alpha_E = 1,0$). No caso, a resistência à compressão do concreto utilizado é de $f_{ck} = 40$ MPa. Portanto:

$$E_c = 1,0 \cdot 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 30104,9 \text{ MPa} = 30104883,3 \text{ kN/m}^2.$$

- 2) A = área da seção da viga. Sendo:

$$A = 1,1 \cdot 1,4 = 1,54 \text{ m}^2.$$

- 3) I = Momento de inércia. Sendo:

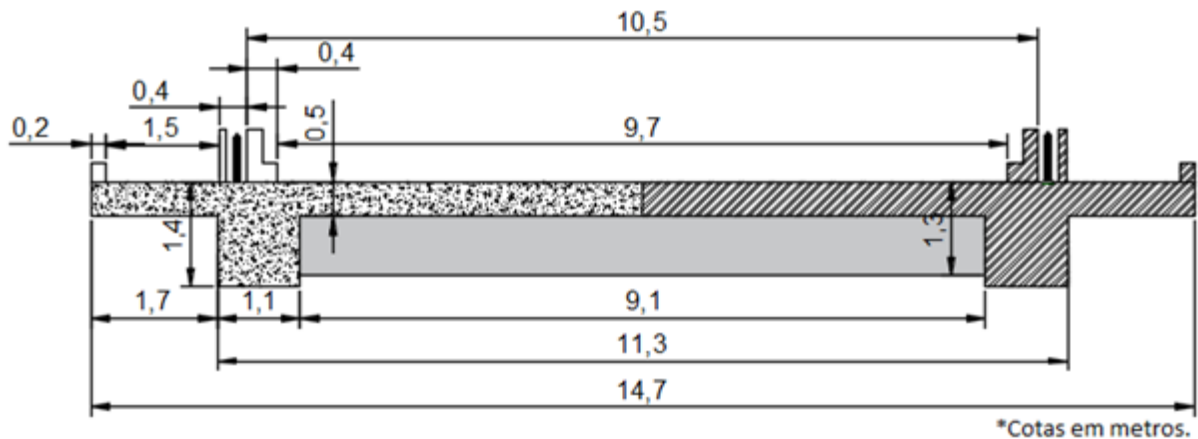
$$I = \frac{1,1 \cdot 1,4^3}{12} = 0,2515 \text{ m}^4.$$

5.9.2 Cargas Permanentes da Superestrutura e Esforços na Viga de rigidez

Considera-se aqui, por simplificação, metade da ponte no sentido transversal, ou seja, com somente uma das vigas de rigidez, pois a mesma é simétrica.

ÁREA TOTAL DA SEÇÃO TRANSVERSAL = 4,58 m² (os valores foram determinados por meio do comando área do *AutoCad* (2017), conforme Figura 95).

Figura 96 – Área de metade da ponte no sentido transversal (hachurada)



Fonte: Próprio autor.

PESO PRÓPRIO DA SEÇÃO TRANSVERSAL (considerando concreto armado com densidade normal igual a 25 kN/m^3) = $4,58 * 25 = g_1 = 114,55 \text{ kN/m}$.

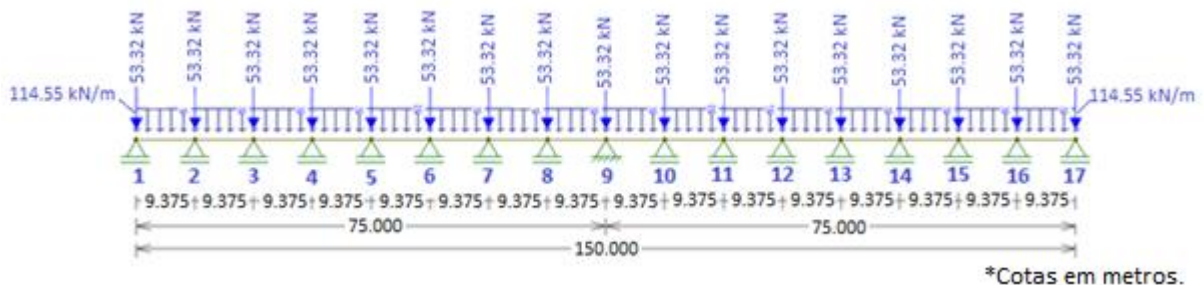
Todo o peso das lajes principais está sobre as longarinas, embora parte vá, na realidade, para as transversinas. Posteriormente, nas ações das transversinas, isto também será considerado. Esta metodologia está a favor da segurança.

Metade da transversina de apoio tem o seguinte peso:

Peso de metade da transversina de apoio (volume*densidade concreto) = $0,375 * 1,25 * 4,55 * 25 = g_2 = 53,32 \text{ kN}$.

Sendo assim, o esquema estrutural e de cargas permanentes na longarina fica conforme a Figura 97:

Figura 97 – Esquema estrutural e de cargas permanentes na longarina

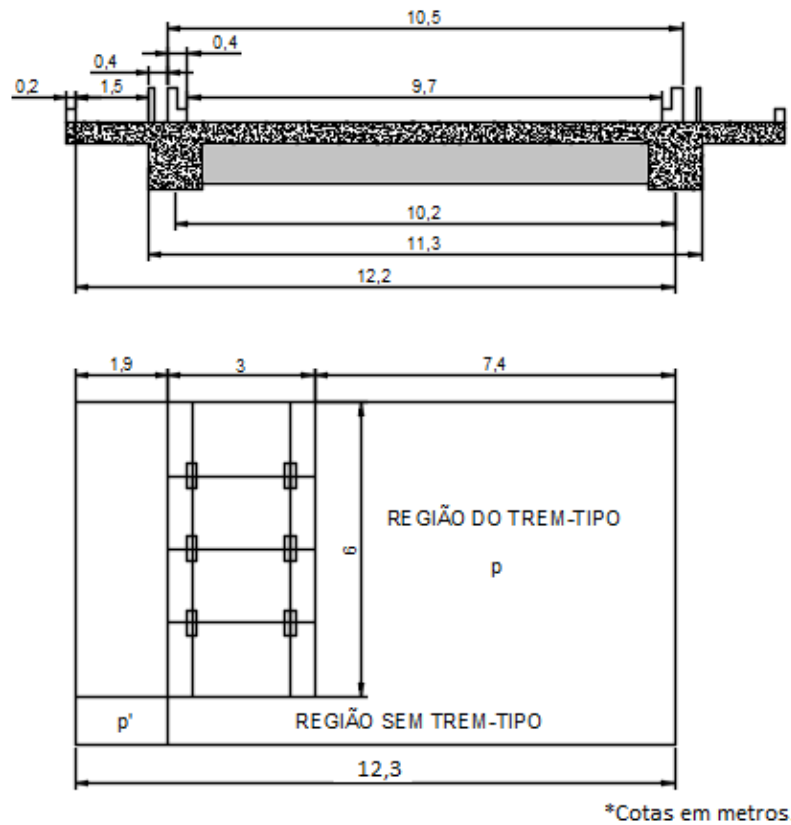


Fonte: Próprio autor (desenvolvido no software FTOOL).

5.10 Cargas Móveis nas Longarinas

De acordo o item 3.4.1.6 deste trabalho, mostra-se a seção transversal típica e a planta respectiva do projeto em questão na Figura 98 abaixo:

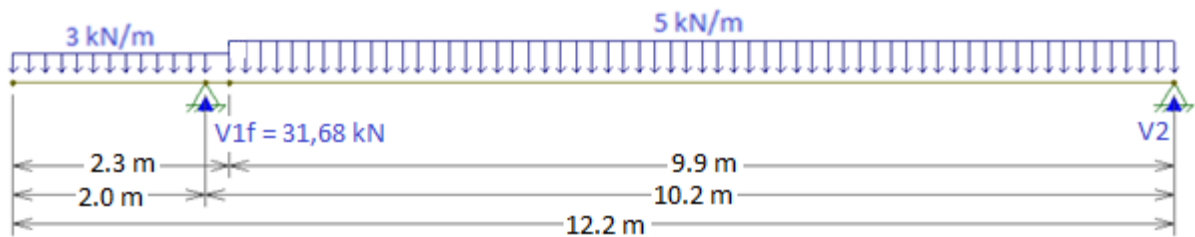
Figura 98 – Seção transversal típica e planta do projeto



Fonte: Próprio autor.

- SEÇÃO DA PISTA FORA DO TREM-TIPO (portanto, somente as cargas distribuídas p' e p), conforme a Figura 99:

Figura 99 – Seção da pista fora do trem-tipo

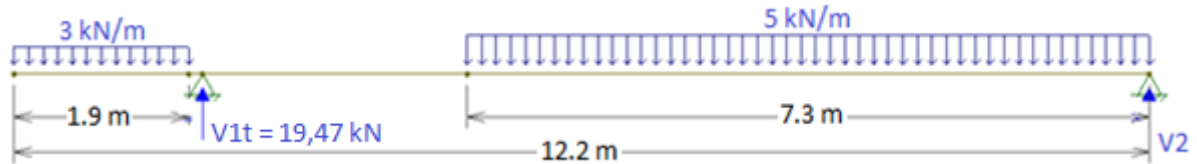


Fonte: Próprio autor (desenvolvido no software FTOOL).

Como as ações são, na verdade, em uma área, a reação é distribuída sobre a viga 1 (longarina). Então, $V1fd = 31,68 \text{ kN/m}$. O índice d foi colocado para indicar que é uma carga distribuída.

- SEÇÃO DA PISTA NO TREM-TIPO CONSIDERANDO SOMENTE AS CARGAS DISTRIBUÍDAS (na área do veículo fica sem carga), conforme a Figura 100:

Figura 100 – Seção da pista no trem-tipo

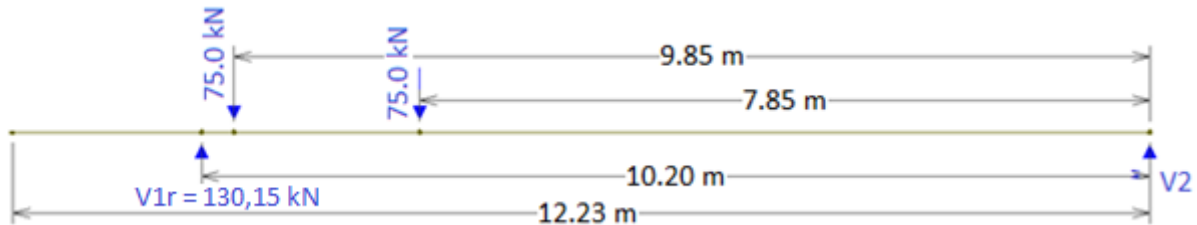


Fonte: Próprio autor (desenvolvido no software FTOOL).

Como as ações são, na verdade, em uma área, a reação é distribuída sobre a viga 1 (longarina). Então, $V_{1td} = 19,47 \text{ kN/m}$.

- SEÇÃO DA PISTA NO TREM-TIPO CONSIDERANDO SOMENTE AS CARGAS DAS RODAS (p_1), conforme a Figura 101:

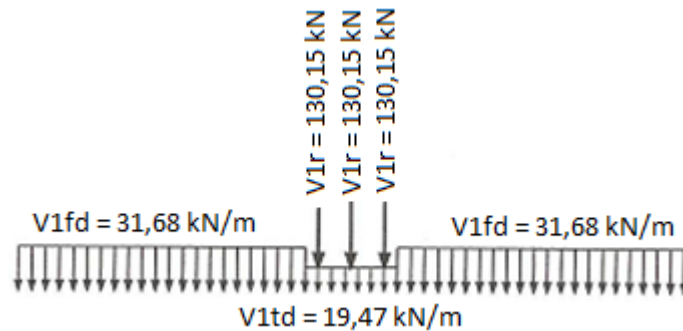
Figura 101 – Seção da pista no trem-tipo considerando somente as cargas das rodas



Fonte: Próprio autor (desenvolvido no software FTOOL).

Portanto, num trecho genérico da longarina V_1 , na longitudinal, temos conforme a Figura 102:

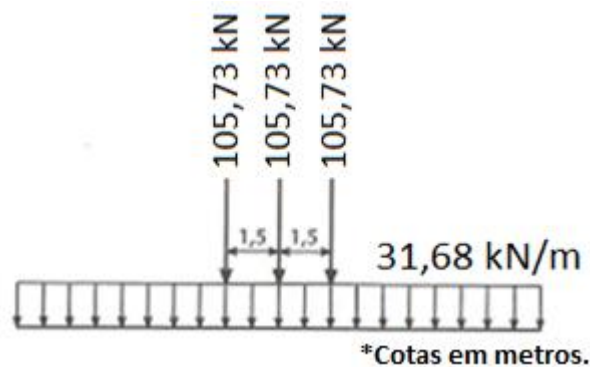
Figura 102 – Trecho genérico da longarina V1 na longitudinal



Fonte: Próprio autor.

Calcula-se um trem-tipo simplificado, conforme Marchetti (2008), com o intuito de igualar o 19,47 kN/m ao 31,68 kN/m. Essa diferença vale $31,68 - 19,47 = 12,21$ kN/m que temos que tirar das cargas concentradas pra somar no 19,47 kN/m. Então, multiplica-se esse valor por 6 m (comprimento do trem-tipo, conforme Figura 96) para concentrá-la e divide-se por 3 cargas. Assim: $12,21 * 6 / 3 = 24,42$ kN. Então se subtrai este valor das cargas concentradas originais ($130,15 - 24,42 = 105,73$ kN), resultando na Figura 103.

Figura 103 – Trem-tipo simplificado



Fonte: Próprio autor.

5.11 Diâmetro dos estais

A estrutura com as cargas permanentes (Figura 97) apresentou, no FTOOL, uma reação em cada “apoio” (que representam os estais), demonstradas na Tabela 3.

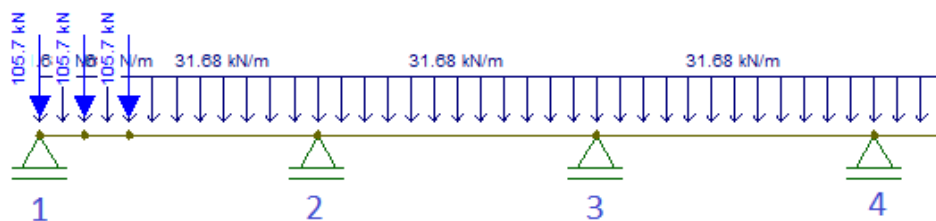
Tabela 3 – Reação vertical nos apoios proveniente das cargas permanentes (G)

Apoio	Reação (kN)
1	476,8
2	1271,1
3	1088,7
4	1137,5
5	1124,4
6	1127,9
7	1127
8	1127,3
9	1127,2
10	1127,3
11	1127
12	1127,9
13	1124,4
14	1137,5
15	1088,7
16	1271,1
17	476,8

Fonte: Próprio autor a partir de análise estática no Ftool.

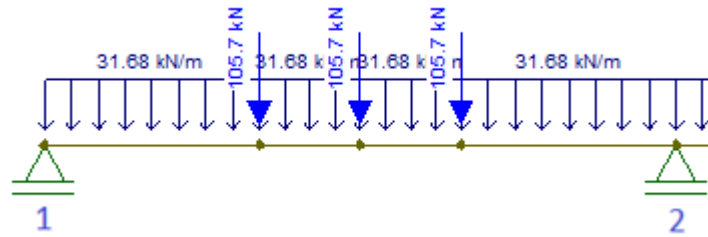
Para a obtenção das reações devido às cargas móveis, Q, foram feitas análises estáticas no Ftool com o trem-tipo simplificado (demonstrado na Figura 103) colocado em várias posições na longarina, conforme Figuras 104, 105 e 106, como exemplo de apoio de extremidade, cargas entre os apoios e apoio central. Para cada análise, obteve-se uma reação em cada apoio, ou seja, 17 reações.

Figura 104 – Cargas móveis sobre o apoio 1, de extremidade



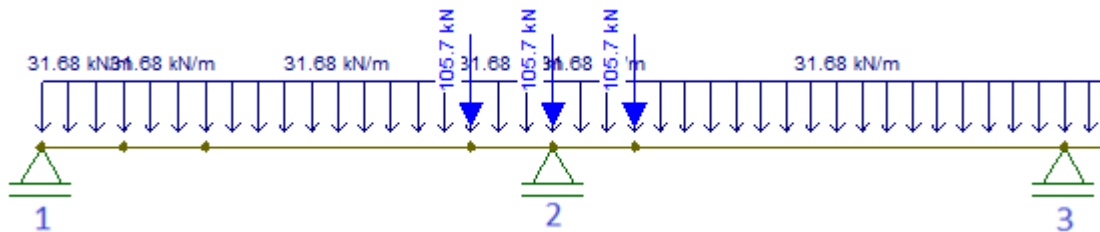
Fonte: Próprio autor (desenvolvido no software FTOOL).

Figura 105 – Cargas móveis entre os apoios 1 e 2



Fonte: Próprio autor (desenvolvido no software FTOOL).

Figura 106 – Cargas móveis sobre o apoio 2, central



Fonte: Próprio autor (desenvolvido no software FTOOL).

Sobre os demais apoios, as cargas móveis foram dispostas analogamente às demonstradas nas figuras acima. As reações provenientes dessas análises encontram-se nas Tabela 4 e 5.

Tabela 4 – Reação vertical nos apoios proveniente das cargas móveis (Q) – parte 1.

Apoio	Cargas móveis sobre o apoio/entre os apoios (kN)																
	1	1 e 2	2	2 e 3	3	3 e 4	4	4 e 5	5	5 e 6	6	6 e 7	7	7 e 8	8	8 e 9	9
1	370,9	246,0	121,2	95,4	116,1	122,9	117,4	115,6	117	117,5	117,1	117	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1
2	416,0	562,6	644,7	515,0	343,1	301,9	335,2	346,2	337,2	334,3	336,7	337,5	336,8	336,6	336,8	336,8	336,8
3	266,2	238,6	292,7	477,3	592,7	473,9	293,1	248,9	284,7	296,4	286,8	283,6	286,2	287,1	286,4	286,1	286,3
4	305,3	312,6	298,3	261,5	306,6	488,3	606,1	488,1	306,6	262,2	298,2	309,9	300,3	297,2	299,7	300,6	299,9
5	294,8	292,8	296,7	306,5	294,5	258,5	303	484,5	602,5	484,5	303	258,6	294,5	306,3	296,7	293,5	296,1
6	297,6	298,1	297,1	294,5	297,7	307,3	295,5	259,6	304	485,4	603,5	485,5	304	259,6	295,5	307,3	297,7
7	296,8	296,7	297,0	297,7	296,8	294,2	297,4	307	295,2	259,3	303,7	485,2	603,2	485,2	303,7	259,3	295,2
8	297,0	297,1	297,0	296,8	297,0	297,7	296,9	294,3	297,5	307,1	295,3	259,4	303,8	485,2	603,3	485,3	303,8
9	297,0	297,0	297,0	297,0	297,0	296,8	297	297,7	296,9	294,3	297,4	307,1	295,3	259,4	303,7	485,2	603,2
10	297,0	297,0	297,0	297,0	297,0	297,1	297	296,8	297	297,7	296,9	294,3	297,5	307,1	295,3	259,4	303,8
11	296,9	296,9	296,9	296,9	296,9	296,9	296,9	297	296,9	296,8	297	297,7	296,8	294,2	297,4	307	295,2
12	297,2	297,2	297,2	297,2	297,2	297,2	297,2	297,2	297,2	297,3	297,2	297	297,2	297,9	297,1	294,5	297,7
13	296,2	296,2	296,2	296,2	296,2	296,2	296,2	296,2	296,2	296,2	296,2	296,3	296,2	296	296,3	297	296,1
14	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9
15	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,4	286,3
16	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8
17	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1

Fonte: Próprio autor.

Tabela 5 – Reação vertical nos apoios proveniente das cargas móveis (Q) – parte 2.

Apoio	Cargas móveis sobre o apoio/entre os apoios (kN)															
	9 e 10	10	10 e 11	11	11 e 12	12	12 e 13	13	13 e 14	14	14 e 15	15	15 e 16	16	16 e 17	17
1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1	117,1
2	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8	336,8
3	286,4	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3	286,3
4	299,7	299,8	299,9	299,9	299,8	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9	299,9
5	297	296,3	296	296,2	296,3	296,2	296,2	296,2	296,2	296,2	296,2	296,2	296,2	296,2	296,2	296,2
6	294,5	297,1	297,9	297,2	297	297,2	297,3	297,2	297,2	297,2	297,2	297,2	297,2	297,2	297,2	297,2
7	307	297,4	294,2	296,8	297,7	297	296,8	296,9	297	296,9	296,9	296,9	296,9	296,9	296,9	296,9
8	259,4	295,3	307,1	297,5	294,3	296,9	297,7	297	296,8	297	297,1	297	297	297	297	297
9	485,2	303,8	259,3	295,3	307,1	297,4	294,3	296,9	297,7	297	296,8	297	297	297	297	297
10	485,2	603,3	485,3	303,8	259,4	295,3	307,1	297,5	294,3	296,9	297,7	297	296,8	297	297,1	297
11	259,3	303,7	485,2	603,2	485,2	303,7	259,3	295,2	307	297,4	294,2	296,8	297,7	297	296,7	296,8
12	307,3	295,5	259,6	304	485,5	603,5	485,4	304	259,6	295,5	307,3	297,7	294,5	297,1	298,1	297,6
13	293,5	296,7	306,3	294,5	258,5	303	484,5	602,5	484,5	303	258,5	294,5	306,5	296,7	292,8	294,8
14	300,6	299,7	297,2	300,3	309,9	298,2	262,2	306,6	488,1	606,1	488,3	306,6	261,5	298,3	312,6	305,3
15	286,1	286,4	287,1	286,2	283,6	286,8	296,4	284,7	248,9	293,1	473,9	592,7	477,3	292,6	238,6	266,2
16	336,8	336,8	336,6	336,8	337,5	336,7	334,3	337,2	346,2	335,2	301,8	343,1	515	644,7	562,7	416
17	117,1	117,1	117,1	117,1	117	117,1	117,5	117	115,6	117,4	122,9	116,1	95,4	121,2	246	370,9

Fonte: Próprio autor.

Na Tabela 6 foi exposta a reação máxima de cada apoio a partir da análise das Tabelas 4 e 5. Também foi calculado a normal (N_i) em cada estai por meio da Equação 3 e o parâmetro ϑ , conforme Equação 5 demonstrada no item 3.4.4.6.

Tabela 6 – Reação máxima de cada apoio devido às cargas permanentes (G) e móveis (Q) e parâmetro ϑ

Apoio	Reações Máx. [kN]		G + Q [kN]	Ângulo entre o estai e o tabuleiro (α_i)	Normal no estai (N_i) [kN]	ϑ
	G	Q				
1	476,8	370,9	847,7	25	2005,8	0,78
2	1271,1	644,7	1915,8	25	4533,2	0,51
3	1088,7	592,7	1681,4	27	3703,6	0,54
4	1137,5	606,1	1743,6	28	3714,0	0,53
5	1124,4	602,5	1726,9	31	3353,0	0,54
6	1127,9	603,5	1731,4	35	3018,6	0,54
7	1127,0	603,2	1730,2	41	2637,3	0,54
8	1127,3	603,3	1730,6	56	2087,5	0,54
9	1127,2	603,2	1730,4	0	-	0,54
10	1127,3	603,3	1730,6	56	2087,5	0,54
11	1127,0	603,2	1730,2	41	2637,3	0,54
12	1127,9	603,5	1731,4	35	3018,6	0,54
13	1124,4	602,5	1726,9	31	3353,0	0,54

14	1137,5	606,1	1743,6	28	3714,0	0,53
15	1088,7	592,7	1681,4	27	3703,6	0,54
16	1271,1	644,7	1915,8	25	4533,2	0,51
17	476,8	370,9	847,7	25	2005,8	0,78

Fonte: Próprio autor.

Tal resultado indica que as cargas permanentes são maiores do que as cargas móveis, indicando que o critério da resistência é o fator de dimensionamento dominante. A partir disso é possível verificar o critério a partir da equação-limite, conforme o item 3.4.4.6:

Critério da resistência: $\sigma_{G+Q} \leq (1 + \vartheta)^{-1} \cdot (0,45 \cdot 1770 \text{ MPa})$

Critério da fadiga: $\sigma_G \leq (\vartheta)^{-1} \cdot 200 \text{ MPa}$

Portanto, a área de aço é dada por:

$$A_i = \frac{N_i}{(1 + \vartheta)^{-1} \cdot (0,45 \cdot 177 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2})}$$

As verificações dos critérios de resistência e fadiga para cada apoio e a área de aço de cada um encontram-se na Tabela 7.

Tabela 7 – Critérios de resistência e fadiga e áreas de aço

Apoio	Normal devido a G+Q (kN)	σ_{G+Q}		Critério de Resistência (MPa)	Normal devido a G (kN)	σ_G		Critério de Fadiga (MPa)	A _i (cm ²)
		kN/cm ²	MPa			kN/cm ²	MPa		
1	2005,8	44,57	445,74	448,00	1128,20	25,07	250,71	257,10	44,77
2	4533,2	52,11	521,05	528,46	3007,68	34,57	345,71	394,32	85,78
3	3703,6	51,44	514,39	515,73	2398,07	33,31	333,06	367,37	71,81
4	3714,0	51,58	515,83	519,63	2422,94	33,65	336,52	375,35	71,47
5	3353,0	50,80	508,02	518,61	2183,14	33,08	330,78	373,24	64,65
6	3018,6	51,60	516,00	518,87	1966,43	33,61	336,14	373,79	58,18
7	2637,3	51,71	517,11	518,82	1717,83	33,68	336,83	373,67	50,83
8	2087,5	51,54	515,43	518,83	1359,77	33,57	335,75	373,71	40,23
10	2087,5	51,54	515,43	518,83	1359,77	33,57	335,75	373,71	40,23
11	2637,3	51,71	517,11	518,82	1717,83	33,68	336,83	373,67	50,83
12	3018,6	51,60	516,00	518,87	1966,43	33,61	336,14	373,79	58,18
13	3353,0	50,80	508,02	518,61	2183,14	33,08	330,78	373,24	64,65
14	3714,0	51,58	515,83	519,63	2422,94	33,65	336,52	375,35	71,47

15	3703,6	51,44	514,39	515,73	2398,07	33,31	333,06	367,37	71,81
16	4533,2	52,11	521,05	528,46	3007,68	34,57	345,71	394,32	85,78
17	2005,8	44,57	445,74	448,00	1128,20	25,07	250,71	257,10	44,77

Fonte: Próprio autor.

Segundo o catálogo da Protende (2008), a cordoalha para estai CP 177 RB possui uma área nominal de aço de 150 mm², conforme Tabela 8.

Tabela 8 – Armaduras de Protensão

CORDOALHAS - 7 FIOS							
Designação ABNT NBR-7483	Diâmetro Nominal	Área Nominal do Aço	Massa Nominal	Carga de Ruptura Mínima	Carga Mínima a 1% de Alongamento	Relaxação Máxima após 1.000 h a 20°C p/ Carga Inicial de	
						70%	80%
	mm	mm ²	g/m	kN	kN	da Carga de Ruptura	
						%	%
CORDOALHAS							
CP. 175 RB CP. 190 RB	12,7	94,2 98,7	744 775	165,7 187,3	149,1 168,6	2,5	3,5
CP. 210 RB CP. 190 RB	12,7 15,2	101,4 140,0	792 1.102	207,2 265,8	186,5 239,2	2,5	3,5
CORDOALHAS ENGRAXADAS E PLASTIFICADAS							
CP. 190 RB CP. 190 RB	12,7 15,2	98,7 140,0	880 1.240	187,3 265,8	168,6 239,2	2,5	3,5
CORDOALHAS P/ ESTAIS							
CP. 177 RB	15,7	150	1.270	260,5	229,2	2,5	3,5

Módulo de elasticidade - 195 ± 10 kN/mm²
Carga mínima a 1% de alongamento, é considerada equivalente a carga de 0,2% da deformação permanente, e corresponde a 90% da carga de ruptura mínima especificada.

Dimensões sujeitas a modificações

Fonte: Protende (2008).

Logo, divide-se a área de aço (A_i) por essa área nominal do aço para determinar o número de cordoalhas, conforme Tabela 9.

Tabela 9 – Número de Cordoalhas

Apoio	A _i (cm ²)	Nº cord.
1	44,77	30
2	85,78	58
3	71,81	48
4	71,47	48
5	64,65	44

6	58,18	39
7	50,83	34
8	40,23	27
10	40,23	27
11	50,83	34
12	58,18	39
13	64,65	44
14	71,47	48
15	71,81	48
16	85,78	58
17	44,77	30

Fonte: Próprio autor.

5.12 Torre

Para o pré-dimensionamento da torre conforme item 3.4.4.7, fez-se necessário decompor as forças normais para descobrir a componente vertical (P), conforme Tabela 10. E a partir da Equação 6, considerando não um P máximo, mas um P para cada estai, estima-se o esforço axial no mastro.

Tabela 10 – Cálculo de P_{total}

Apoio	Normal devido a G+Q (kN)	Ângulo entre o estai e o tabuleiro (α_i)	P (kN)
1	2005,8	25	847,7
2	4533,2	25	1915,8
3	3703,6	27	1681,4
4	3714,0	28	1743,6
5	3353,0	31	1726,9
6	3018,6	35	1731,4
7	2637,3	41	1730,2
8	2087,5	56	1730,6
10	2087,5	56	1730,6
11	2637,3	41	1730,2
12	3018,6	35	1731,4
13	3353,0	31	1726,9
14	3714,0	28	1743,6
15	3703,6	27	1681,4
16	4533,2	25	1915,8
17	2005,8	25	847,7

$$P_{total} \text{ (kN)} = 26215,2$$

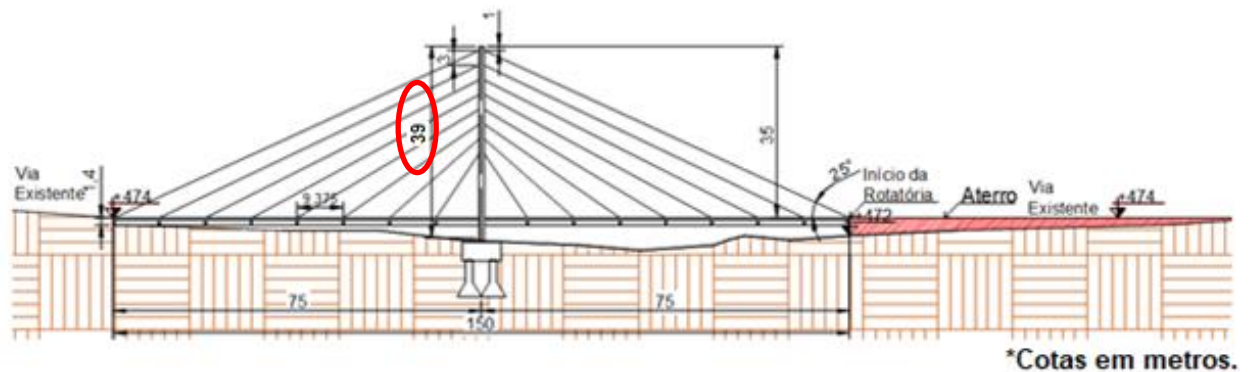
Fonte: Próprio autor.

$$N_{mastro} = 1,5 * 26215,2 = 39323 \text{ kN}$$

Torna-se possível, portanto, determinar o momento de Inércia na direção transversal e longitudinal, pelas Equações 8 e 9, para posterior estimativa das dimensões do mastro pelas Equações 10 e 11.

O valor de h é determinado conforme representado na Figura 75, medindo-se a distância da ponta do mastro pré-dimensionado até o solo traçado pelo perfil longitudinal do local em estudo, sendo adotado aqui a altura até encontrar o solo aproximado, arredondando-se a medida para a execução, conforme Figura 107.

Figura 107 – Dimensão da altura h



Fonte: Próprio autor.

Foi adotado o concreto C40, portanto o módulo de elasticidade do material é igual ao da viga apresentado no item 5.8.1.

$$I_{trans} = \frac{39323 * (39)^2}{\pi^2 * 30104883,3} = 0,201 \text{ m}^4$$

$$I_{long} = \frac{39323 * (2 * 39)^2}{\pi^2 * 30104883,3} = 0,805 \text{ m}^4$$

$$a = \left(\frac{144 * 0,805^3}{0,201} \right)^{1/8} = 2,10 \text{ m}$$

$$b = \left(\frac{144 * 0,201^3}{0,805} \right)^{1/8} = 1,05 \text{ m}$$

Onde a é a dimensão na direção longitudinal e b na direção transversal.

Adotou-se uma viga de travamento entre os mastros com dimensões sugeridas por Torneri (2002), conforme item 3.4.4.7, de 1,0 x 1,5 m.

5.13 Fundação

Como pré-dimensionamento da fundação, conforme item 3.4.4.9, foram testadas algumas possibilidades de cálculo a fim de se obter êxito nas verificações. Apresentam-se os cálculos da melhor opção encontrada. Calcula-se a carga vertical que um tubulão suporta, conforme Equação 15, adotando-se um valor de diâmetro de fuste. Esses diâmetros foram adotados com base em obras de Mazarim (2011) e outros autores.

Quanto à $\sigma_{adm,est}$ (tensão de compressão atuante limite para não ser preciso armar), calcula-se $0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$, para verificar se ultrapassa os 5 MPa, conforme a Tabela 1, da NBR 6122 (ABNT, 2019), demonstrada no item 3.4.4.9. Seguindo a mesma Tabela, considerando o local da ponte a ser executada como pertencendo a classe de agressividade I ou II, o f_{ck} do concreto será de 25 MPa e o $\gamma_c = 2,2$.

$$0,85 * \frac{25}{2,2} = 9,66 \text{ MPa} > 5 \text{ MPa}$$

Logo, utiliza-se $\sigma_{adm,est} = 5 \text{ MPa} = 5000 \text{ kN/m}^2$.

Adotou-se o diâmetro do fuste de 1,5 m, solo de excepcional qualidade e HB igual a 3 m.

$$D_{fuste} = \sqrt{\frac{4 \cdot N}{\pi \cdot \sigma_{adm,est}}}, \text{ Logo:}$$

$$1,5 = \sqrt{\frac{4 \cdot N}{\pi \cdot 5000}} \rightarrow N \cong 8835,73 \text{ kN}$$

Como a normal no mastro é 39323 kN, pode-se pré-dimensionar a quantidade mínima de tubulões, conforme equação abaixo:

$$Q = \frac{39323 \text{ kN}}{8835,73 \text{ kN}} \cong 5 \text{ tubulões}$$

Adotou-se a quantidade de 6 tubulões.

Dividindo a carga total do mastro pelo número de tubulões adotado, calcula-se a normal em cada tubulão, conforme equação abaixo:

$$N_{\text{tubulão}} = \frac{39323}{6} \cong 6553,83 \text{ kN}$$

Com essa normal, faz-se possível o cálculo das dimensões da base do tubulão, conforme Equações 12 e 13. Adota-se a tensão de 3,5 kg/cm², de um terreno de excepcional qualidade, conforme demonstrado no item 3.4.4.9.

$$D_{\text{base}} = \sqrt{\frac{4 * 6553,83}{\pi * 350}} \cong 4,9 \text{ m}$$

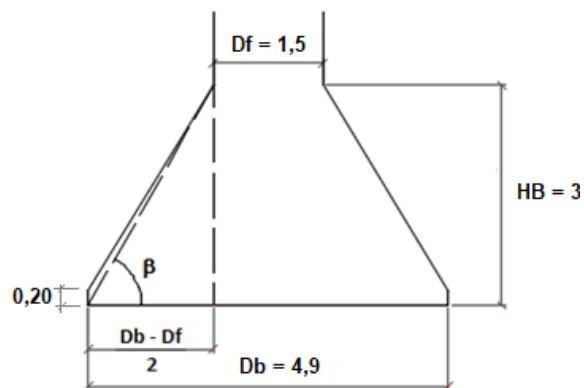
Avalia-se, portanto, a relação máxima de dimensões, conforme Equação 15.

$$\frac{D_{\text{base}}}{D_{\text{fuste}}} = \frac{4,9}{1,5} = 3,27 \leq 3,5 \rightarrow OK!$$

Adotou-se a altura da base, HB, como 3 m (o máximo possível, considerando tubulão a ar comprimido).

Pelo HB adotado, deduz-se o ângulo β , conforme Figura 108.

Figura 108 – Dedução do ângulo β



*Cotas em metros.

Fonte: Próprio autor.

Quanto à altura do bloco, adotou-se 3,8 m, conforme Figura 110, respeitando o que sugere o CEB-FIP (1970 apud Oliveira 2009), onde se determina que essa altura não seja superior a duas vezes a distância entre o eixo do tubulão até a face do pilar. Essa distância, na pior situação, é de 1,93 m, conforme Figura 109. Logo:

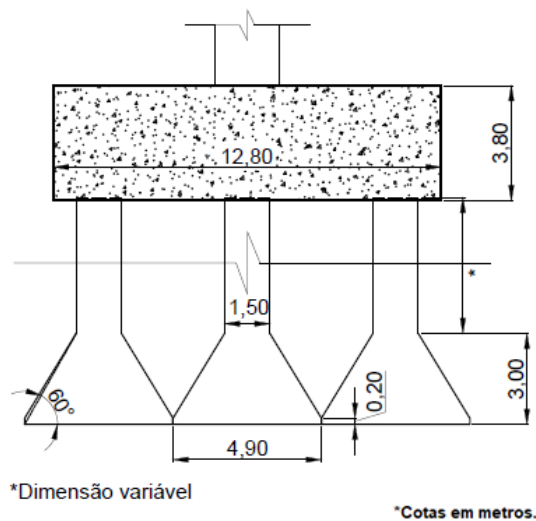
$$3,8 \text{ m} \leq 2 * 1,93 \text{ m} = 3,86 \text{ m} \rightarrow \text{ok!}$$

Verificou-se, portanto, a rigidez do bloco, conforme Equação 24, para as duas direções.

$$3,8 \text{ m} \geq \frac{12,80 - 2,10}{3} = 3,57 \text{ m} \rightarrow \text{ok! (Direção Longitudinal)}$$

$$3,8 \text{ m} \geq \frac{7,90 - 1,05}{3} = 2,28 \text{ m} \rightarrow \text{ok! (Direção Transversal)}$$

Figura 110 – Vista frontal do bloco de coroamento

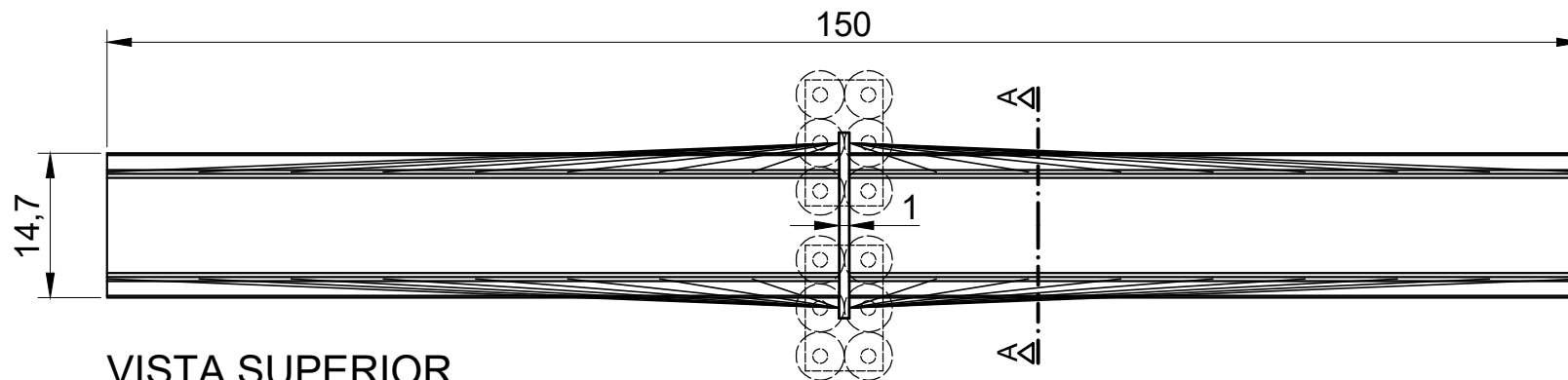


Fonte: Próprio autor.

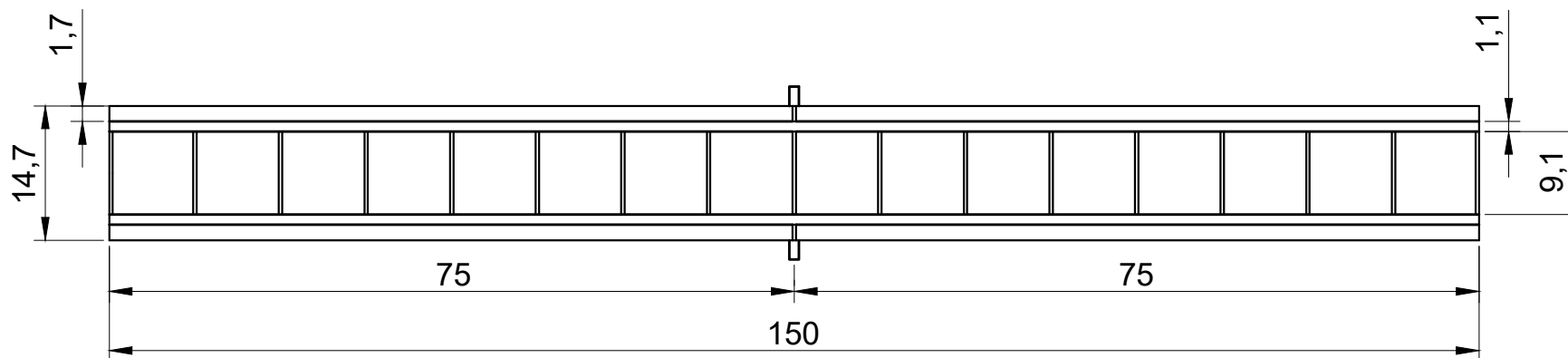
* Dimensão variável, de modo que, entre outras condições, a base se apoie em solo com tensão admissível de 3,5 kg/cm².

5.15 Desenhos de projeto básico e vista 3D

Foram feitos desenhos de projeto básico usando o software *AutoCad* (2017) e um desenho 3D usando o software *SketchUp* (2014). Tais desenhos são apresentados a seguir.



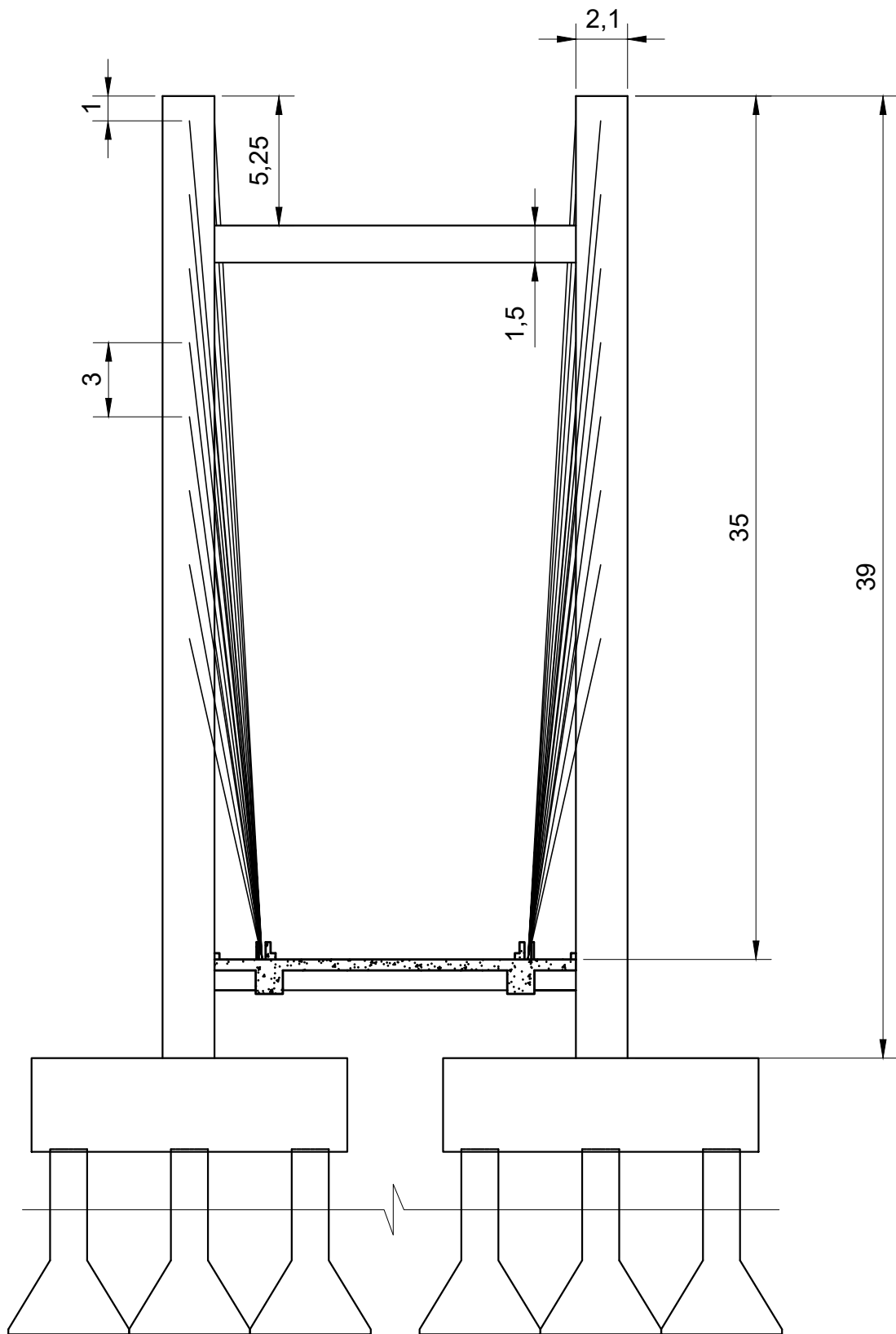
VISTA SUPERIOR
 ESCALA: 1:750



VISTA INFERIOR
 ESCALA: 1:750

*Cotas em metros.

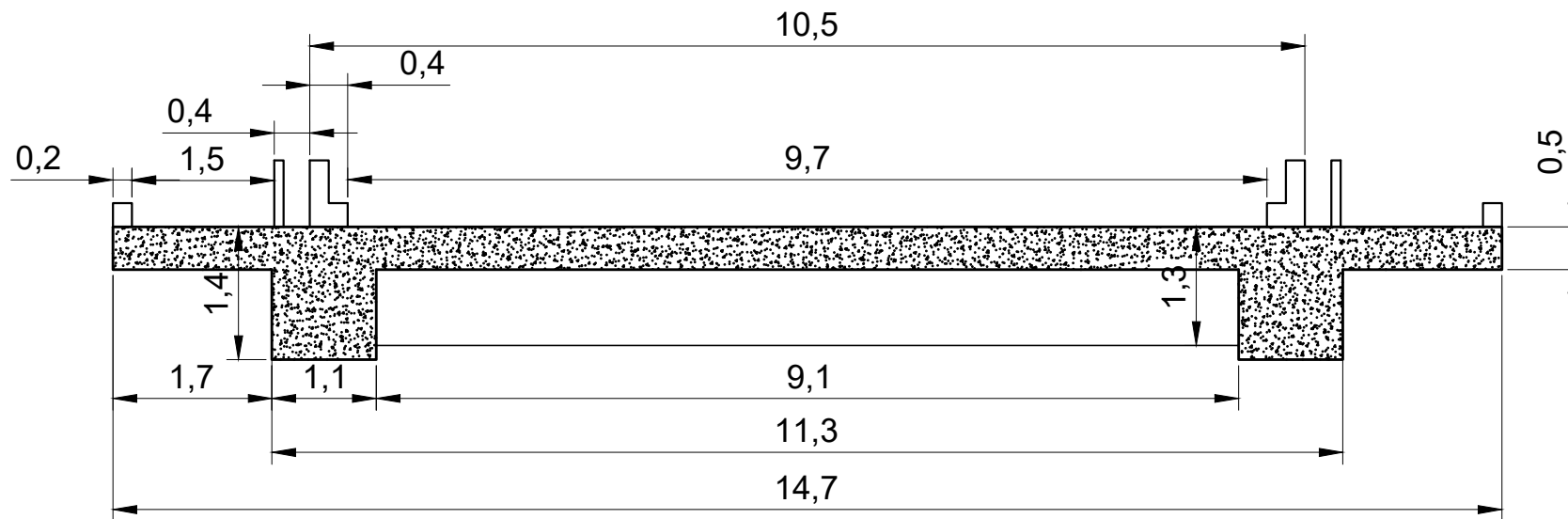
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SÃO PAULO - VOTUPORANGA		DISCIPLINA TCC
CONTEÚDO PROJETO BÁSICO - PONTE ESTAIADA	ORIENTADOR GUSTAVO NIRSCHL	CURSO ENGENHARIA CIVIL
NOME KLEBER ALERSON FREIRE FRANCISCO	DATA 11/02/2021	FOLHA 2/9



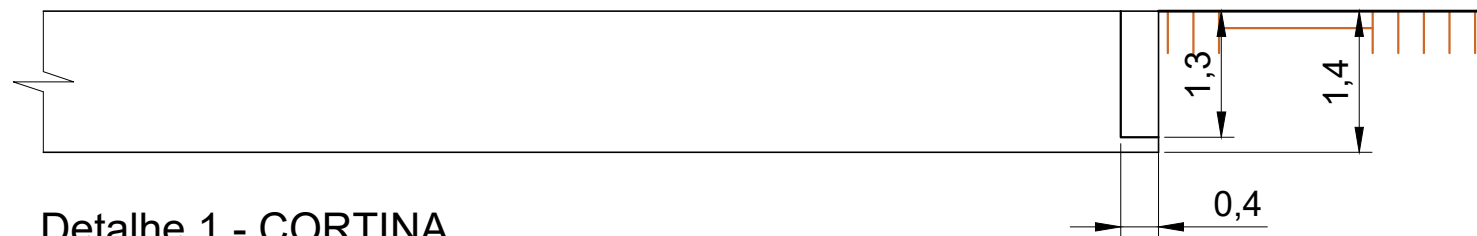
CORTE A-A
ESCALA: 1:250

*Cotas em metros.

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SÃO PAULO - VOTUPORANGA		DISCIPLINA TCC
CONTEÚDO PROJETO BÁSICO - PONTE ESTAIADA	ORIENTADOR GUSTAVO NIRSCHL	CURSO ENGENHARIA CIVIL
NOME KLEBER ALERSON FREIRE FRANCISCO	DATA 11/02/2021	FOLHA 3/9



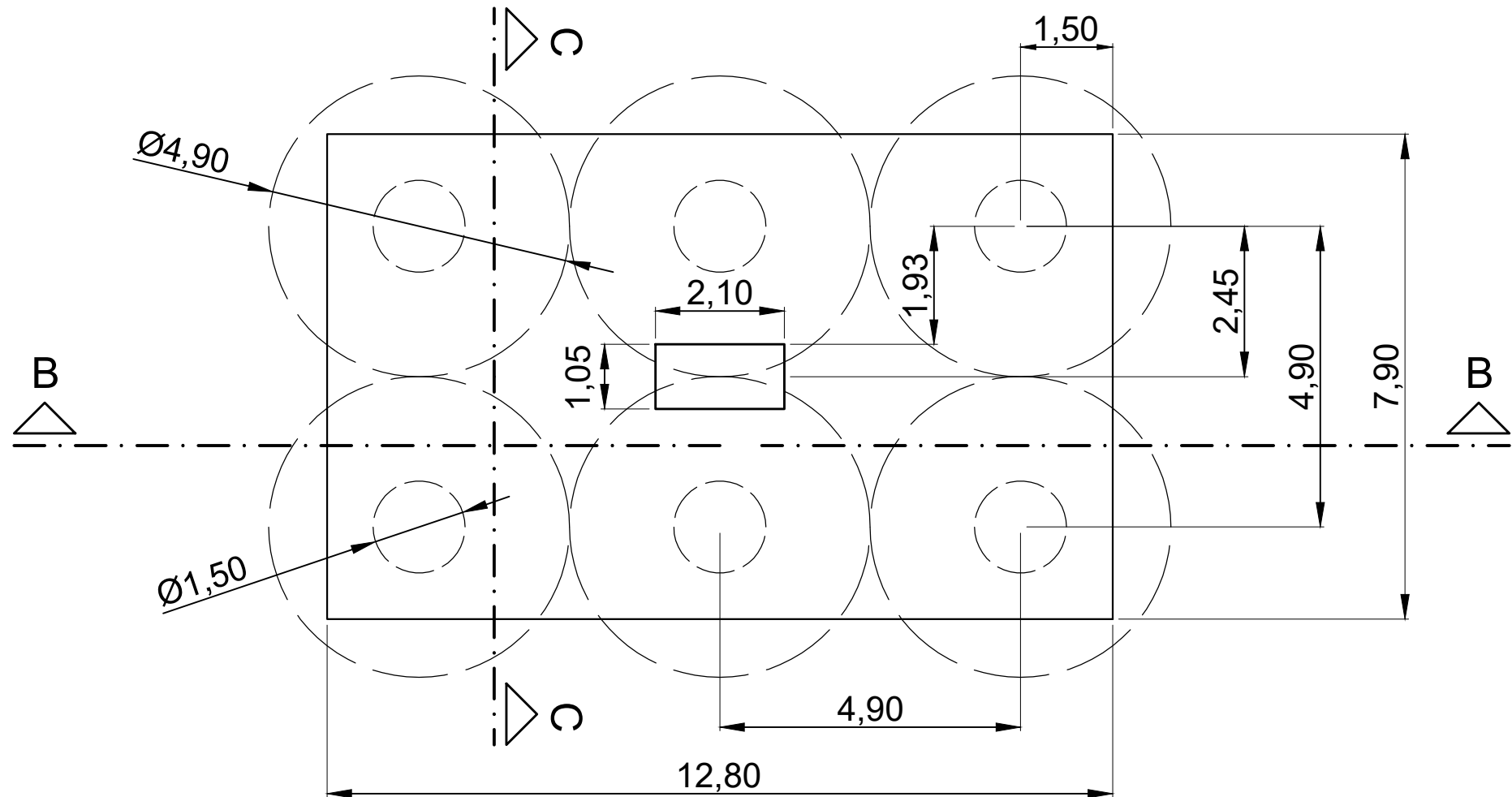
SEÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO
 ESCALA: 1:75



Detalhe 1 - CORTINA
 ESCALA: 1:75

*Cotas em metros.

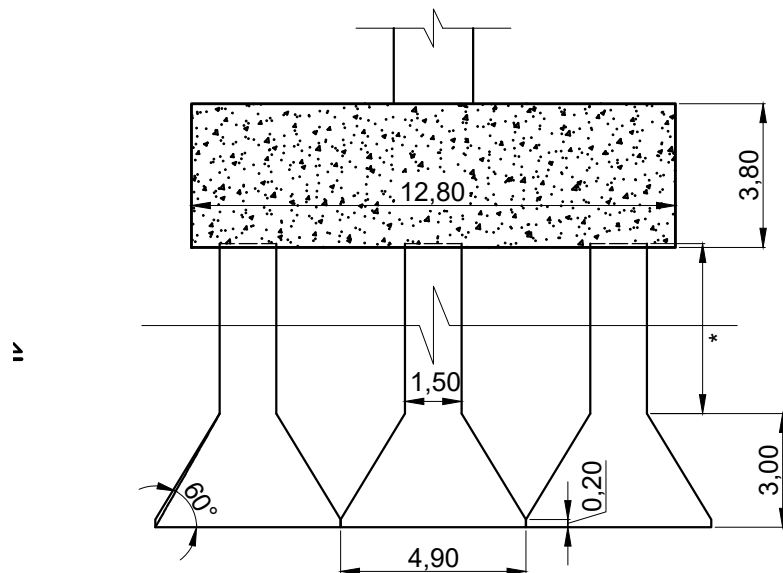
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SÃO PAULO - VOTUPORANGA		DISCIPLINA TCC
CONTEÚDO PROJETO BÁSICO - PONTE ESTAIADA	ORIENTADOR GUSTAVO NIRSCHL	CURSO ENGENHARIA CIVIL
NOME KLEBER ALERSON FREIRE FRANCISCO	DATA 11/02/2021	FOLHA 4/9



Planta da Fundação
 ESCALA: 1:100

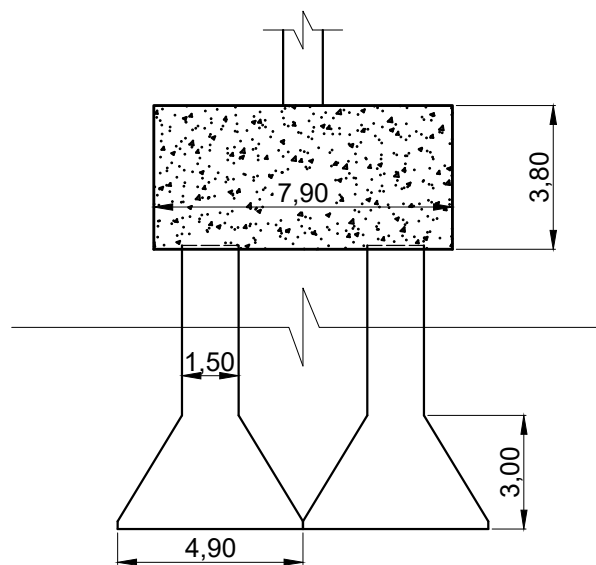
*Cotas em metros.

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SÃO PAULO - VOTUPORANGA		DISCIPLINA TCC
CONTEÚDO PROJETO BÁSICO - PONTE ESTAIADA	ORIENTADOR GUSTAVO NIRSCHL	CURSO ENGENHARIA CIVIL
NOME KLEBER ALERSON FREIRE FRANCISCO	DATA 11/02/2021	FOLHA 5/9



*Dimensão variável

Corte B-B
ESCALA: 1:200



Corte C-C
ESCALA: 1:200

*Cotas em metros.

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SÃO PAULO - VOTUPORANGA		DISCIPLINA TCC
CONTEÚDO PROJETO BÁSICO - PONTE ESTAIADA	ORIENTADOR GUSTAVO NIRSCHL	CURSO ENGENHARIA CIVIL
NOME KLEBER ALERSON FREIRE FRANCISCO	DATA 11/02/2021	FOLHA 6/9

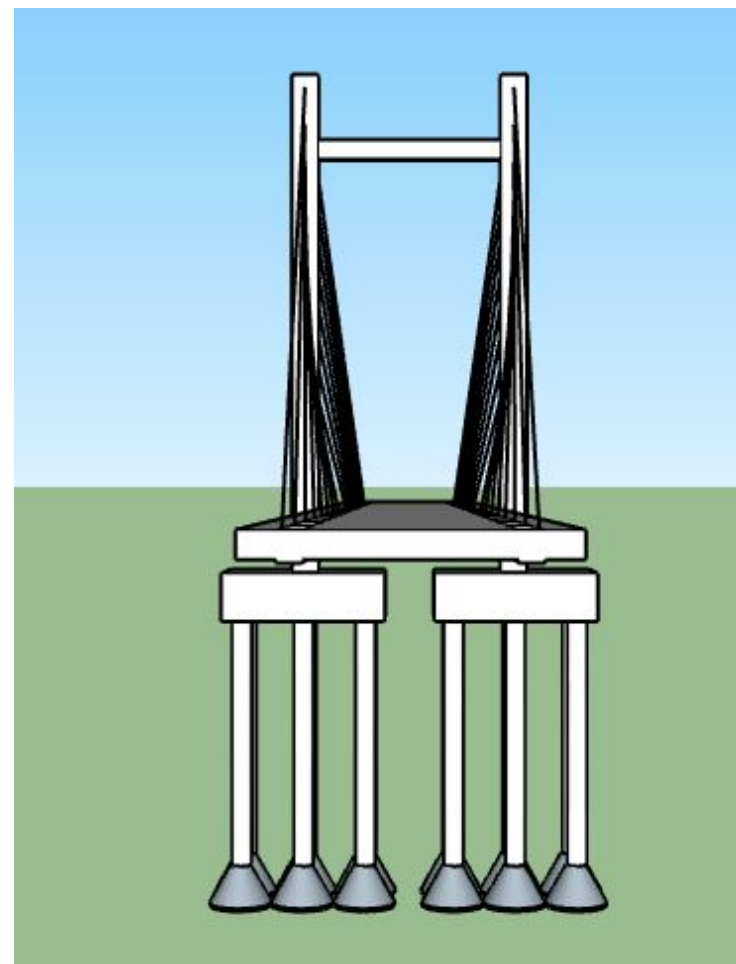


VISTA 1 3D DAS PONTES

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SÃO PAULO - VOTUPORANGA		DISCIPLINA TCC
CONTEÚDO PROJETO 3D - PONTE ESTAIADA	ORIENTADOR GUSTAVO NIRSCHL	CURSO ENGENHARIA CIVIL
NOME KLEBER ALERSON FREIRE FRANCISCO	DATA 11/02/2021	FOLHA 7/9

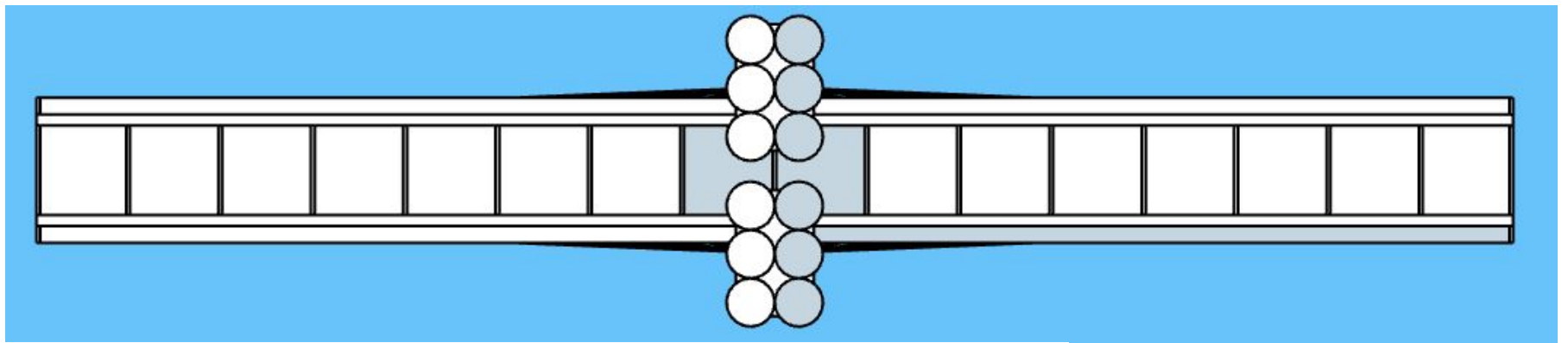


VISTA 2 3D DAS PONTES

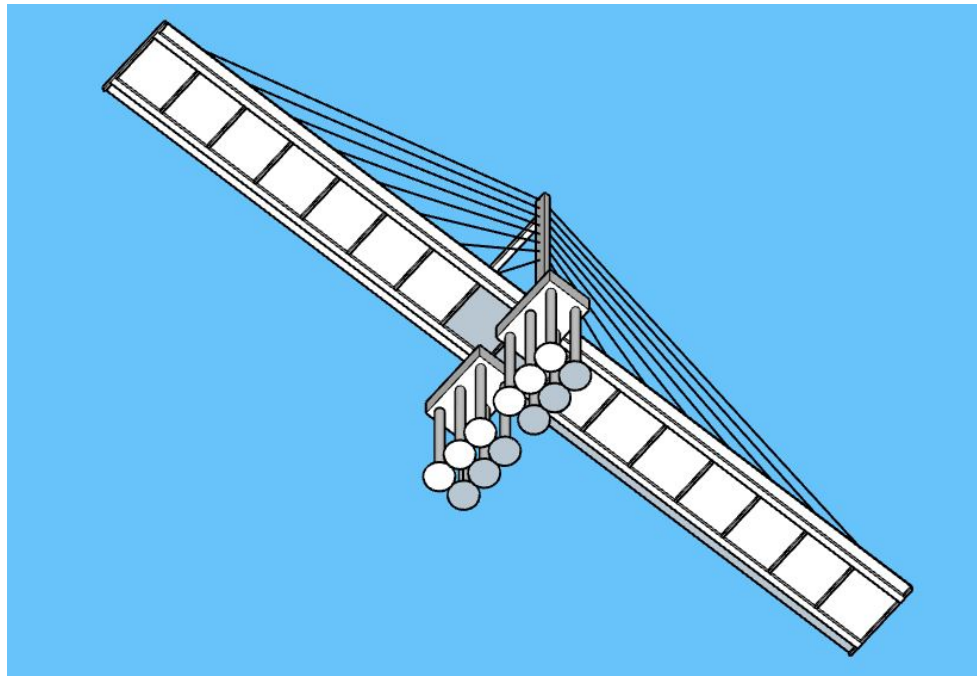


VISTA 3 3D DAS PONTES

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SÃO PAULO - VOTUPORANGA		DISCIPLINA TCC
CONTEÚDO PROJETO 3D - PONTE ESTAIADA	ORIENTADOR GUSTAVO NIRSCHL	CURSO ENGENHARIA CIVIL
NOME KLEBER ALERSON FREIRE FRANCISCO	DATA 11/02/2021	FOLHA 8/9



VISTA INFERIOR 1 DA PONTE, A PARTIR DO MODELO 3D



VISTA INFERIOR 2 DA PONTE, A PARTIR DO MODELO 3D

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SÃO PAULO - VOTUPORANGA		DISCIPLINA TCC
CONTEÚDO PROJETO 3D - PONTE ESTAIADA	ORIENTADOR GUSTAVO NIRSCHL	CURSO ENGENHARIA CIVIL
NOME KLEBER ALERSON FREIRE FRANCISCO	DATA 11/02/2021	FOLHA 9/9

5.16 Estimativa de custo total

Conforme o item 3.4.5, tem-se um custo relativo estimado de pontes estaiadas em 14047,86 R\$/m², de acordo com Marinho (2016). Atualizando esse valor para 2021, conforme a calculadora do cidadão disponibilizada pelo Banco Central do Brasil (2021), chega-se a 21288,01 R\$/m² (Figura 111).

Figura 111 – Atualização do valor relativo para pontes estaiadas

Dados básicos da correção pelo IGP-M (FGV)	
Dados informados	
Data inicial	01/2016
Data final	12/2020
Valor nominal	R\$ 14.047,86 (REAL)
Dados calculados	
Índice de correção no período	1,51539200
Valor percentual correspondente	51,539200 %
Valor corrigido na data final	R\$ 21.288,01 (REAL)

Fonte: Banco Central do Brasil (2021).

A ponte aqui apresentada tem 150 m por 14,7 m, sendo, portanto, seu custo total estimado em $21288,01 \times 150 \times 14,7 \approx \text{R\$ } 47.000.000,00$. Ressalta-se que, no caso, seriam duas pontes devido às duas pistas da avenida em estudo.

Com base no mesmo estudo de Marinho (2016), tem-se um valor médio de custo por área de pontes em vigas de concreto de 5064,75 R\$/m². Atualizando esse valor para 2021, conforme a calculadora do cidadão disponibilizada pelo Banco Central do Brasil (2021), chega-se a 7675,08 R\$/m² (Figura 112).

Figura 112 – Atualização do valor relativo para pontes em vigas

Dados básicos da correção pelo IGP-M (FGV)	
Dados informados	
Data inicial	01/2016
Data final	12/2020
Valor nominal	R\$ 5.064,75 (REAL)
Dados calculados	
Índice de correção no período	1,51539200
Valor percentual correspondente	51,539200 %
Valor corrigido na data final	R\$ 7.675,08 (REAL)

Fonte: Banco Central do Brasil (2021).

A ponte aqui apresentada tem 150 m por 14,7 m, sendo, portanto, seu custo total estimado em $7675,08 \cdot 150 \cdot 14,7 \approx \text{R\$ } 17.000.000,00$.

O estudo mostrou que a ponte em vigas de concreto possui um menor custo em relação a ponte estaiada, porém, conforme Marinho (2016), o sistema em vigas apresenta limitações relativas à distância entre um apoio e outro, tendendo a robustez excessiva dos elementos que compõem a ponte. Além disso, a autora também defende que a escolha pelo sistema estaiado traz uma valorização dos ambientes próximos de onde a ponte será construída, sendo significativa tanto para a cidade quanto para a referência histórica que se adquire com a aquisição, favorecendo as atividades econômicas e sociais com o turismo.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo de procedimentos de pré-dimensionamento de uma ponte estaiada apresentados neste trabalho gerou fórmulas simplificadas que procuram facilitar o trabalho de um engenheiro de maneira ágil e eficaz, gerando uma maior segurança na elaboração do projeto estrutural da ponte. Destaca-se que um pré-dimensionamento não isenta o profissional da necessidade de dimensionar a estrutura, funcionando apenas como uma estimativa inicial das dimensões dos elementos estruturais de uma ponte estaiada.

Ficou evidente a complexidade estrutural de uma ponte estaiada na demonstração das diversas alternativas estruturais que existem, portanto, se faz necessário que o projetista conheça a influência dessas alternativas no desempenho final da ponte, sendo elas: configurações de estais, tabuleiros e torres. Procurou-se, neste estudo, o uso de alternativas que foram compreendidas como ideais conforme bibliografia apresentada, atentando para qual contexto a ponte projetada está inserida.

Este estudo permitiu a compreensão de uma forma ampla de como a estrutura de uma ponte estaiada se comporta e como é feito seu pré-dimensionamento. São aqui citadas, como sugestões para trabalhos futuros, ferramentas que podem enobrecer essa compreensão e outros pormenores que ainda precisam ser estudados, como:

- Programa computacional de pré-dimensionamento que facilitará a entrada dos dados e a obtenção dos resultados;
- Dimensionamento da ponte com os resultados aqui apresentados para aferição e validação dos dados.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, André Esteves Ferreira de. **Análise de etapas construtivas em pontes estaiadas**. Orientador: Benjamin Ernani Diaz. 2017. 166 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica UFRJ, Rio De Janeiro, 2017. Disponível em: <<http://dissertacoes.poli.ufrj.br/dissertacoes/dissertpoli1884.pdf>> Acesso em: fevereiro de 2020.

ARAÚJO, Daniel de Lima. **Projeto de ponte em concreto armado com duas longarinas**. Goiânia: UFGO, 1999. Disponível em <<https://pt.slideshare.net/TS-Cunha/apostia-pontes>> Acesso em: junho de 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10839**: Execução de obras de arte especiais em concreto armado e concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1989, cancelada em 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT: 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

AUTOCAD CIVIL 2017. Disponível em:

<<http://usa.autodesk.com/adsk/servlet/pc/index?siteID=123112&id=3566> 722>

Acesso em: fevereiro de 2020.

BANCO CENTRAL DO BRASIL, **Calculadora do Cidadão**, Brasília, 2021. Disponível em:

<<https://www3.bcb.gov.br/CALCIDADAOPUBLICO/corrigirPorIndice.do?method=corrigirPorIndice>> Acesso em: janeiro de 2021.

BAÊTA, Fernando da Costa; SARTOR, Valmir. **Resistência dos Materiais e Dimensionamento de Estruturas para Construções Rurais**. Viçosa: UFV, 1999.

Disponível em:

<<http://arquivo.ufv.br/dea/ambiagro/arquivos/resistencia.pdf>> Acesso em: maio de 2020.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Blocos de Fundação**. Notas de aula: Estruturas de Concreto III. UNESP – Universidade Estadual Paulista, São Paulo. 2017. Disponível em: <<https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Blocos.pdf>> Acesso em: dezembro de 2020.

BITTENCOURT, Douglas Magalhães Albuquerque. **Rotina para o desenvolvimento do Projeto de Tubulões**. Goiás, 2017. Disponível em:

<<http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/17430/material/PUC-FUND-11.pdf>> Acesso em: abril de 2020.

CIDADE, Diogo de Faro. **Análise Reológica Computacional das Etapas Construtivas de Ponte Estaiada**. 2017. 204 p. Dissertação (Mestrado) - Escola

Politécnica UFRJ, Rio De Janeiro, 2017. Disponível em: <<http://dissertacoes.poli.ufrj.br/dissertacoes/dissertpoli2073.pdf>> Acesso em: março de 2020.

CLÁUDIO, Renato Gadêlha. **Tipologia das pontes estaiadas com tabuleiro de concreto**. 2010. 76 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010.

CONSTANCIO, Douglas. **Fundações Profundas: “Tubulões”**. Apostila de Fundações. São Paulo. 2004. Disponível em:

<[http://www.helix.eng.br/downloads/tubulao_\(5\).pdf](http://www.helix.eng.br/downloads/tubulao_(5).pdf)> Acesso em: dezembro de 2020.

DNER, 1996. **Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais**. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Ministério dos Transportes. Brasil. 233 p.

DNER, 1999. **Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais**. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Ministério dos Transportes. Brasil. 195 p.

DNIT, 2006a. **Manual de Pavimentação**. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Brasil, 2006. 274 p.

DNIT, 2006b. **Dispositivos de segurança lateral: guarda-rodas, guarda-corpos e barreiras – Especificação de Serviço**. Rio de Janeiro, 2006. Disponível em <http://www1.dnit.gov.br/normas/download/DNIT088_2006_ES.pdf> Acesso em: março de 2020.

DNIT, 2009. **Pontes e viadutos rodoviários – Fundações Especificação de serviço**. Rio de Janeiro, 2009. Disponível em:

<http://www1.dnit.gov.br/normas/download/pavimentacao/OAE_fundacoes.pdf>

Acesso em: abril de 2020.

DYWIDAG-Systems International – DSI. **Sistemas de Estais DYWIDAG**. Catálogo técnico. São Paulo, 2018. 52 p.

ENESCIL. **Estação de Metrô Engenheiro Jamil Sabino**. São Paulo, 2020.

Disponível em: <<http://www.enescil.com.br/index.php/br/estacao-de-metro-engenheiro-jamil-sabino>> Acesso em: fevereiro de 2020.

ENGENHARIA CIVIL NA INTERNET. **Engenhariacivil.com**. 2014. Disponível em:

<<https://www.engenhariacivil.com/construcao-ponte-brooklyn-1883>> Acesso em: fevereiro de 2020.

ENGENHARIA CIVIL HOJE. **Ponte Rio Negro**. 2014. Disponível em:
<<http://engenhariacivilhoje.blogspot.com/2014/>> Acesso em: março de 2020.

GAVA, Doriel Rios. **Análise Paramétrica de Fadiga em Cabos de Pontes Estaiadas**. Espírito Santo, 2019. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

GIMSING, N. J. **Cable-supported bridges**. Chichester. John Wiley, 1983. 400 p.

GODINHO, Diogo de Oliveira Vinhas. **Projeto de uma Ponte Atirantada Rodoferroviária sobre o rio Lima, Viana do Castelo**. Porto, 2014. Dissertação (Mestrado) – Instituto Superior de Engenharia do Porto.

GOMES, Renan Ribeiro Setubal. **Aspectos técnicos e construtivos do projeto de uma ponte estaiada**. Rio de Janeiro, 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Cidades e Estados**. 2020. Disponível em:
< <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/sp/votuporanga.html> > Acesso em: fevereiro de 2021.

LEONHARDT, Fritz; Monnig, Eduard. **Construções de Concreto**, vol. 3: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado; tradução de José de Moura Villas Boas; revisão técnica de João Luís Escosteguy Merino. – 3 impr. - Rio De Janeiro: Interciência, 2007. 288 p.

MARCHETTI, O. **Pontes de concreto armado**. São Paulo: Edgard Blucher, 2008.

MARINHO, Gécica Santos. **Estudo de Tipologias Estruturais de Pontes visando a melhor opção técnica e econômica para construção**. 2016. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Centro Universitário Luterano de Palmas, Tocantins, 2016.

MARTHA, Luiz Fernando. **Ftool: Two-dimensional Frame Analysis Tool**. Versão básica 4.00.03. Rio de Janeiro: Instituto Tecgraf/PUC-Rio, 2017. Ftool para Windows.

Disponível em:

< www.ftool.com.br/Ftool/> Acesso em: março de 2020.

MAZARIM, Diego Montagnini. **Histórico das pontes estaiadas e sua aplicação no Brasil**. São Paulo: USP, 2011. Disponível em

<www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde.../Dissertacao_Diego_M_Mazarim.pdf> Acesso em: fevereiro de 2020.

MELO, Paula Rodrigues de. **Pré-Dimensionamento de Estruturas de Madeira, de Aço e de Concreto para Auxílio à Concepção de Projetos Arquitetônicos**. Uberlândia, 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

MENDES, Luiz Carlos. **Pontes**. Editora da Universidade Federal Fluminense (EDUFF). 2ª ed. Rio de Janeiro, 2017.

NORONHA, M. P., GOLEBIEWSKI, B., 2004. **Ponte estaiada sobre o rio Paranaíba**. Técnica, no. 93, Editora Pini.

OLIVEIRA, Evellyn de Carvalho. **Modelagem e Simulação Estrutural baseada na Ponte Estaiada Anita Garibaldi: Análise Comparativa da Distribuição dos Estais**. 2017. 113 p. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia de Infraestrutura) - Universidade de Santa Catarina, Joinville, 2017. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/xmlui/bitstream/handle/123456789/181833/TCC%20-%20Evellyn%20de%20Carvalho%20Oliveira.pdf?sequence=1&isAllowed=y>> Acesso em: março de 2020.

OLIVEIRA, Letícia Marchiori de. **Diretrizes para Projeto de Blocos de Concreto Armado sobre estacas**. 2009. 151 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2009. Disponível em:

<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-27032009-084307/publico/Diretrizes_para_projeto_de_blocos_de_concreto_armado_sobre.pdf
> Acesso em: maio de 2020.

ONISHI, M. **A evolução das Pontes Estaiadas**. 1º Simpósio Internacional sobre pontes e grandes estruturas, 2008. ABECE.

PROTENDE. **Sistemas e Métodos**: Catálogo 2008 – 3ª Edição, 2008. 18 p. Disponível em:
<https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/2255800/mod_resource/content/1/catalogo%20protende%203a%20edicao%20-%202008.pdf> Acesso em: outubro de 2020.

RIBEIRO, Catão Francisco. Ponte estaiada é indicada para vencer grandes vãos. **AECweb**, [São Paulo], [2015]. Disponível em:
<<https://www.aecweb.com.br/revista/materias/ponte-estaiada-e-indicada-para-vencer-grandes-vaos/11725>> Acesso em: fevereiro de 2020.

ROSAS, Letícia Reis Batista. **Estrutura de Pontes**: Sistemas Estruturais – Pontes pênses e estaiadas. 2020. Slides de professor (...) - Universidade do Estado de Mato Grosso, [S. l.], 2020. Disponível em:
<http://sinop.unemat.br/site_antigo/prof/foto_p_downloads/fot_133495_sistemas_estbutubais_3_pdf_5_Sistemas_Estruturais_3.pdf> Acesso em: março de 2020.

RUDLOFF. **Um pouco da história de pontes estaiadas**. 2011. Disponível em:
<<https://blogrudloff.wordpress.com/2011/02/28/um-pouco-da-historia-de-pontes-estaiadas/>> Acesso em: fevereiro de 2020.

SANTOS, Daniel Miranda dos. **Comportamento Estrutural de Pontes com Protensão no Extradorso**. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

SANTOS, Iviane Cunha e. **Atualização do Modelo Numérico de Ponte Estaiada baseados em dados experimentais**. 2018. 334 p. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade de Brasília, Brasília/DF, 2018. Disponível em:

<<http://www.pecc.unb.br/wp-content/uploads/teses/D18-3A-Iviane-Santos.pdf>>

Acesso em: março de 2020.

SANTOS JUNIOR, Luciano José dos Santos. **Software On-Line para Dimensionamento das Armaduras de Blocos Rígidos sobre Estacas utilizando o Método das Bielas e Tirantes**. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de São Paulo, Votuporanga, 2018.

SKETCHUP PRO 2014. Disponível em: <<http://www.sketchup.com>> Acesso em: dezembro de 2020.

STRUCTURAE. **International Database and Gallery of Structures**. 2003. Disponível em: <<http://structurae.net/structures/brotonne-bridge>> Acesso em: fevereiro de 2020.

STRUCTURAE. **International Database and Gallery of Structures**. 2010. Disponível em: <<http://structurae.net/structures/stromsund-bridge>> Acesso em: fevereiro de 2020.

TOLEDO, Raissa Laubenbacher Sampaio de. **Dimensionamento de Vigas de Rigidez de Concreto de Pontes Estaiadas**. 2014. 175 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (COPPE) UFRJ, Rio De Janeiro, 2014.

TORNERI, Paola. **Comportamento Estrutural de Pontes Estaiadas: Comparação de Alternativas**. 2002. 272 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 2002.

VARGAS, Luis Arturo Butron. **Comportamento estrutural de pontes estaiadas: efeitos de segunda ordem**. 2007. 129 p. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 2007.

VITÓRIO, J. A. P. (Pernambuco). Conselho Regional de Engenharia e Agronomia – Crea. **Pontes Rodoviárias: Fundamentos, Conservação e Gestão**. Recife: CREA-PE, 2002. 87 p. (CDU 624.86).

WALTHER, R. et al. **Ponts haubanés**. Lausanne: Presses Polytechniques Romandes, 1985. 202 p. Disponível em:

<<https://books.google.com.br/books?id=Q81LGziDeTsC&printsec=frontcover&dq=Ponts+hauban%C3%A9s&hl=pt->

[BR&sa=X&ved=0ahUKEwir19zImKLoAhU1LLkGHWGiDNIQ6AEIKDAA#v=onepage&q=m%C3%A2t&f=false](https://books.google.com.br/books?id=Q81LGziDeTsC&printsec=frontcover&dq=Ponts+hauban%C3%A9s&hl=pt-BR&sa=X&ved=0ahUKEwir19zImKLoAhU1LLkGHWGiDNIQ6AEIKDAA#v=onepage&q=m%C3%A2t&f=false)> Acesso em: março de 2020.

YTZA, Maria F. Quintana. **Métodos Construtivos de Pontes Estaiadas – Estudo da Distribuição de Forças nos Estais**. 2009. 151 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo, 2009.