



Christian Clarke

Projeto executivo de ponte mista de aço e concreto.

Trabalho de Conclusão de Curso

Trabalho apresentado como requisito parcial à conclusão do curso de Engenharia Civil na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

Orientador: Antonyony C. J. Heitor.

Rio de Janeiro
Março de 2025



Agradecimentos

Primeiramente, agradeço profundamente a minha mãe, *Maria Christina Clarke*, pelo amor, apoio incondicional e por sempre acreditar em mim, mesmo nos momentos mais difíceis. Agradeço a ela por ter tido a coragem, vontade e garra para lutar contra sua doença terminal, e a Deus por ter auxiliado na vitória contra a doença. Agradeço por tanta inspiração e espero poder ser uma pessoa tão perseverante quanto ela.

Agradeço a meus familiares, colegas e todos presentes na minha vida que me auxiliaram e inspiraram a seguir em frente com o este trabalho e que compartilharam momentos de aprendizado e troca, tornando a caminhada mais leve e enriquecedora. A colaboração, amizade e companhia de todos foram fundamentais para a realização deste trabalho.

Agradeço imensamente ao meu orientador *Antonyony Heitor* pela orientação, paciência e contribuições valiosas ao longo de todo o desenvolvimento deste trabalho. Sou muito grato por todo o aprendizado que tive durante esse processo e por sua constante disposição em me ajudar a alcançar meus objetivos.

Christian Clarke



Resumo

O objetivo do projeto é dimensionar uma ponte metálica rodoviária com 30 m de vão livre sobre um rio no estado do Rio de Janeiro. Serão feitas considerações sobre o histórico deste tipo de construção, sobre o sistema construtivo e o dimensionamento de estruturas de aço e mistas de aço e concreto. Os esforços de projeto serão calculados de acordo com as normas vigentes, entre as quais a NBR 6120:2019 e NBR 6123:2023. O dimensionamento será realizado segundo os critérios da NBR 8800:2024, NBR 16694:2020, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications – 4th Edition e o manual de projeto de obras de arte especiais (IPR-698, DNIT).

Palavras-chave: Ponte; Dimensionamento; Aço; Concreto.



Abstract

The objective of the project is to design a 30-m clear span steel highway bridge over a river in the state of Rio de Janeiro. Considerations will be made regarding the history of this type of construction, the construction system, and the design of steel and steel-concrete composite structures. Design loads will be calculated according to current standards, including NBR 6120:2019 and NBR 6123:2023. The design will be carried out according to the criteria of NBR 8800:2024, NBR 16694:2020, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications – 4th Edition and the Special Art Works Design Manual (IPR-698, DNIT).

Keywords: Bridge; Structural Design; Steel; Concrete.



Sumário

1	INTRODUÇÃO	1
2	HISTÓRICO DOS PROJETOS DE PONTE	2
3	SISTEMAS CONSTRUTIVOS	5
3.1	Vigas de Alma cheia	5
3.2	Treliças	6
3.3	Vigas caixão	7
3.4	Pórticos	8
3.5	Arcos	9
3.6	Suspensas por cabos.....	10
4	DIMENSIONAMENTO	12
4.1	Características gerais.....	13
4.2	Cargas.....	14
4.3	Verificação dos elementos e envoltória.....	16
4.4	Dimensões e propriedades das seções	24
4.5	Verificação das vigas de aço e laje de concreto.....	28
4.6	Verificação da deformação e contra-flecha	33
4.7	Conectores de cisalhamento.....	35
4.8	Aparelhos de apoio	39
4.9	Enrijecedores	41
4.10	Solda de composição dos perfis	47
5	CONCLUSÃO	50
6	Anexo a	51
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	56



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Ponte Fabrício.....	2
Figura 2.2 – Iron Bridge.....	3
Figura 2.3 – Ponte da Boa Vista.....	3
Figura 2.4 – Ponte do Brooklyn.....	4
Figura 3.1 – Perfis soldados de aço.....	6
Figura 3.2 – Ponte sobre o Rio Paraná.....	7
Figura 3.3 – Viga com seção caixão.....	7
Figura 3.4 – Viaduto Cidade do Aço.....	8
Figura 3.5 – Ponte em arco.....	9
Figura 3.6 – Viaduto do Millau.....	10
Figura 3.7 – Ponte Akashi-Kaikyo.....	11
Figura 4.1 – Seção transversal.....	12
Figura 4.2 – Vista 3D da ponte construída.....	13
Figura 4.3 – Fator de distribuição para vigas internas.....	17
Figura 4.4 – Fator de distribuição para vigas externas.....	18
Figura 4.5 – Trechos para os perfis.....	21
Figura 4.6 – Locação das seções.....	21
Figura 4.7 – Linha de influência de cortante – carga móvel para S0.....	22
Figura 4.8 – Linha de influência de momento fletor – carga móvel para S1.....	22
Figura 4.9 – Linha de influência para cortante – carga móvel para S1.....	23
Figura 4.10 – Linha de influência para momento fletor – carga móvel para S2.....	23
Figura 4.11 – Linha de influência de cortante – carga móvel para S2.....	24
Figura 4.12 – Seção transversal – Perfil 1 (central) e Perfil 2 (extremos).....	25
Figura 4.13 – Seção transversal – perfil metálico + laje de concreto.....	27



Figura 4.14 – Valores de ponderação das ações.....	29
Figura 4.15 – Fatores de redução ψ	29
Figura 4.16 – Seção transversal – diagrama de tensões.....	30
Figura 4.17 – Seção transversal – diagrama de tensões.....	31
Figura 4.18 – Fatores de redução ψ para combinação da fadiga.....	34
Figura 4.19 – Diagrama de contra-flecha.....	35
Figura 4.20 – Conectores de cisalhamento.....	36
Figura 4.21 – Seção transversal de grupo de conectores.....	37
Figura 4.22 – Planta de grupo de conectores.....	37
Figura 4.23 – Seção transversal de grupo de conectores.....	38
Figura 4.24 – Planta de grupo de conectores.....	38
Figura 4.25 – Neoprene Fretado.....	40
Figura 4.26 – Tabela A1 – Aparelhos de apoio em Neoprene.....	41
Figura 4.27 – Planta de enrijecedor de apoio.....	41
Figura 4.28 – Seção transversal de enrijecedor de apoio.....	42
Figura 4.29 – Disposição dos enrijecedores no primeiro painel.....	43
Figura 4.30 – Linha de influência de cortante – carga móvel para “dist_diaf”	44
Figura 4.31 – Disposição dos enrijecedores no segundo painel.....	44
Figura 4.32 – Linha de influência de cortante – carga móvel para 2* “dist_diaf”	45
Figura 4.33 – Disposição dos enrijecedores no terceiro painel.....	45
Figura 4.34 – Linha de influência de cortante – carga móvel para 3* “dist_diaf”	46
Figura 4.35 – Disposição dos enrijecedores no quarto painel.....	46
Figura 4.36 – Planta baixa dos enrijecedores transversais.....	47
Figura 4.37 – Filete de solda mínimos.....	49
Figura 6.1 – Planilha “Cálculo - Resistências”	51
Figura 6.2 – Planilha “Cálculo - Serviços”	52



Figura 6.3 – Planilha “Conectores”	53
Figura 6.4 – Planilha “Enrij. e Apoio”	54
Figura 6.5 – Planilha “Solda”	55



1 INTRODUÇÃO

Desde o início das civilizações, em algum momento é necessário que ocorra expansão territorial. Seja para a exploração ou para a habitação, o ser humano precisou aumentar seu território ou fazer a ligação entre territórios distintos. Como o planeta terra possui uma geografia muito complexa, é natural que surjam, ao longo da história, desafios para que tal expansão ocorra.

Os engenheiros civis buscam, de forma eficiente, segura, tecnológica e revolucionária, projetar e construir estruturas seguras para os seus usuários, além de facilitar e possibilitar o acesso de pessoas para os seus lugares de interesse.

Existem muitas formas de se criar uma conexão entre o ponto A e o ponto B, seja por uma estrada, um túnel, um viaduto ou uma ponte. Projetos deste tipo de grandiosidade são denominados Obras de Arte Especiais (OAEs) e são projetos de infraestrutura essenciais para o bem-estar e qualidade de vida da população.

Neste trabalho, foi elaborado um tipo de projeto de OAEs – de uma ponte. Esta ponte irá passar sobre um rio e tem como objetivo facilitar o acesso de veículos particulares e caminhões de grande porte. Neste cenário plausível, porém hipotético, o rio não possui grandes dimensões de larguras e profundidade. Apesar disto, a construção dessa ponte se vê como essencial, já que, no momento, para que os veículos possam atravessar o rio, há necessidade de passar sobre a lâmina d'água, com maior dificuldade de condução, além de risco aos passageiros e ao ambiente circundante. Ademais, a construção da ponte possibilitaria a passagem de veículos maiores, tais como caminhões de médio e grande porte, assim como a passagem de pedestres.

2 HISTÓRICO DOS PROJETOS DE PONTE

As primeiras pontes construídas eram feitas de pedra e em formato de arcos, dado que o formato de arco possibilitava vencer os esforços solicitantes com os materiais disponíveis. Existem diversas pontes antigas deste tipo pela Europa, mas as mais antigas estão situadas em Roma. Dentre elas, a ponte Fabricio, Figura 2.1 a seguir, foi construída em 62 a.C. e segue como umas das poucas estruturas da romana antiga que ainda estão em uso até os dias de hoje.



Figura 2.1 – Ponte Fabricio

Disponível em: <https://www.walksinrome.com/the-ponte-fabricio-in-rome.html>

Após a utilização de pedras, os romanos passaram a construir pontes com madeira. O arquiteto italiano Andrea Palladio, nascido em 1508, elaborou um sistema de treliças triangulares com madeira para vencer um vão de 30 m. Este mesmo arquiteto foi quem declarou os 3 princípios básicos para a construção de uma ponte: necessária, bonita e durável.

A utilização de aço para a construção de pontes, iniciou-se pelo exército alemão em 1734 sobre o rio Oder, na Prússia. A primeira ponte totalmente em ferro fundido foi a chamada Iron Bridge, Figura 2.2 a seguir, na Inglaterra sobre o Rio Severn em 1779, com um vão de 31 m e 15 m de largura.

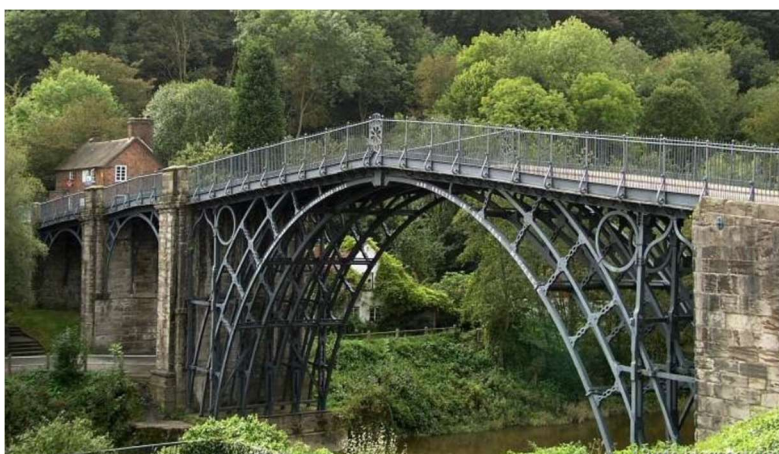


Figura 2.2 – Iron Bridge

Disponível em: <https://coisasdaarquitectura.wordpress.com/tag/rio-severn/>

No Brasil, a construção de pontes com estrutura totalmente de ferro fundido se deu início em 1854 com a construção da ponte Barão do Rio Bonito sobre o rio da Paraíba do Sul, na cidade de Barra do Piraí, estado do Rio de Janeiro. A estrutura treliçada possui 5 vãos de 30 m e com largura de 6 m. Seus elementos eram fabricados em Niterói e transportados até o local por meio de burros.

A mudança do ferro fundido para o aço veio com a construção de uma ponte treliçada feita nos Estados Unidos em 1840, seguido pelos países: Inglaterra em 1845, Alemanha em 1853 e Rússia em 1857. No Brasil, a primeira ponte totalmente em aço foi projetada por Francisco Pereira Passos em 1876 na cidade de Recife e denominada ponte da Boa Vista, Figura 2.3 a seguir.



Figura 2.3 – Ponte da Boa Vista

Disponível em: <https://www.diariodepernambuco.com.br/noticia/vidaurbana/2019/04/ponte-da-boa-vista-relicario-de-historia-memorias-e-beleza.html>

Nas civilizações antigas da América do Sul, como as dos Incas e Astecas, pontes já eram construídas com o uso de cipós. O princípio da utilização de cipós comparado com as estruturas de pontes de hoje em dia, remetem a características de pontes pênsil. A Ponte Suspensa de Menai, no Reino Unido, construída em 1826 possui 174 m de vão livre e é considerada a primeira ponte suspensa moderna do mundo. A construção de pontes suspensas do tipo pênsil se revolucionou após a construção da ponte do Brooklyn, Figura 2.4 a seguir, na cidade de Nova York, nos Estados Unidos.

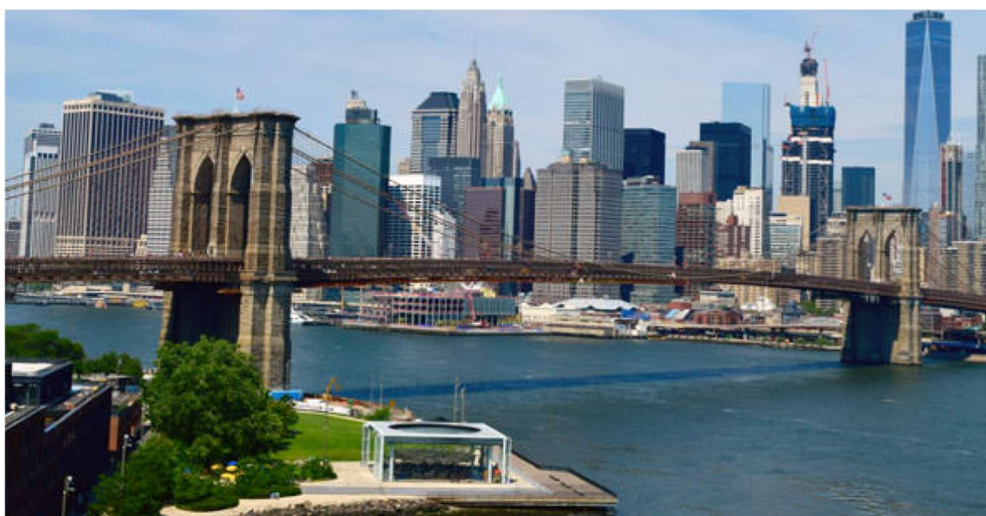


Figura 2.4 – Ponte do Brooklyn

Disponível em: <https://www.newyorkwelcome.net/pt/explorar/o-que-ver/monumentos-e-atracoe/ponte-do-brooklyn.htm>

Após a segunda guerra mundial iniciou-se a construção de pontes em vigas caixão, estaiadas e mistas. A primeira ponte estaiada de grande sucesso foi a Ponte Severin, na Alemanha, construída em 1960. As pontes mistas possuem a característica de utilizar o aço e o concreto de forma eficiente, colocando ambos os materiais para trabalhar em conjunto, cada um com sua melhor função (concreto como tabuleiro e aço como viga). Pontes mistas foram amplamente utilizados, como, por exemplo, na cidade do Rio de Janeiro com a construção da Perimetral e da Linha Vermelha.



3 SISTEMAS CONSTRUTIVOS

Para a construção de uma ponte em que a sua estrutura será de aço é necessário levar em consideração as condições iniciais de projeto, para que o tipo da superestrutura seja escolhido como, por exemplo: Função, topografia do local, extensão total, vão livre necessário, gabaritos, estética, localização e custo.

Dentre os tipos de concepções estruturais para serem escolhidos como a superestrutura da ponte, podemos citar: vigas múltiplas de alma cheia mistas, treliças, arcos, viga em caixão, pórticos rígidos e suspensas por cabos.

3.1 Vigas de Alma cheia

Para vãos de até, aproximadamente 14 m, é possível utilizar vigas metálicas com perfil laminado, os quais são fabricados com altura de até 610 mm. Para vãos na faixa de 20 a 60 m, podemos considerar a utilização de perfis soldados (aplicado em este projeto), dado a ilimitação de altura para a sua fabricação. Em geral, a altura ótima das vigas fica entre 1/18 e 1/25 do vão. A Figura 3.1, a seguir, demonstra uma construção de ponte utilizando perfis soldados.

A principal vantagem de uma viga de alma cheia é a simplicidade de sua geometria, comparada a alternativas, tais como treliças. Outra vantagem é o baixo custo de reparação, dado que a estrutura está toda exposta e acessível para possíveis reparos.

A vantagem estrutural, comparado com os outros tipos de concepção, é que, a maioria das pontes possui o tabuleiro de concreto no nível da mesa superior da viga metálica, é possível unificar ambas as estruturas garantindo a solidarização do tabuleiro de concreto com a viga. Isto é uma vantagem pois, na parte superior de uma viga sujeita a flexão, temos a presença de tensões de compressão.

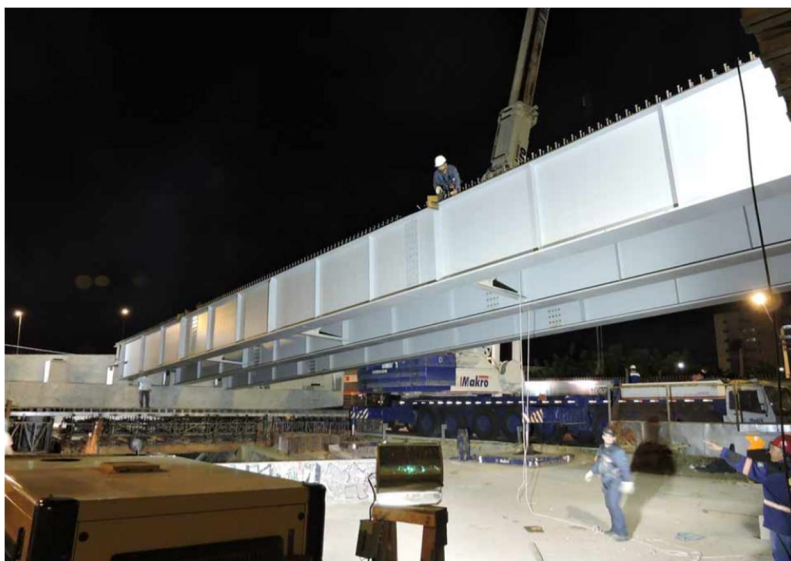


Figura 3.1 – Perfis soldados de aço.

Disponível em: <https://perfilsoldado.com.br/en/vigas-soldadas-especiais-para-pontes/>. Acesso em: 02/07/2025.

3.2 Treliças

Treliças são estruturas em que seus elementos retos estão sujeitos somente a compressão ou a tração. A ligação é feita em nós, e, cada nó é congruente aos elementos que chegam a ele. Os nós apresentam uma vantagem de uma análise estrutural mais simplificada, pois, as cargas são aplicadas somente nestes pontos.

Essa estrutura é de melhor aplicabilidade para vãos entre 40 m e 150 m, quando isostáticas e até 300 m, quando possuir um apoio central. A altura total ideal fica entre $1/8$ e $1/15$ do vão a ser aplicada. A principal desvantagem desta estrutura se dá ao fato estético. A Figura 3.2, a seguir, demonstra um tipo de ponte com sua estrutura metálica formando triângulos, o qual se configura como treliça.



Figura 3.2 – Ponte sobre o Rio Paraná.

Disponível em: <https://www.viagensecaminhos.com/as-10-maiores-pontes-do-brasil/>. Acesso em: 02/07/2025.

3.3 Vigas caixão

As vigas caixão são vigas de aço que se diferem das vigas padrões se seção “I”, pois possuem duas almas, ao invés de somente uma. Com isso, sua seção transversal é composta por uma mesa superior, uma mesa inferior e duas almas. Essa característica geométrica é de grande vantagem para se vencer o efeito sofrido de torção e, em pontes de grandes vãos, para se evitar o efeito de instabilidade aerodinâmica. Para este tipo de concepção, a altura ótima fica entre $1/20$ e $1/30$ do tamanho do vão. A Figura 3.3, a seguir demonstra uma viga com seção caixão de ponte fabricada.



Figura 3.3 – Viga com seção caixão.

Disponível em: <https://perfilsoldado.com.br/en/perfil-soldado-viga-soldada-tipos/>. Acesso em: 02/07/2025.

3.4 Pórticos

O sistema estrutural de pórticos é formado quando as vigas longitudinais são contínuas com os pilares. Este fato de continuidade entre os pilares e as vigas faz com que os pilares do pórtico fiquem inclinados e, conseqüentemente, as fundações da estrutura também fiquem inclinadas. Logo, para que este tipo de concepção estrutural seja viável, é necessário que o solo tenha uma boa capacidade de suporte.

Além da preocupação com a capacidade de resistência do solo, o engenheiro estrutural deve realizar uma análise mais profunda na continuidade entre viga e pilar, pois, esta é uma região de acúmulo de tensões e, conseqüentemente, irá necessitar de enrijecedores. Devido ao fato de que os pilares são inclinados, na maioria dos pórticos, a sua eficiência é diretamente proporcional a sua inclinação, ou seja, quanto mais inclinado os pilares, menos eficiente o pórtico se torna. A Figura 3.4, a seguir, mostra o Viaduto Cidade do Aço presente na rodovia BR-116 (Dutra), o qual dá acesso para a cidade de Volta Redonda.



Figura 3.4 – Viaduto Cidade do Aço.

Disponível em: <https://wikimapia.org/13933720/pt/Viaduto-Cidade-do-A%C3%A7o#/photo/6108807>.

Acesso em: 02/07/2025.

3.5 Arcos

Pontes em arcos são, conforme visto anteriormente, estruturas usadas para pontes, desde o império romano, as quais eram feitas de pedras. Hoje em dia, existem 3 tipos mais comuns de ponte em arco: Arco inferior com tabuleiro superior, conforme a Figura 3.5, a seguir, arco superior com tabuleiro inferior, e arco com tabuleiro intermediário.

Para concepções econômicas e eficientes, o vão livre deve estar na faixa de 100 a 400 m e a relação ótima para flecha/vão deverá estar entre $1/5$ e $1/8$. O calculista da ponte pode considerar a ligação entre arco e fundação como engastada, rotulada ou tri-rotulado, conforme for mais conveniente.



Figura 3.5 – Ponte em arco.

Disponível em: <https://gigantesdomundo.blogspot.com/2012/04/ponte-em-arco-mais-alta-do-mundo.html>.
Acesso em: 02/07/2025.

3.6 Suspensas por cabos

As pontes suspensas por cabos possuem dois tipos de concepção: estaiada ou pênsil. Esse tipo de sistema estrutural é usualmente utilizado em pontes para vencer grandes vãos (acima de 300 m).

A ponte estaiada é o tipo em que o tabuleiro é suspenso diretamente por cabos de aço que partem de um grande pilar, denominado mastro, conforme a Figura 3.2, a seguir. O argumento para a escolha da ponte estaiada é de que há uma admiração que ela provoca, por conta da simetria da ponte (para quando há simetria), da harmonia com o ambiente ou mesmo por ser um tipo de estrutura diferenciada.

A ponte pênsil é aquela cujos cabos de aço são conectados aos blocos de ancoragem em cada uma das extremidades da ponte e apoiadas no topo dos mastros, conforme Figura 3.3, a seguir. A partir destes cabos principais, partem os cabos verticais que se conectam ao tabuleiro da ponte.



Figura 3.6 – Viaduto de Millau.

Disponível em: <https://petcivil.furg.br/na-engenharia/70-ponte-p%C3%AAsil-e-estaiada.html>. Acesso em: 02/07/2025.



Figura 3.7 – Ponte Akashi-Kaikyo.

Disponível em: <https://petcivil.furg.br/na-engenharia/70-ponte-p%C3%AAsil-e-estaiada.html>. Acesso em: 02/07/2025.

4 DIMENSIONAMENTO

Neste capítulo, é apresentado o dimensionamento da ponte mista de aço e concreto. A ponte está calculada para suportar veículos leves e pesados, os quais são representados, de acordo com a NBR 7188, por uma carga móvel denominada TB-450. As dimensões transversais da ponte são estabelecidas pelo Departamento Nacional de Estradas e Rodagem – DNER, o qual determina as dimensões de faixa de rolamento, faixa de acostamento e largura total. A Figura 4.1, a seguir, demonstra a seção transversal da ponte calculada, com as dimensões atendendo a “Classe de projeto II” do DNER.

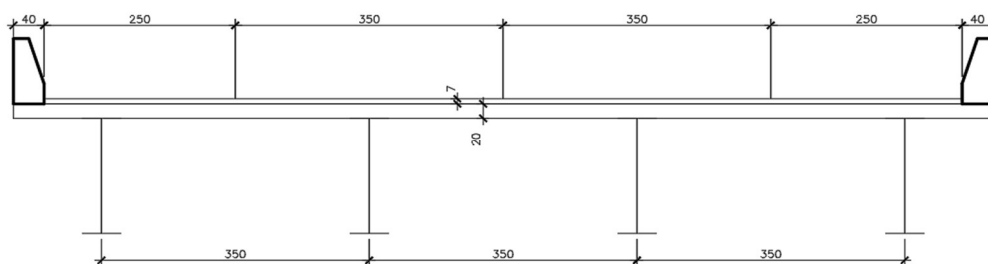


Figura 4.1 – Seção transversal.

Fonte: Autor.

O dimensionamento é separado em 10 tópicos, sendo eles: 4.1 Características Gerais; 4.2 Cargas; 4.3 Verificação dos elementos e envoltória; 4.4 Dimensões e propriedades das seções; 4.5 Verificação das vigas de aço e laje de concreto; 4.6 Verificação da deformação e contra-flecha; 4.7 Conectores de cisalhamento; 4.8 Aparelhos de apoio; 4.9 Enrijecedores; 4.10 Solda de composição dos perfis.

Ao fim dos 10 tópicos, será obtido as dimensões de todos os elementos da ponte apresentados: laje, viga longitudinal, soldas, conectores de cisalhamento, aparelho de apoio e enrijecedores. A Figura 4.2, a seguir, demonstra como deverá ser a ponte após sua construção.

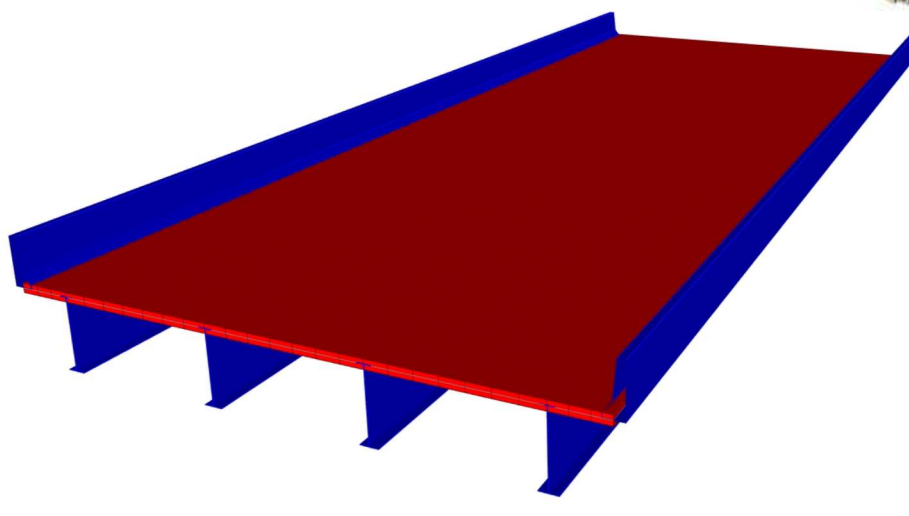


Figura 4.2 – Vista 3D da ponte construída.

Fonte: Autor.

4.1 Características gerais

Para as características gerais da ponte, é apresentado as condições geométricas para os elementos, incluindo comprimento total, largura total e espessura.

- *Comprimento total da ponte* _____ **C = 3000 cm**
- *Largura total da ponte* _____ **B = 1280 cm (OAE classe II)**
- *Largura das barreiras* _____ **N = 40 cm**
- *Largura das faixas de rolamento* _____ **fr = 350 cm**
- *Largura das faixas de acostamento* _____ **ac = 250 cm**
- *Número de faixas de rolamento* _____ **nf = 2**
- *Número de vigas longitudinais* _____ **nv = 4**
- *Distância entre as longarinas* _____ **b = 350 cm**
- *Espessura da laje* _____ **tc = 20 cm**
- *Espessura média da pavimentação* _____ **tp = 12 cm**
- *Comprimento máximo sem emenda das chapas* _____ **Cmax = 1190 cm**

Em seguida, as propriedades dos materiais empregados na ponte, como a resistência dos materiais e outras considerações para cálculo, como o vão teórico de cálculo, classificação do ambiente e dados do tráfego para a fadiga da estrutura.



- Resistência ao escoamento do aço _____ $f_y = 345 \text{ MPa}$
- Resistência a ruptura do aço _____ $f_u = 450 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidade do aço _____ $E_a = 200000 \text{ MPa}$
- Peso específico do aço _____ $\gamma = 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- Resistência a compressão do concreto _____ $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidade do concreto _____ $E_c = 30672 \text{ MPa}$
- Peso específico do concreto armado _____ $\gamma_c = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- Limite de escoamento das armaduras da laje _____ $f_{ya} = 500 \text{ MPa}$
- Peso específico do material da pavimentação _____ $\gamma_r = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- Classificação do ambiente atmosférica _____ "C1"
- Vão efetivo de cálculo _____ $L = 2940 \text{ cm}$
- Vida útil do projeto para a fadiga _____ $VUP = 75 \text{ anos}$
- Volume médio diário de tráfego por faixa _____ $VMD = 1000 / \text{dia}$
- Percentual de tráfego pesado no VMD _____ $ptp = 15\%$
- Volume médio diário de tráfego pesado _____ $VMDP = 150 / \text{dia}$
- Fração do tráfego pesado por faixa _____ $p = 0,85$
- Média diária do tráfego pesado por faixa _____ $MDPF = 150 * 0,85 = 128 / \text{dia}$
- Número de ciclos pesado / passagem _____ $nc = 1$
- Número de ciclos total para fadiga _____ $N_c = 365 * 75 * 1 * 128 = 3,5 \times 10^6$

4.2 Cargas

As cargas consideradas sobre a estrutura da ponte serão: carga permanente anterior a cura do concreto da laje (CP1); carga permanente posterior à cura do concreto da laje (CP2); carga móvel (CM) e as força devida ao vento (CV).

4.2.1 Carga permanente anterior a cura do concreto da laje (CP1)

- **Balanços da laje** _____ $b_l = \frac{B - (nv - 1) * b}{2}$; $b_l = 115 \text{ cm}$
- **Laje de concreto** _____ $q_1 = b * t_c * \gamma_c = 17,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$



- **Mísula de concreto** _____ $q2 = (60\text{cm} + 35\text{cm}) * 7,5 * \gamma_c = 1,8 \frac{kN}{m}$
- **Peso da estrutura metálica** _____ $estrutura = 1,7 \frac{kN}{m^2}$
- **Vigas de aço + forma** _____ $q3 = (est. + forma) * \frac{B}{nv} = 5,4 \frac{kN}{m}$
- $CP1 = q1 + q2 + q3 = 24,7 \frac{kN}{m}$

4.2.2 Carga permanente posterior a cura do concreto da laje (CP2)

- **New Jersey** _____ $nj = 5,78 \frac{kN}{m}; q3 = \frac{nj*2}{nv} = 2,9 \frac{kN}{m}$
- **Pavimentação** _____ $q4 = \frac{(B-2*br)*(tp*yr+2,0\frac{kN}{m^2})}{nv} = 12,8 \frac{kN}{m}$
- $CP2 = q3 + q4 = 15,7 \frac{kN}{m}$

4.2.3 Carga móvel (CM)

- **Carga concentrada por roda** _____ $P = 75 \text{ kN}$
- **Carga distribuída** _____ $p = 5,0 \frac{kN}{m^2}$
- **Coef. de impacto vertical** _____ $CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{L+50}\right) = 1,27$
- **Coef. n° de faixas** _____ $CNF = 1 - 0,05 * (n - 2) = 1,00$
- **Carga concentrada por roda** _____ $Q = P * CIV * CNF = 95,2 \text{ kN}$
- **Carga distribuída** _____ $q = P * CIV * CNF = 6,35 \frac{kN}{m^2}$

4.2.4 Carga devidas ao vento (CV)

- **Velocidade do vento** _____ $V_0 = 35 \frac{m}{s}$
- **Fator topográfico** _____ $S_1 = 1,0$
- **Rugosidade do terreno** _____ (categoria III, classe B, z = 7m); $S_2 = b * F_r * \left(\frac{z}{10}\right)^p = 0,94 * 0,98 * \left(\frac{7}{10}\right)^{0,105} = 0,89$



- **Fator estatístico** _____ (prob = 63%); $S_3 = 1,1 * 0,54 * \left(-\frac{\ln(1-Prob.)}{VUP} \right)^{-0,157} = 1,2$
- **Velocidade característica do vento** _____ $V_k = 35 * 1 * 0,89 * 1,2 = 37,4 \frac{m}{s}$
- **Pressão dinâmica do vento** _____ $q = 0,613 * V_k^2 = 0,86 \frac{kN}{m^2}$
- **Fator de redução para barras de l finito** $K = \frac{l}{d} = \frac{29,40}{2} = 0,75$
- **Coef. de força para barras de comp. infinito** _____ $C_x = 2,05$
- **Fator proteção p/ vigas paralelas** _____ $\frac{b}{(\frac{L}{20})} = 2,38 \Rightarrow \eta = 0,5; fpvp = 1 + (nv - 1) * \eta = 2,5$
- **Vento lateral na ponte** _____ $qv = q * K * C_x * fpvp = 3,31 \frac{kN}{m^2}$

4.3 Verificação dos elementos e envoltória

Devido a complexidade da análise na distribuição de cargas laterais para as longarinas internas, foi utilizado o método de aproximação da American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO, que determina o fator de distribuição para as vigas internas como uma fração de uma faixa de tráfego de 3 m de largura.

4.3.1 Vigas Internas (VI)

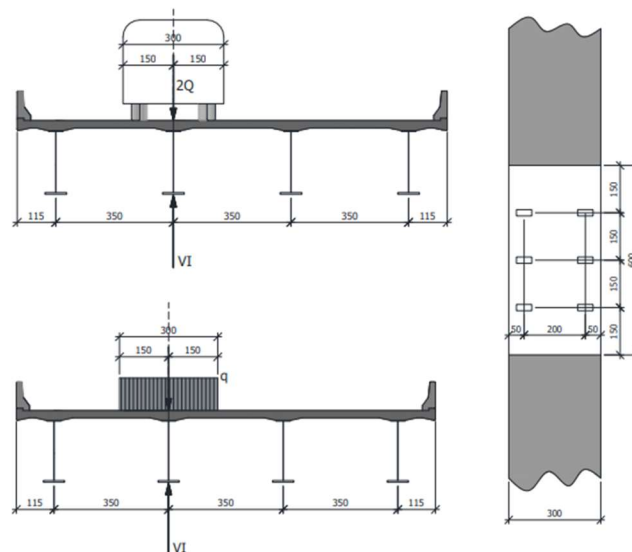


Figura 4.3 – Fator de distribuição para vigas internas
Fonte: Manual de pontes e viadutos em vigas mistas

- Fator de distribuição para o cálculo do momento fletor:

$$FDI_M = \max \left[\begin{array}{l} 0,06 + \left(\frac{b}{4,3}\right)^{0,4} * \left(\frac{b}{L}\right)^{0,3} * 1,02 \rightarrow \text{uma faixa carregada} \\ 0,075 + \left(\frac{b}{2,9}\right)^{0,6} * \left(\frac{b}{L}\right)^{0,2} * 1,02 \rightarrow \text{duas ou mais faixas carregadas} \end{array} \right]$$

FDI_M 0,82

- Fator de distribuição para o cálculo do esforço cortante:

$$FDI_Q = \max \left[\begin{array}{l} 0,36 + \frac{b}{7,6} \rightarrow \text{uma faixa carregada} \\ 0,2 + \frac{b}{3,65} - \left(\frac{b}{10,7}\right)^2 \rightarrow \text{duas ou mais faixas carregadas} \end{array} \right]$$

FDI_Q 1,07

4.3.2 Vigas externas (VE)

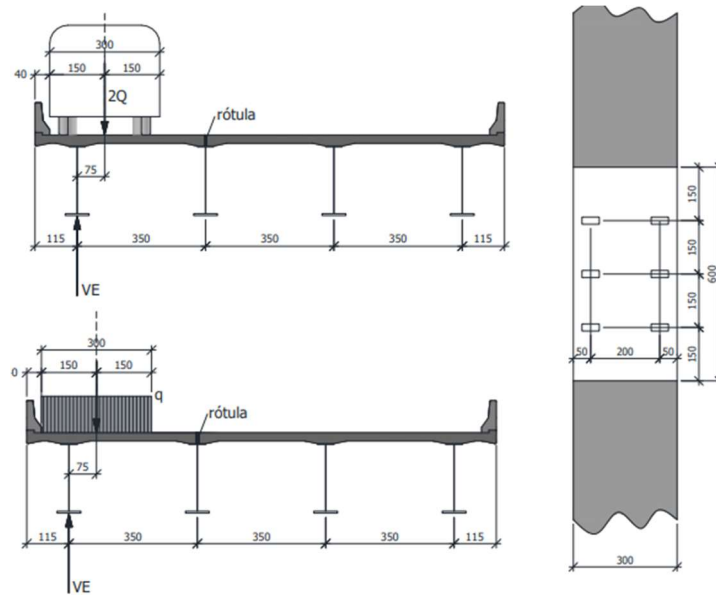


Figura 4.4 – Fator de distribuição para vigas externas
Fonte: Manual de pontes e viadutos em vigas mistas

4.3.2.1 Uma faixa carregada – regra da alavanca

- $ex \underline{\hspace{2cm}} br + 1,5 - bl = 0,4 + 1,5 - 1,15 = 0,75m$
- Fator de presença múltipla $\underline{\hspace{2cm}} fpm = 1,2$
- Fator de distribuição pela regra da alavanca para o cálculo do momento fletor

$$\underline{\hspace{2cm}} \frac{b-ex}{b} * fpm; \frac{350-75}{350} * 1,2 = 0,94$$

$$FDE_{M_alavanca} \underline{\hspace{2cm}} 0,94$$

4.3.2.2 Duas ou mais faixas carregadas

- Largura da pista em balanço $\underline{\hspace{2cm}} d_e = bl - br = 1,15 - 0,4 = 0,75m$
- Fator de distribuição pela fórmula para o cálculo do momento fletor

$$\underline{\hspace{2cm}} \max \left(\frac{0,77 + \frac{d_e}{2,8}}{1,0} \right) * FDI_M$$

$$FDE_{M_formula} \underline{\hspace{2cm}} 0,85$$

- Fator de distribuição pelo método da seção rígida:

$$FDE_{M_rigido} = \frac{nf}{nv} + \frac{x2 * (e1 + e2)}{2 * (x1^2 + x2^2)}$$

$$x1 = \frac{b}{2} \Rightarrow 1,75m ; x2 = \frac{b}{2} + b \Rightarrow 5,25m ;$$



$$e1 = \frac{B}{2} - br - 1,5 \Rightarrow 4,5m ; e2 = e1 - 4,0 \Rightarrow 0,5m$$

$$FDE_{M_rigido} \underline{\hspace{10em}} 0,93$$

- Fator de distribuição para o cálculo do momento fletor:

$$FDE_M: \text{máx. } (FDE_{M_alavanca}, FDE_{M_formula}, FDE_{M_rigido}) \underline{\hspace{10em}} 0,94$$

- Fator de distribuição para o cálculo do esforço cortante:

$$FDE_Q = \max \left[\begin{array}{c} 0,6 + \frac{d_e}{3,0} \\ 1,0 \end{array} \right] * FDI_Q$$

$$FDE_Q \underline{\hspace{10em}} 1,07$$

4.3.3 Carregamentos finais em uma longarina (para vigas iguais)

- FD_M : máx. (FDI_M, FDE_M) $\underline{\hspace{10em}} 0,94$

- FD_Q : máx. (FDI_Q, FDE_Q) $\underline{\hspace{10em}} 1,07$

- Trem-tipo de cálculo para m. fletor $qm_M = q * 3 * FD_M = 17,9 \frac{kN}{m}$;

$$Pm_M = \left(2 * Q - FD_M - qm_M * \frac{6}{3} \right) = 143,4 \text{ kN}$$

- Trem-tipo de cálculo para esfor. cortante $qm_Q = q * 3 * FD_Q = 20,4 \frac{kN}{m}$;

$$Pm_Q = \left(2 * Q - FD_Q - qm_Q * \frac{6}{3} \right) = 163,1 \text{ kN}$$

4.3.4 Combinações para os estados limites últimos (ELU)

- Resistência 1 –

$$\text{Peso próprio e tráfego normal sem vento (vigas mistas): } 1,30 *$$

$$CP1 + 1,35 * CP2 + 1,5 * CM$$

- Resistência 2 –

$$\text{Peso próprio e tráfego normal com vento (vigas mistas): } 1,30 *$$

$$CP1 + 1,35 * CP2 + 1,5 * CM + 0,6 * 1,4 * CV; \quad 1,30 *$$

$$CP1 + 1,35 * CP2 + 0,7 * 1,5 * CM + 1,4 * CV$$

- Peso próprio durante a construção (vigas de aço):

$$1,20 * CP1 + 1,25 * \left(1,0 \frac{kN}{m^2} \right)$$



4.3.5 Combinações para os estados limites de serviço (ELS)

- Serviço 1 – *Peso próprio e tráfego normal sem vento:*
 $CP1 + CP2: 0,5 * CM < L/1000$
- Serviço 2 – *Peso próprio e tráfego normal com vento:*
 $CP1 + CP2: CM < L/800$

4.3.6 Combinações frequentes de fadiga

- *Fadiga 1 – Tráfego normal sem vento – vão até 100m:*
 $0,5 * CM \quad Nc > 2 \times 10^6$
- *Fadiga 2 – Tráfego normal sem vento – vão até 100m:*
 $CP1 + CP2 + 0,5 * CM \quad \left(\begin{array}{l} < 0,66 * f_y - p / \text{tensão normais} \\ < 0,40 * f_y - p / \text{tensão de cisalhamento} \end{array} \right)$
- *Fadiga 3 – Tráfego normal sem vento –*
conectores de cisalhamento: **$0,75 * CM \quad Nc < 6 \times 10^6$**

4.3.7 Composição das longarinas e posição das emendas

- *Comprimento máximo sem emenda* _____ **$C_{max} = 1190cm$**
- *Número de perfis diferentes:*

$$N_p = \left[\begin{array}{l} 1, \\ 2, 2 * C_{max} \leq C \leq 4 * C_{max} \end{array} \right]$$

$$N_p \text{ _____ } 2$$

- *Número de trechos:*

$$N_t = \left[\begin{array}{l} 1, \\ 3, 2 * C_{max} \leq C \leq 3 * C_{max} \end{array} \right]$$

$$N_t \text{ _____ } 3$$

- *Comprimento Perfil 1:*

$$c_1 = \left[\begin{array}{l} C, \quad N_t = 1 \\ C_{max}, \quad N_t > 1 \end{array} \right]$$

$$c_1 \text{ _____ } 11,9m$$

- *Comprimento Perfil 2:*



$$c_2 = \left[\begin{array}{l} 0, N_t = 1 \\ (\frac{C - C_{max}}{2}), N_t = 3 \end{array} \right]$$

c_2 _____ 9,05m

- *Locação das seções:*

$$S_1 = \left[\begin{array}{l} 0, N_t \leq 2 \\ (\frac{L - C_{max}}{2}), N_t = 3 \end{array} \right]$$

S_1 _____ $x_1 = 8,75$ m

$$S_2 = \frac{L}{2}$$

S_2 _____ $x_2 = 14,7$ m

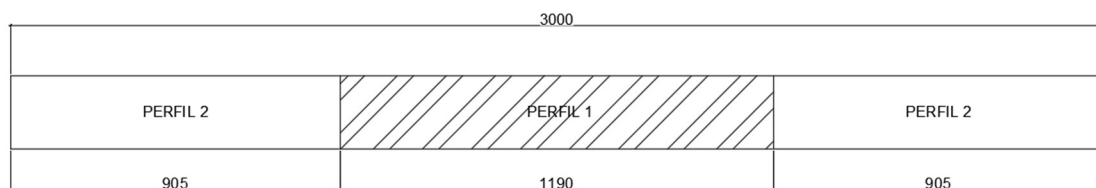


Figura 4.5 – Trechos para os perfis.

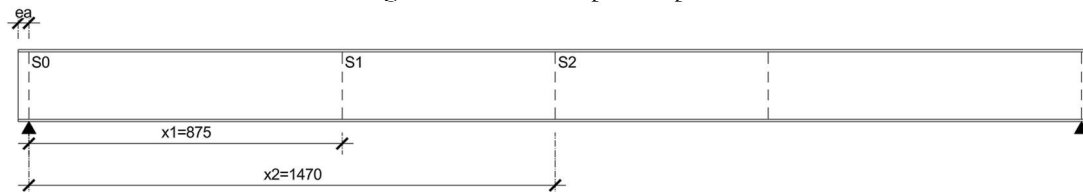


Figura 4.6 – Locação das seções.

4.3.8 Cálculo dos esforços máximos nas seções

4.3.8.1 Seção S0 ($x_0 = 0$ m):

- $M_{CP1}(x) = CP1 * \frac{x}{2} * (L - x)$: _____ 0 kN.m
- $M_{CP2}(x) = CP2 * \frac{x}{2} * (L - x)$: _____ 0 kN.m
- $M_{CM}(x) = \text{linha de influência}$: _____ 0 kN.m
- $Q_{CP1}(x) = CP1 * (\frac{L}{2} - x)$: _____ 363 kN
- $Q_{CP2}(x) = CP2 * (\frac{L}{2} - x)$: _____ 263 kN

- $Q_{CM}(x) = \text{linha de influência (Figura 4.5):}$ _____ **765 kN**

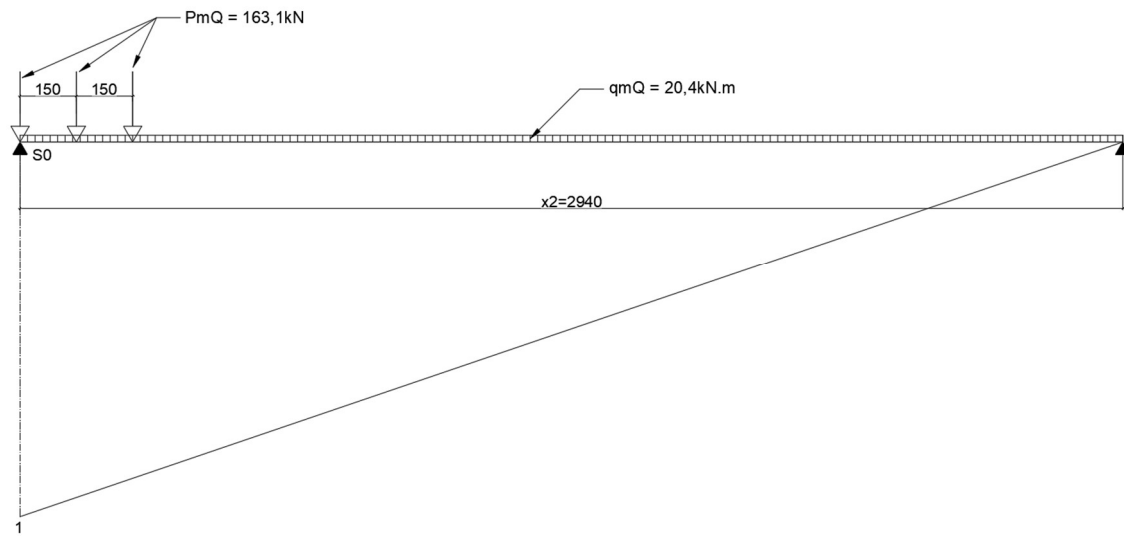


Figura 4.7 – Linha de influência de cortante - carga móvel para S0.

4.3.8.2 Seção S1 ($x_1 = 8,75\text{m}$):

- $M_{CP}(x) = CP1 * \frac{x}{2} * (L - x):$ _____ **2.231,5 kN.m**
- $M_{CP}(x) = CP2 * \frac{x}{2} * (L - x):$ _____ **1.617,2 kN.m**
- $M_{CM}(x) = \text{linha de influência (Figura 4.6):}$ _____ **4.046,2 kN.m**
- $Q_{CP}(x) = CP1 * (\frac{L}{2} - x):$ _____ **147 kN**
- $Q_{CP2}(x) = CP2 * (\frac{L}{2} - x):$ _____ **107 kN**
- $Q_{CM}(x) = \text{linha de influência (Figura 4.7):}$ _____ **467 kN**

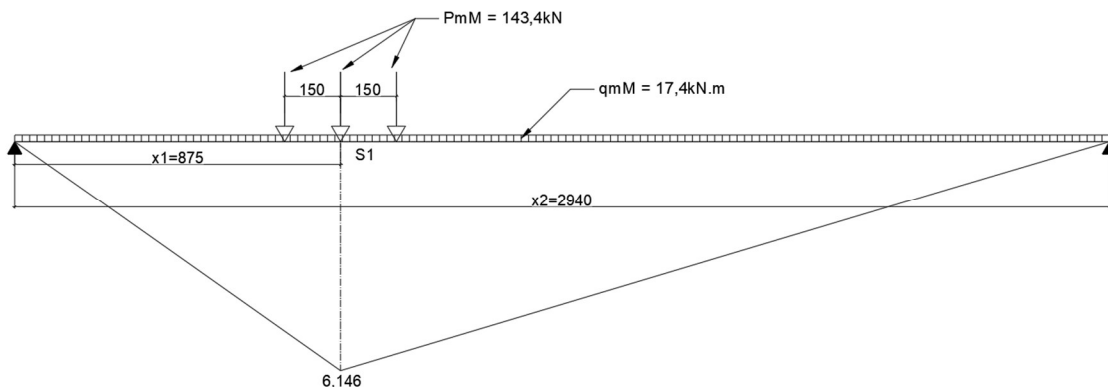


Figura 4.8 – Linha de influência de momento fletor - carga móvel para S1.

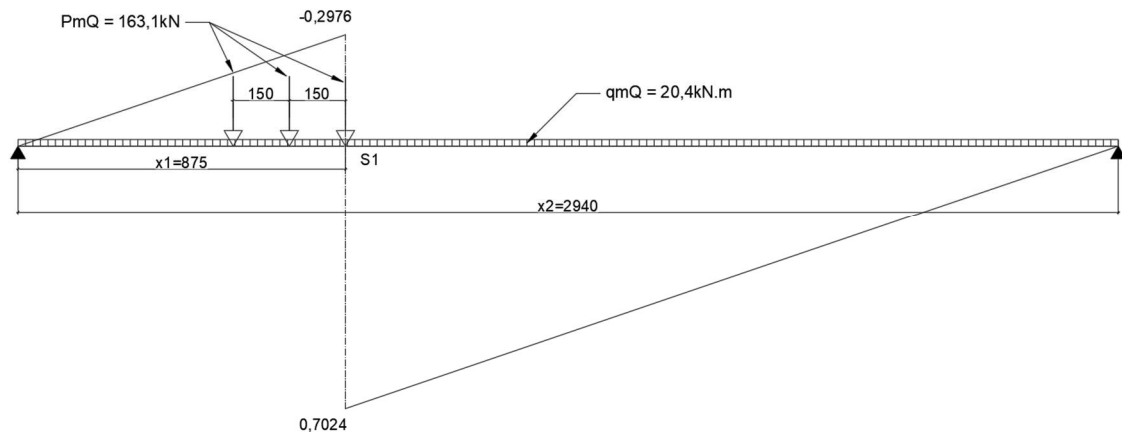


Figura 4.9 – Linha de influência de cortante - carga móvel para S1.

4.3.8.3 Seção S2 ($x_2 = 14,7\text{m}$):

- $M_{CP1}(x) = CP1 * \frac{x}{2} * (L - x)$: _____ 2.668,8 kN.m
- $M_{CP}(x) = CP2 * \frac{x}{2} * (L - x)$: _____ 1.934,0 kN.m
- $M_{CM}(x) = \text{linha de influência (Figura 4.8)}$: _____ 4.880,9 kN.m
- $Q_{CP1}(x) = CP1 * (\frac{L}{2} - x)$: _____ 0 kN
- $Q_{CP2}(x) = CP2 * (\frac{L}{2} - x)$: _____ 0 kN
- $Q_{CM}(x) = \text{linha de influência (Figura 4.9)}$: _____ 295 kN

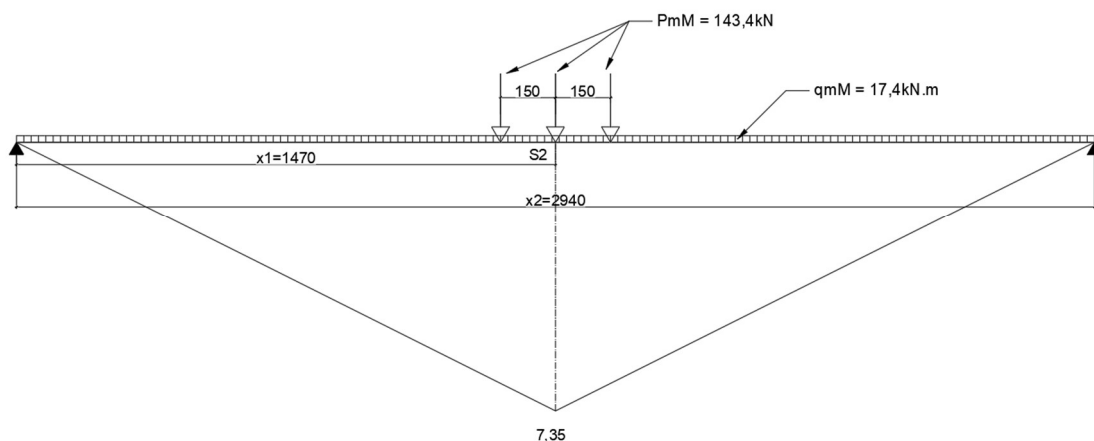


Figura 4.10 – Linha de influência de momento fletor - carga móvel para S2.

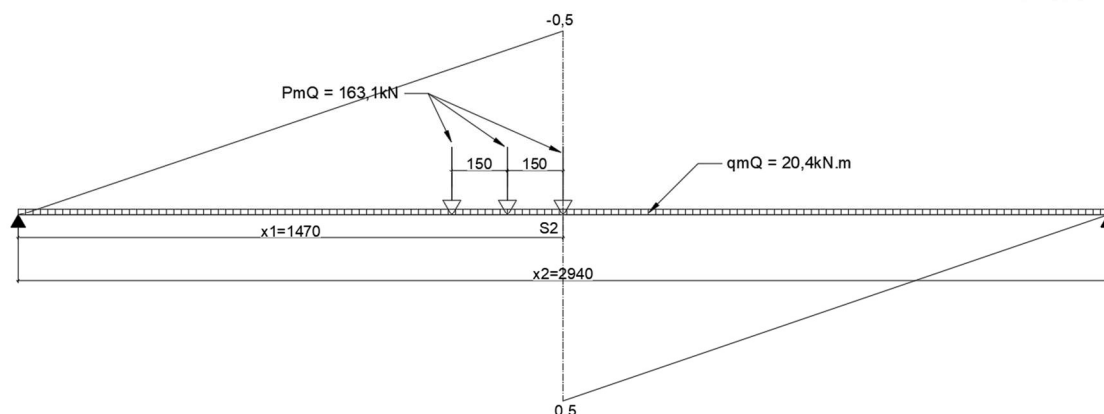


Figura 4.11 – Linha de influência de cortante - carga móvel para S2.

4.3.9 Esforços máximos nas emendas

4.3.9.1 Seção S1 (x=8,75m):

- $1,3 * Q_{CP1}(x_1) + 1,35 * Q_{CP2}(x_1) + 1,5 * Q_{CM}(x_1)$ _____ **1.036 kN**
- $1,3 * M_{CP} (x_1) + 1,35 * M_{CP} (x_1) + 1,5 * M_{CM}(x_1)$ _____ **11.154 kN.m**

4.3.9.2 Seção S2 (x=14,7m):

- $1,3 * Q_{CP1}(x_2) + 1,35 * Q_{CP} (x_2) + 1,5 * Q_{CM}(x_2)$ _____ **442 kN**
- $1,3 * M_{CP1}(x_2) + 1,35 * M_{CP2}(x_2) + 1,5 * M_{CM}(x_2)$ _____ **13.402 kN.m**

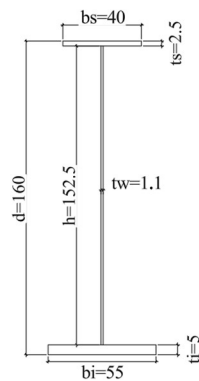
4.4 Dimensões e propriedades das seções

4.4.1 Dimensões dos perfis

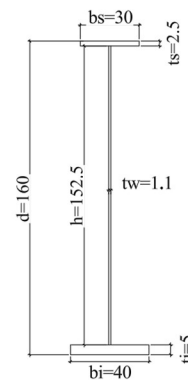
As dimensões dos perfis utilizados para as pontes são pré-definidas por meio de premissas baseadas em experiência adquirida com projetos. Algumas dessas premissas utilizadas serão:

$$\frac{L}{20} \leq d \leq \frac{L}{30}; tw > 8.0 mm; \frac{h}{tw} < 150 \rightarrow s/$$

enrijedor longitudinal; $bs > \frac{h}{6}$; $ts > 1,1 * tw$; $\frac{bs}{2*ts} < 12$; $\frac{bi}{2*ti} < 12$. Essas 7 premissas fazem parte do ponto de partida para a definição da geometria do perfil, porém, somente ao longo dos cálculos, ajustes são feitos até que se obtenha as dimensões ideais para os perfis. A Figura 4.12, a seguir, demonstra as dimensões iniciais estipuladas.



SEÇÃO TRANSVERSAL - PERFIL CENTRAL



SEÇÃO TRANSVERSAL - PERFIL EXTREMO

Figura 4.12 – Seção transversal – Perfil 1 (central) e Perfil 2 (extremos).

4.4.2 Propriedades dos perfis de aço

4.4.2.1 Perfil 1 - Central:

- Área ($A_{(1)}$) _____ 542,75 cm²
- Massa linear ($Peso_{(1)}$) _____ 4,18 kN/m
- Altura da alma ($h_{(1)}$) _____ 152,5 cm
- Centro de gravidade ($CG_{(1)}$) _____ 55,63 cm
- Altura comp. da alma x2 ($hc_{(1)}$) _____ 203,74 cm
- Momento de inércia X ($Ix_{(1)}$) _____ 2275479 cm⁴
- Módulo elástico superior X ($Ws_{(1)}$) _____ 21802 cm³
- Módulo elástico inferior X ($Wi_{(1)}$) _____ 40905 cm³
- Raio de giração X ($Rx_{(1)}$) _____ 64,75 cm
- Momento de inércia Y ($Iy_{(1)}$) _____ 82673 cm⁴
- Inércia Y mesa comprimida ($Iyc_{(1)}$) _____ 13333 cm⁴
- Inércia Y mesa tracionada ($Iyt_{(1)}$) _____ 69323 cm⁴
- Módulo elástico Y ($Wy_{(1)}$) _____ 3006 cm³
- Raio de giração Y ($Ry_{(1)}$) _____ 12,34 cm

4.4.2.2 Perfil 2 - Extremos:

- Área ($A_{(2)}$) _____ 442,75 cm²



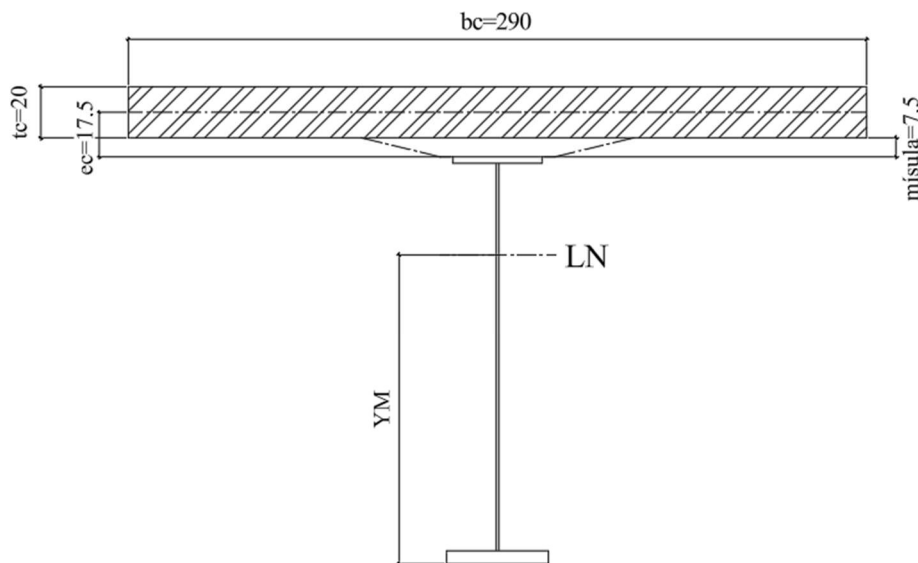
- *Massa linear ($Peso_{(2)}$)* _____ **3,41 kN/m**
- *Altura da alma ($h_{(2)}$)* _____ **152,5 cm**
- *Centro de gravidade ($CG_{(2)}$)* _____ **58,81 cm**
- *Altura comp. da alma x2 ($hc_{(2)}$)* _____ **197,4 cm**
- *Momento de inércia X ($Ix_{(2)}$)* _____ **1793293 cm⁴**
- *Módulo elástico superior X ($Ws_{(2)}$)* _____ **17722 cm³**
- *Módulo elástico inferior X ($Wi_{(2)}$)* _____ **30496 cm³**
- *Raio de giração X ($Rx_{(2)}$)* _____ **63,64 cm**
- *Momento de inércia Y ($Iy_{(2)}$)* _____ **32309 cm⁴**
- *Inércia Y mesa comprimida ($Iyc_{(2)}$)* _____ **5625 cm⁴**
- *Inércia Y mesa tracionada ($Iyt_{(2)}$)* _____ **26667 cm⁴**
- *Módulo elástico Y ($Wy_{(2)}$)* _____ **1615 cm³**
- *Raio de giração Y ($Ry_{(2)}$)* _____ **8,54 cm**

4.4.2.3 Peso da estrutura de aço

- *Peso ($(Peso_{(1)} * C_{(1)} + Peso_{(2)} * C_{(2)} * 2) * nv * 1,1$)* _____ **490,5 kN**
- *Taxa média da est. ($\frac{Peso}{C*B}$)* _____ **1,28 kN/m²**

4.4.3 Propriedades da seção mista de concreto e aço

- *Largura efetiva da mesa de concreto (bc)* _____ **2,9 m**
- *Mísula* _____ **0,075 m**
- *ec ($\frac{tc}{2} + mísula$)* _____ **0,175 m**



SEÇÃO TRANSVERSAL - PERFIL E LAJE

Figura 4.13 – Seção transversal – perfil metálico + laje de concreto.

4.4.3.1 Perfil 1 – Central:

4.4.3.1.1 Relação E_a/E_c inicial:

- N_1 _____ 7
- YM_1 _____ 129,26 cm
- IM_1 _____ 7173864 cm⁴
- WSM_1 _____ 233409 cm³
- WIM_1 _____ 55497 cm³
- WC_1 _____ 862315 cm³

4.4.3.1.2 Relação E_a/E_c final:

- N_2 _____ 21
- YMF_1 _____ 96,73 cm
- IM_{F1} _____ 5003395 cm⁴
- $WSMF_1$ _____ 79080 cm³
- $WIMF_1$ _____ 51725 cm³
- WCF_1 _____ 1157554 cm³

4.4.3.2 Perfil 2 – Extremos:

4.4.3.2.1 Relação E_a/E_c inicial:

- N_1 _____ 7



- YM_2 _____ 136,16 cm
- IM_2 _____ 5886259 cm⁴
- WSM_2 _____ 246941 cm³
- WIM_2 _____ 43229 cm³
- WC_2 _____ 802620 cm³

4.4.3.2.2 Relação Ea/Ec final:

- N_2 _____ 21
- YMF_2 _____ 104,4 cm
- IMF_2 _____ 4198786 cm⁴
- $WSMF_2$ _____ 75522 cm³
- $WIMF_2$ _____ 40217 cm³
- WCF_2 _____ 1061107 cm³

4.5 Verificação das vigas de aço e laje de concreto

Nesta etapa, serão feitos os cálculos para a obtenção das tensões atuantes e as tensões resistentes da estrutura de aço e da estrutura mista composta pelo perfil e a laje. Para o cálculo das tensões atuantes na estrutura devido a carga permanente e sobrecargas, estes deverão ser multiplicados por fatores γ , informados na Figura 4.14, a seguir. A Figura 4.15, a seguir, informa os fatores ψ de redução, que devem ser utilizados para as combinações.

Serão verificadas 3 condições de ELU que a ponte estará submetida: “Resistência I”, a qual é o peso próprio da estrutura + carga móvel; “Resistência II”, cargas de peso próprio + carga móvel + presença de vento; “Resistência III”, carga de peso próprio somente da viga metálica, ou seja, carga durante a construção da ponte.



Tabela 3 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_1 = \gamma_{11} \gamma_{13}$

Combinações	Ações permanentes γ_g^a			
	Diretas			Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis γ_q^a			
	Efeito da temperatura	Ação do vento	Demais ações variáveis.	
Normais	1,20	1,40	1,50	
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,30	
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não podem ser incluídas nas combinações.

Figura 4.14 – Valores de ponderação das ações.

Fonte: ABNT NBR 16694:2020.

Tabela 4 – Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{a, b}$
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos Pontes rodoviárias		0,7	0,5	0,3

^a Para combinações excepcionais onde a ação principal for o sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.
^b Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.

Figura 4.15 – Fatores de redução ψ .

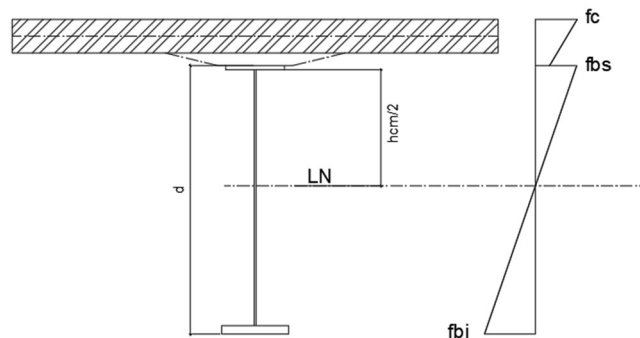
Fonte: ABNT NBR 16694:2020.

4.5.1 Resistência I – Peso próprio + Carga móvel

Combinação de carga básica, a qual é relacionada ao uso da ponte por veículos sem a presença de vento.

- Combinação _____ $1,3 * CP1 + 1,35 * CP2 + 1,5 * CM$

4.5.1.1 Tensões solicitantes de cálculo – Perfil 1 (central):



SEÇÃO TRANSVERSAL - DIAGRAMA DE TENSÕES

Figura 4.16 – Seção transversal – diagrama de tensões.

- mesa superior (fbs_1) _____ 22,4 kN/cm²
- mesa inferior (fbi_1) _____ 26,7 kN/cm²
- alma (fv_1) _____ 6,2 kN/cm²
- laje de concreto (fc_1) _____ 1,1 kN/cm²

4.5.1.2 Tensões resistentes de cálculo – Perfil 1 (central):

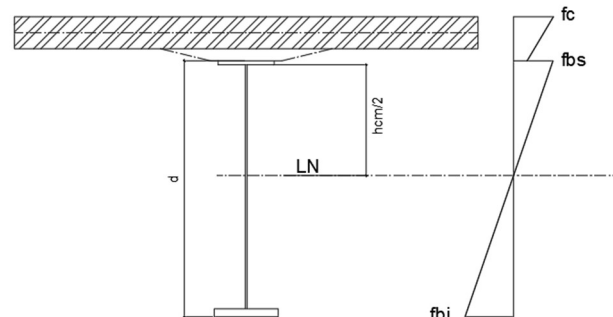
- Tração e compressão nas mesas (Fb_1) _____ 31,4 kN/cm²
- Cisalhamento na alma (Fv) _____ 18,8 kN/cm²
- compressão na laje de concreto (Fc) _____ 2,1 kN/cm

4.5.1.3 Conclusão para verificação – Resistência I – Perfil 1 (central):

- mesa superior ($\frac{fbs_1}{Fb_1}$) _____ 0,71 < 1,0 ⇒ ok
- mesa inferior ($\frac{fbi_1}{Fb_1}$) _____ 0,85 < 1,0 ⇒ ok
- alma ($\frac{fv_1}{Fv}$) _____ 0,33 < 1,0 ⇒ ok
- laje de concreto ($\frac{fc_1}{Fc}$) _____ 0,50 < 1,0 ⇒ ok



4.5.1.4 Tensões solicitantes de cálculo – Perfil 2 (extremidades):



SEÇÃO TRANSVERSAL - DIAGRAMA DE TENSÕES

Figura 4.17 – Seção transversal – diagrama de tensões.

- mesa superior (fbs_2) _____ 21,7 kN/cm²
- mesa inferior (fbi_2) _____ 29,0 kN/cm²
- alma (fv_2) _____ 11,8 kN/cm²
- laje de concreto (fc_2) _____ 1,0 kN/cm²

4.5.1.5 Tensões resistentes de cálculo – Perfil 2 (extremidades):

- Tração e compressão nas mesas (Fb_2) _____ 31,4 kN/cm²
- Cisalhamento na alma (Fv) _____ 18,8 kN/cm²
- compressão na laje de concreto (Fc) _____ 2,1 kN/cm²

4.5.1.6 Conclusão para verificação – Resistência I – Perfil 2 (extremidades):

- mesa superior ($\frac{fbs_1}{Fb_1}$) _____ 0,69 < 1,0 ⇒ ok
- mesa inferior ($\frac{fbi_1}{Fb_1}$) _____ 0,92 < 1,0 ⇒ ok
- alma ($\frac{fv_1}{Fv}$) _____ 0,63 < 1,0 ⇒ ok
- laje de concreto ($\frac{fc_1}{Fc}$) _____ 0,45 < 1,0 ⇒ ok



4.5.2 Resistência II – Peso próprio + Carga móvel + Carga de vento

A equação “Comb.1”, a seguir, se refere a combinação de carga a qual a carga móvel (CM) está como ação principal e a carga de vento está como carga fatorada pelo fator de redução $\psi = 0,6$. “Comb.2”, a seguir, se refere a combinação de carga a qual a carga de vento (CV) está como ação principal e a carga móvel está como carga fatorada pelo fator de redução $\psi = 0,7$.

- Comb.1(CM) $\Rightarrow 1,3 * CP1 + 1,35 * CP2 + 1,5 * CM + 0,6 * 1,4 * CV$
- Comb.2(CV) $\Rightarrow 1,3 * CP1 + 1,35 * CP2 + 0,7 * 1,5 * CM + 1,4 * CV$
- Distancia entre diafragmas (dist_diaf) _____ 4,2 m
- Vento na metade inferior da viga (v) _____ 2,65 kN/m
- Momento na mesa inferior (Mcv) _____ 584 kN.cm

4.5.2.1 Tensão solicitante de cálculo – Comb.1 - Perfil 1 (central):

- Tração e compressão nas mesas (f_{bi_1}) _____ 26,9 kN/cm²
- Solicitante/resistente ($\frac{f_{bi_1}}{F_{b_1}}$) _____ 0,86 < 1,0 $\Rightarrow ok$

4.5.2.2 Tensão solicitante de cálculo – Comb.2 - Perfil 1 (central):

- Tração e compressão nas mesas (f_{bi_1}) _____ 23,1 kN/cm²
- Solicitante/resistente ($\frac{f_{bi_1}}{F_{b_1}}$) _____ 0,74 < 1,0 $\Rightarrow ok$

4.5.2.3 Tensão solicitante de cálculo – Comb.1 - Perfil 2 (extremidades):

- Tração e compressão nas mesas (f_{bi_1}) _____ 29,3 kN/cm²
- Solicitante/resistente ($\frac{f_{bi_1}}{F_{b_1}}$) _____ 0,94 < 1,0 $\Rightarrow ok$

4.5.2.4 Tensão solicitante de cálculo – Comb.2 - Perfil 2 (extremidades):

- Tração e compressão nas mesas (f_{bi_1}) _____ 25,4 kN/cm²
- Solicitante/resistente ($\frac{f_{bi_1}}{F_{b_1}}$) _____ 0,81 < 1,0 $\Rightarrow ok$



4.5.3 Resistência III – Peso próprio

Combinação de carga para análise da estrutura durante a fase da construção. Considerado somente o peso das vigas metálicas sem a laje de concreto. Análise feita somente para o perfil 1 (central), visto que, por possuir o maior comprimento, é quem controla o dimensionamento para a resistência III.

- Combinação _____ $1,2 * CP1 + 1,2 * 1,0 \left[\frac{kN}{m^2} \right] * b$

4.5.3.1 Tensão solicitante de cálculo:

- Momento fletor solicitante de cálculo (M_{sd}) _____ 394742 kN.cm

4.5.3.2 Tensão resistente de cálculo:

- Escoamento da mesa tracionada (EMT) _____ 1282935 kN.cm
- Flambagem lateral por torção (FLT) _____ 595642 kN.cm
- Flambagem local da mesa comprimida (FLM) _____ 644508 kN.cm
- MF resist. de cálc. ($M_{rd} = \min (EMT, FLM, FLT)$) _____ 595642 kN.cm

4.5.3.3 Conclusão para verificação – Resistência III:

- Solicitante/resistente ($\frac{M_{sd}}{M_{rd}}$) _____ $0,66 < 1,0 \Rightarrow ok$

4.6 Verificação da deformação e contra-flecha

Conforme a norma NBR 16694:2020 – Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto, o valor de deslocamento máximo para o caso de pontes é de



$L/800$, sendo L o vão efetivo de cálculo em cm. Nos casos em que existem passagem de pedestres, o valor de deslocamento máximo deve ser de $L/1000$. Para os balanços, caso haja, o valor limite será de $L/300$ ou $L/375$ caso exista passagem de pedestres. A Figura 4.18, a seguir, demonstra os valores de redução ψ para as verificações de deformação da estrutura.

Serão verificados 2 estados de serviço: “*Combinações frequentes*”, aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 2×10^2 vezes em 50 anos. São utilizadas para os estados limites reversíveis, ou seja, que não causam danos permanentes à estrutura; “*Combinações raras*”, são combinações que podem atuar no máximo durante algumas horas durante o período de vida da estrutura. São utilizadas para os estados limites irreversíveis, ou seja, que causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção.

Tabela 5 – Valores dos fatores de redução para combinação frequente de fadiga

Carga móvel e seus efeitos dinâmicos	$\Psi_{1,fad}$	N
Pontes rodoviárias		
Lajes do tabuleiro	0,8	2×10^6
Vigas transversais	0,7	2×10^6
Vigas longitudinais ^a		
— vão até 100 m	0,5	2×10^6
— vão de 200 m	0,4	2×10^6
— vão ≥ 300 m	0,3	2×10^6
— mesoestrutura e infraestrutura ^b	0	
^a O valor de $\Psi_{1,fad}$ pode ser interpolado linearmente entre 100 m e 300 m.		
^b Desde que ligadas à superestrutura apenas por aparelhos de apoio. Não é o caso, por exemplo, de pontes de pórtico ou pontes estaiadas.		

Figura 4.18 - Fatores de redução ψ para combinação de fadiga.

Fonte: ABNT NBR 16694:2020.

4.6.1 Serviço I – Combinação frequente:

- Δ_1 _____ **1,51 cm**
- Δ_{adm2} _____ **2,94 cm**
- $\frac{\Delta_1}{\Delta_{adm2}}$ _____ **$0,51 < 1,0 \Rightarrow ok$**

4.6.2 Serviço II – Combinação rara:



- Δ_2 _____ 3,02 cm
- Δ_{adm3} _____ 3,675 cm
- $\frac{\Delta_2}{\Delta_{adm3}}$ _____ 0,82 < 1,0 $\Rightarrow ok$

4.6.3 Diagrama de contra-flecha – CP – Seção S1:

- *Devido à CP1* (Δ_1) _____ 5,10 cm
- *Devido à CP2* (Δ_2) _____ 1,50 cm
- ($\Delta_1 + \Delta_2$) _____ 6,6 cm
- *Contra – flecha adota* _____ 7,0 cm

4.6.4 Diagrama de contra-flecha – CP – Seção S2:

- *Devido à CP1* (Δ_1) _____ 6,31 cm
- *Devido à CP2* (Δ_2) _____ 1,86 cm
- ($\Delta_1 + \Delta_2$) _____ 8,2 cm
- *Contra – flecha adota* _____ 9,0 cm

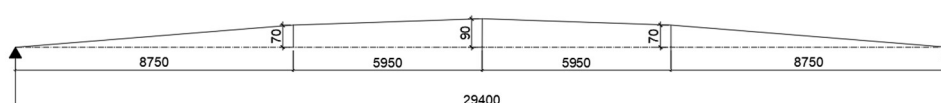


Figura 4.19 – Diagrama de contra-flecha.

4.7 Conectores de cisalhamento

Os conectores de cisalhamento são os elementos responsáveis pela conexão entre a laje de concreto e as vigas metálicas. É a partir destes conectores que ocorre a



interação da viga metálica com a laje de concreto. Sem estes elementos, ocorreria um deslizamento entre a laje e a viga devido o cisalhamento longitudinal.

Os conectores são incorporados a estrutura sendo soldados nas vigas metálicas. Após serem soldados nas vigas metálicas, os conectores serão incorporados ao concreto no momento de concretagem da laje.

4.7.1 Resistência de um conector:

4.7.1.1 Resistência à fadiga:

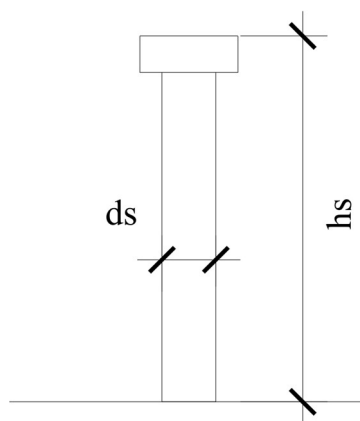


Figura 4.20 – Conector de cisalhamento.
Fonte: Autor.

- Altura (h_s) _____ 15 cm
- Diâmetro (d_s) _____ 2,2 cm
- Área (A_{cs}) _____ 3,8 cm²
- Verificação ($\frac{h_s}{d_s}$) _____ 6,82 > 4 ⇒ ok
- σ_{SR} _____ 4,5 kN/cm²
- Resistência à fadiga (Z_r) _____ 21,77 kN / stud

4.7.1.2 Resistência última:

- Resis. do aço do conector à ruptura (f_{ucs}) _____ 41,5 kN/cm²
- Resistência de cálculo (Q_{rd}) _____ 126,2 kN / stud

4.7.2 Cálculo da distância entre conectores:

4.7.2.1 Região extremos entre S0 e S1:

- Constante para cálculo, m_0 _____ 36769 cm³
- Cisalhamento horizontal / cm (Sr_0) _____ 3,6 kN/cm
- Espaçamento entre grupo de studs (esp_0) _____ 50 cm
- Número de studs / grupo (n_0s) _____ 9
- Conclusão : Usar grupos de 9 studs 22x150 cm afastados de 50 cm.

- Espaçamento mínimo transversal _____ 90 mm
- Espaçamento mínimo longitudinal _____ 132 mm
- Largura da mesa superior (bs_2) _____ 300 mm
- Cobrimento lateral mínimo (b_{cob}) _____ 36 mm
- Apoio mínimo da pré – laje treliçada (b_{pre}) _____ 50 mm
- Número máximo de conectores/seção _____ 3

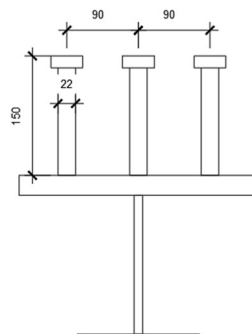


Figura 4.21 – Seção transversal de grupo de conectores.

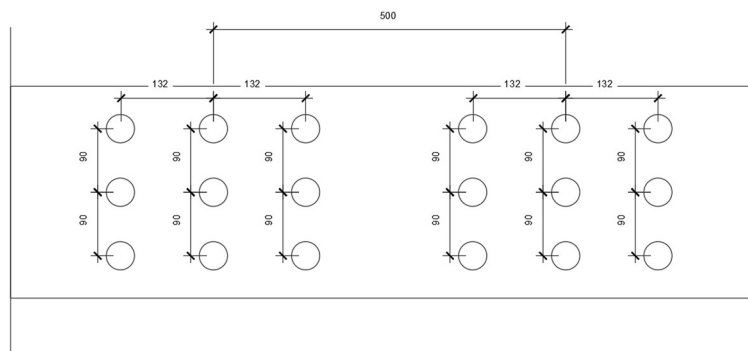


Figura 4.22 – Planta de grupo de conectores.

4.7.2.2 Região extremos entre S1 e S2:

- *Constante para cálculo, m_1* _____ **42906 cm³**
- *Cisalhamento horizontal / cm (Sr_1)* _____ **2,8 kN/cm**
- *Espaçamento entre grupo de studs (esp_1)* _____ **50 cm**
- *Número de studs / grupo (n_{1s})* _____ **6**
- *Conclusão : Usar grupos de 6 studs 22x150 cm afastados de 50 cm.*
- *Espaçamento mínimo transversal* _____ **90 mm**
- *Espaçamento mínimo longitudinal* _____ **132 mm**
- *Largura da mesa superior (bs_1)* _____ **400 mm**
- *Número máximo de conectores/seção* _____ **3**

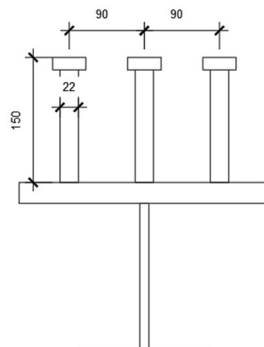


Figura 4.23 – Seção transversal de grupo de conectores.

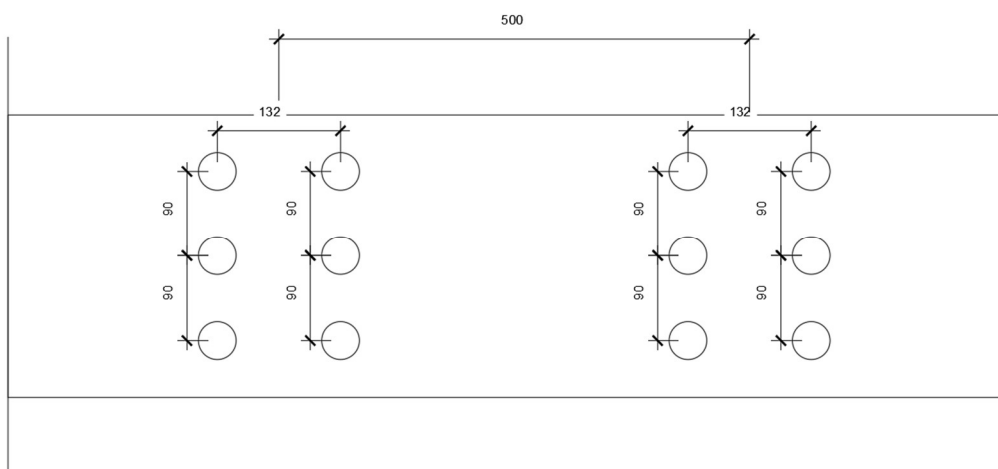


Figura 4.24 – Planta de grupo de conectores.



4.7.2 Verificação do nº mínimo de conectores:

- Resistência última do perfil de aço (T_{ad}) _____ 15275 kN
- Resistência última da laje de concreto (C_{cd}) _____ 14790 kN
- Nº mínimo de studs em toda viga (N_{smin}) _____ 235
- Nº de studs dimensionados em toda viga (N_{suts}) _____ 439
- Conclusão _____ $N_{suts} > N_{smin} \Rightarrow ok$

4.8 Aparelhos de apoio

Pontes e viadutos possuem apoios especiais na conexão entre viga e encontro de concreto. Estes apoios possuem uma flexibilidade limitada para deslocamentos nos eixos x, y e z pois este tipo de OAE está sujeita a ações de frenagem e de mudança de temperatura. Caso a ponte fosse completamente travada, impedindo os deslocamentos provocados por essas ações, o encontro ou algum pilar intermediário estaria vulnerável a um alto valor de momento fletor.

Visto este cenário de necessidade de pequenos deslocamentos, são empregados três tipos mais comuns: Aparelhos de apoio elastoméricos; Articulações metálicas móveis e Articulações Freyssinet. Para este trabalho foi utilizado um tipo de aparelho de apoio elastomérico denominado Neoprene fretado, o qual é composto por totalmente de elastômero e em seu interior possui chapas metálicas. A Figura 4.25, a seguir, demonstra o Neoprene fretado.



Figura 4.25 – Neoprene fretado.

Disponível em: <https://www.logfer.com.br/neoprene-constru%C3%A7%C3%A3o-civil/apoio-de-neoprene-fretado>. Acesso em 02/07/2025.

4.8.1 cargas na base:

- *Carga vertical máxima/extremidade de viga ($V_{máx}$)* _____ **1391 kN**
- *Carga horizon. longitu. de frenagem e aceleração (H_x)* _____ **33,75 kN**
- *Carga horizon. transvers. devido ao vento (H_y)* _____ **191 kN**

4.8.2 Aparelhos de apoio Neoprene Fretado:

- *Reação máxima no apoio ($V_{máx}$)* _____ **1391 kN**
- *Coef. de dilatação térmica (β_a)* _____ **$1,2 \times 10^{-5} / K$**
- *Gradiente máximo de temperatura (ΔT)* _____ **50 K**
- *Deslocamento máximo no apoio (ΔL)* _____ **17,64 mm**
- *Rotação máxima no apoio (α)* _____ **$1,9 \times 10^{-5} rad$**
- *Conclusão : Usar aparelho fretado de 350x450x39mm.*

O aparelho de apoio acima, 350x450x39mm, foi escolhido com base na Figura 4.26, a seguir, onde é possível, por comparação, concluir que a resistência do aparelho escolhido, atende as forças e deslocamentos solicitantes apresentadas em 4.8.2.



Tabela A1 - Aparelhos de apoio em neoprene fretados

Dimensões padronizadas		Composição do aparelho de apoio fretado					Valores admissíveis		Rotação por camada de elastomero	
Dimensões em planta	Espessura (mm)	Espessura camadas elastomero (mm)	Espessura chapa de aço (mm)	Quantidade camadas elastomero (unid)	Quantidade chapas de aço (unid)	Espessura total camadas elastomero (mm)	Deslocamento (mm)	Carga (kN)	Comprimento (Radiano)	Largura (radiano)
350x450	24	11	4	1	2	16	12	1580	0,0025	0,0020
	39			2	3	27	19,5			
	54			3	4	38	27			
	69			4	5	49	34,5			
	84			5	6	60	42			
	99			6	7	71	49,5			

Figura 4.26 – Tabela A1 - aparelhos de apoio em Neoprene fretado.
Fonte: Manual de pontes e viadutos em vigas mistas.

4.9 Enrijecedores

4.9.1 Enrijecedor de apoio:

Conforme os itens 5.7.9.3 e 5.7.9.4 da norma NBR 8800:2024 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações, o enrijecedor de apoio deve se estender por toda a altura da alma, ter suas extremidades em perfeito contato com as mesas e ser soldadas a alma. Os enrijecedores devem ser dimensionados como barras comprimidas para o estado-limite último de instabilidade por flexão em relação a um eixo no plano médio da alma. A seção transversal a ser considerada é formada pelos enrijecedores mais uma faixa de alma de largura igual a $12t_w$, conforme Figuras 4.27 e 4.28, a seguir.

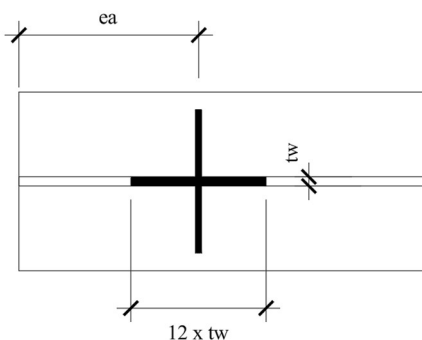


Figura 4.27 – Planta de enrijecedor de apoio.
Fonte: Manual de pontes e viadutos em vigas mistas.

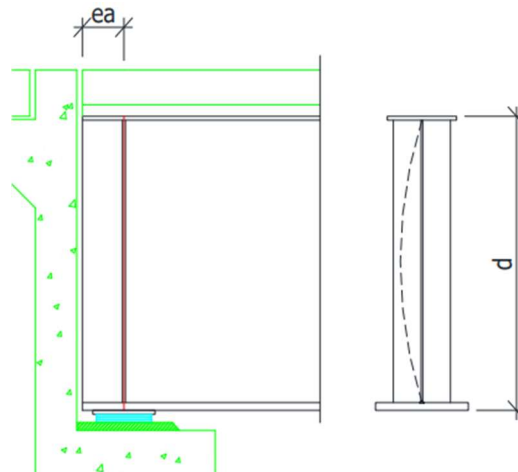


Figura 4.28 – Seção transversal de enrijecedor de apoio.
Fonte: Manual de pontes e viadutos em vigas mistas.

4.9.1.1 Reação máxima de cálculo no apoio:

- Força solicitante (R_{sd}) _____ 1993 kN

4.9.1.2 Propriedades do enrijecedor:

- Largura do enrijecedor (b_{sa}) _____ 20 cm
- Espessura do enrijecedor (t_{sa}) _____ 2,2 cm
- Área (em planta) (A_{sa}) _____ 102,52 cm²
- Momento de inércia (I_{sa}) _____ 11735 cm⁴
- Raio de giração (r_{sa}) _____ 10,7 cm

4.9.1.3 Verificação do esmagamento:

- Resistência ao esmagamento (Re_{rd}) _____ 3380 kN
- Conclusão _____ $Re_{rd} > R_{sd} \Rightarrow ok$

4.9.1.4 Verificação das resistências a compressão:

- λ_o _____ 0,15
- χ _____ 0,99
- Resistência a compressão (Rc_{rd}) _____ 3186 kN
- Conclusão _____ $Rc_{rd} > R_{sd} \Rightarrow ok$



4.9.2 Enrijecedores transversais:

4.9.2.1 Verificação da necessidade de enrijecedores:

- Força solicitante (V_u) _____ 1993 kN
- Área resistente (A_w) _____ 167,75 cm²
- Sem enrijecedor, k_v _____ 5
- Força resistente ($V_{rd}(k_v)$) _____ 714,3 kN
- Conclusão _____ $V_{rd} < V_u \Rightarrow$ **Necessita enrijecedores**

4.9.2.2 Espaçamento entre enrijecedores no primeiro painel:

- Força solicitante ($V_u(x_0)$) _____ 1993 kN
- Distancia entre diafragmas ($dist_diaf$) _____ 4,2 m
- Distancia $a_1(\frac{dist_diaf}{5})$ _____ 82 cm
- kk_v _____ 21,5
- Força resistente ($V_{rd}(kk_v)$) _____ 2796 kN
- Conclusão _____ $V_{rd} > V_u \Rightarrow$ **a_1 ok**

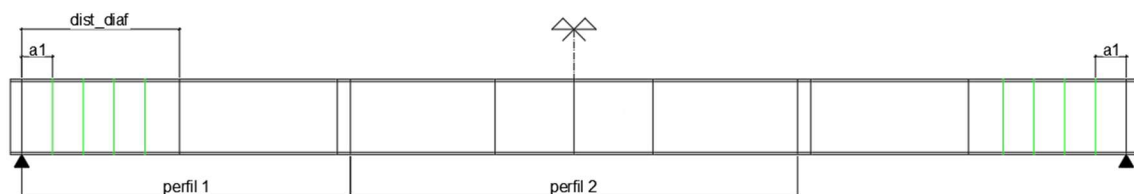


Figura 4.29 – Disposição dos enrijecedores no primeiro painel.

4.9.2.3 Espaçamento entre enrijecedores no segundo painel:

- $Q_{CP1}(dist_diaf) = CP1 * (\frac{L}{2} - x)$: _____ 260 kN
- $Q_{CP}(dist_diaf) = CP2 * (\frac{L}{2} - x)$: _____ 188 kN
- $Q_{CM}(dist_diaf) =$ linha de influência (Figura 4.27): _____ 621 kN

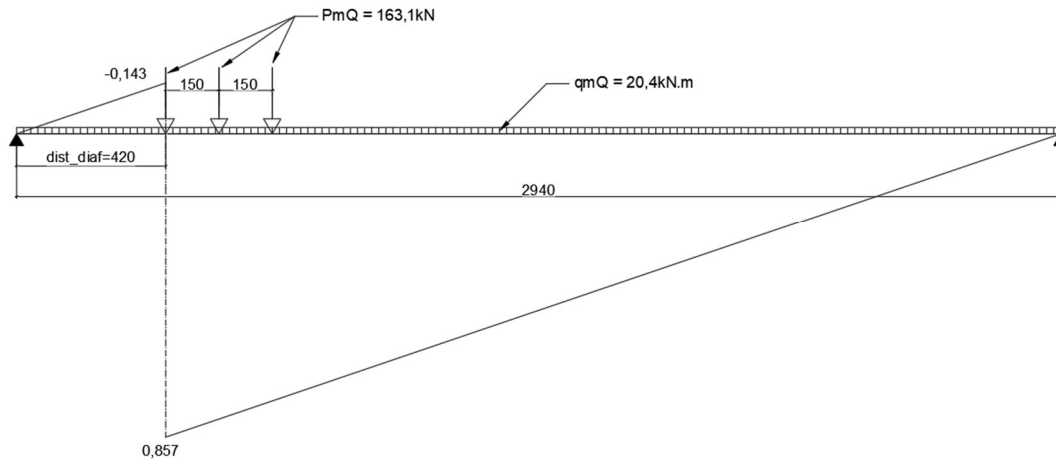


Figura 4.30 – Linha de influência de cortante - carga móvel para dist_diaf.

- $F. solici. (V_u(1,35 * (Q_{CP1} + Q_{CP2}) + 1,5 * Q_{CM}))$ _____ **1537 kN**
- $Distancia entre diafragmas (dist_diaf)$ _____ **4,2 m**
- $Distancia a_2(\frac{dist_diaf}{4})$ _____ **105 cm**
- kkv _____ **15,5**
- $Força resistente (V_{rd}(kkv))$ _____ **2214 kN**
- $Conclusão$ _____ $V_{rd} > V_u \Rightarrow a_2 ok$

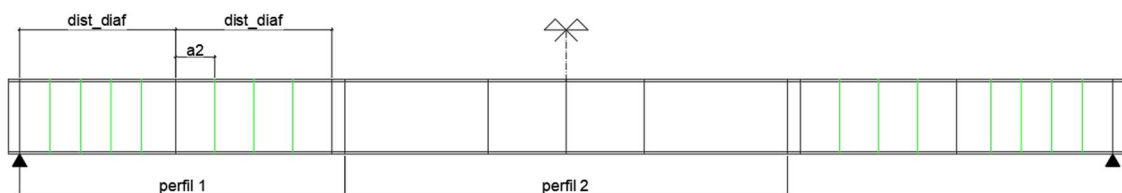
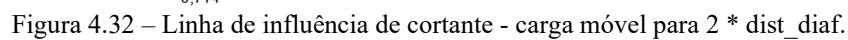


Figura 4.31 – Disposição dos enrijecedores no segundo painel.

4.9.2.4 Espaçamento entre enrijecedores no terceiro painel:

- $Q_{CP1}(2 * dist_diaf) = CP1 * (\frac{L}{2} - x):$ _____ **156 kN**
- $Q_{CP2}(2 * dist_diaf) = CP2 * (\frac{L}{2} - x):$ _____ **113 kN**
- $Q_{CM}(2 * dist_diaf) = linha de influência (Figura 4.29):$ _____ **426 kN**



-
- Diagrama de un puente de tres luces con un eje de camión. El diagrama muestra la estructura del puente con sus pilas y apoyos. Se indican las distancias entre pilas como $dist_diaf$ y la distancia desde el eje de camión hasta la pila central como $a3$. El eje de camión está representado por una flecha que apunta hacia abajo en el centro del puente. El diagrama está dividido en dos secciones: 'perfil 1' a la izquierda y 'perfil 2' a la derecha.

45

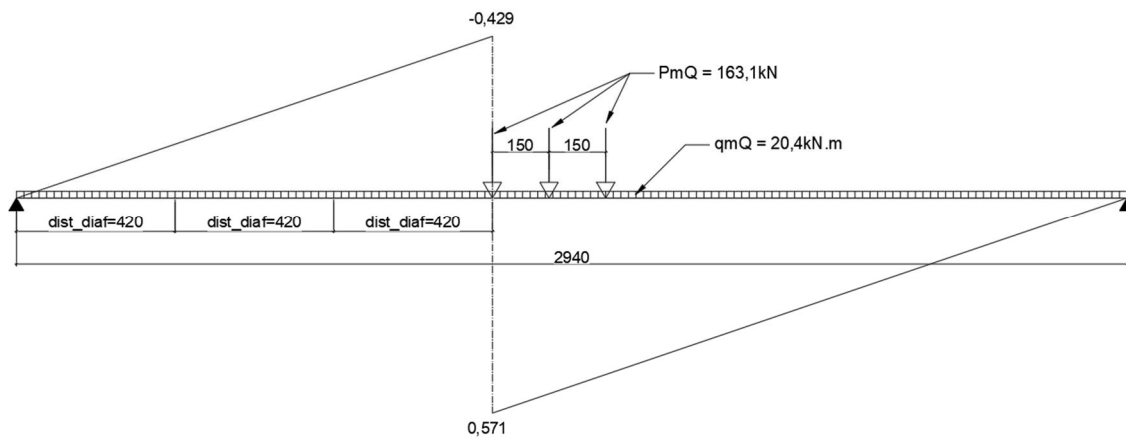


Figura 4.34 – Linha de influência de cortante - carga móvel para $3 * \text{dist_diaf}$.

- *F. solici.* ($V_u(1,35 * (Q_{CP} + Q_{CP2}) + 1,5 * Q_{CM})$) _____ 732 kN
- *Distancia entre diafragmas (dist_diaf)* _____ 4,2 m
- *Distancia $a_4(\frac{\text{dist_diaf}}{1})$* _____ 4,2 cm
- *kkv* _____ 5,7
- *Força resistente ($V_{rd}(kkv)$)* _____ 817 kN
- *Conslusão* _____ $V_{rd} > V_u \Rightarrow a_4 \text{ ok}$

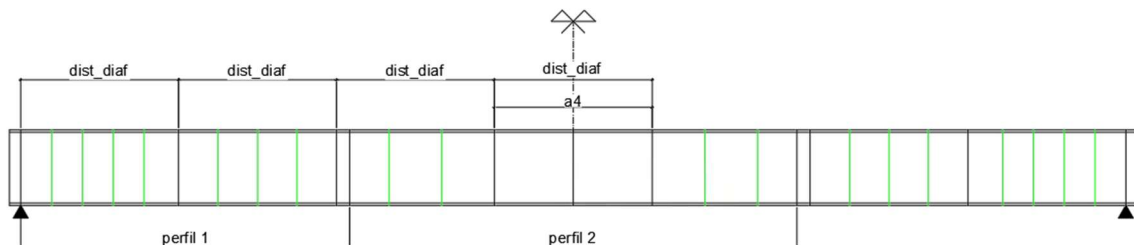


Figura 4.35 – Disposição dos enrijecedores no quarto painel.

4.9.2.6 Dimensionamento dos enrijecedores transversais intermediários:

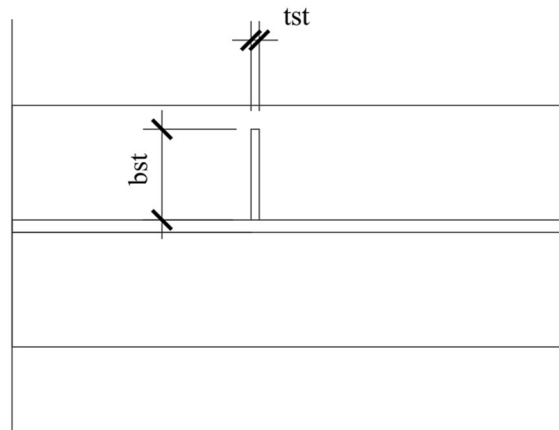


Figura 4.36 – Planta baixa dos enrijecedores transversais.
Fonte: Manual de pontes e viadutos em vigas mistas.

- Espessura do enrijecedor (t_{st}) _____ 1,25 cm
- Largura do enrijecedor (b_{st}) _____ 15 cm
- Esbeltez do enrijecedor ($\frac{b_{st}}{t_{st}}$) _____ $12 < 0,56 * \left(\frac{Ea}{f_y}\right)^{\frac{1}{2}} = 13,48 \Rightarrow ok$
- j _____ 4,57
- Momento de inércia mínimo ($I_{st_{min}}$) _____ 1005 cm⁴
- Momento de inércia (I_{st}) _____ 1406 cm⁴
- Conclusão : Usar 1 x chapa de 1,25 x 15 cm.

4.10 Solda de composição dos perfis

4.10.1 Cortantes máximos:

- $Q_{CP1}(x_0)$ _____ 363 kN
- $Q_{CP2}(x_0)$ _____ 263 kN
- $Q_{CM}(x_0)$ _____ 765 kN

4.10.2 Esforço na solda superior:

- S_{CP1_SUP} _____ 1,52 kN/cm
- S_{CP2_SUP} _____ 0,26 kN/cm



- S_{CM_SUP} _____ 4,7 kN/cm
- $S_{SUP}(1,35 * (S_{CP1_SUP} + S_{CP2_SUP}) + 1,5 * S_{CM_SUP})$ _____ 9,4 kN/cm

4.10.3 Esforço na solda inferior:

- S_{CP1_INF} _____ 2,28 kN/cm
- S_{CP2_INF} _____ 1,82 kN/cm
- S_{CM_INF} _____ 3,47 kN/cm
- $S_{INF}(1,35 * (S_{CP1_INF} + S_{CP2_INF}) + 1,5 * S_{CM_INF})$ _____ 10,74 kN/cm

4.10.4 Dimensionamento das soldas de composição do perfil:

- Resistência da solda E70 (f_w) _____ 485 MPa
- $F_{vs} \left(\frac{0,6 * f_w}{1,35} \right)$ _____ 21,6 kN/cm²
- Resistência de 1 cm de filete de 1 mm (R_{filete}) _____ 1,52 kN/cm/mm
- Filete de solda necessário $\left(\frac{S_{INF}}{R_{filete}} \right)$ _____ 4 mm

Através do cálculo apresentado no item 4.10.4 acima, conclui-se que o filete de solda necessário entre as chapas de composição das mesas e da alma deve ser de 4 mm. Porém, este trabalho é baseado em diretrizes americanas e, com isso, deve-se seguir a diretriz americana de solda que é regida pela American Welding Society – AWS o qual apresenta valores mínimos de solda em relação as espessuras de chapa que estão sendo unificadas. A Figura 4.37, a seguir, demonstra esses valores mínimos.



Filetes de solda mínimos:

Maior espessura do metal base na junta (mm)	Filete mínimo (mm)
Até 20 mm (3/4")	6 mm (1/4")
Acima de 20 mm	8 mm (5/16")

Figura 4.37 – Filetes de solda mínimos.
Fonte: Manual de pontes e viadutos em vigas mistas.

- *ts – mesa superior – perfil 1 e perfil 2* _____ **25mm > 20 mm**
- *ts – mesa inferior – perfil 1 e perfil 2* _____ **50mm > 20 mm**
- **Conclusão : Usar filete de 8 mm nas soldas de mesa superior e inferior com a alma.**



5 CONCLUSÃO

Neste trabalho, foram apresentadas as pontes mais comumente construídas no Brasil e no mundo, evidenciando a grandiosidade do tema da construção de pontes.

Após a introdução do assunto, foi escolhida uma das tipologias de ponte apresentadas para o dimensionamento. Foram obtidas as características geométricas da rodovia, sua localização e o tráfego presente na região, o qual atua como carga solicitante. A partir disso, foi determinada a envoltória de carregamentos.

Com a envoltória definida, foram obtidas as dimensões e propriedades das seções da viga metálica, e deu-se início à verificação dos Estados Limites Último (ELU) e de Serviço (ELS). Com base no ELS, determinou-se a deformação total das vigas e estipulou-se uma contra-flecha adequada.

De posse da geometria final das vigas, calcularam-se os elementos de conexão entre as vigas metálicas e a laje de concreto, bem como os aparelhos de apoio entre as vigas e a parede de concreto que as sustentará. Além desses elementos, também foram dimensionados os enrijecedores transversais e as soldas que integram a ligação entre as três chapas metálicas que compõem a viga metálica final da ponte.

Como este trabalho envolveu um elevado número de equações matemáticas para os cálculos do dimensionamento, foi desenvolvido um arquivo parametrizado no software Microsoft Excel, a qual dispõe de 5 planilhas.

A primeira planilha chamada de “Cálculo – Resistências” é referente aos cálculos para todos os valores obtidos no item 4.5. A segunda planilha chamada de “Cálculo – Serviços” é referente aos cálculos para todos os valores obtidos no item 4.6. A terceira planilha chamada de “Conectores” é referente aos cálculos para todos os valores obtidos no item 4.7. A quarta planilha chamada de “Enrij. e Apoio” é referente aos cálculos para todos os valores obtidos nos itens 4.8 e 4.9. A quinta planilha chamada de “Solda” é referente aos cálculos para todos os valores obtidos no item 4.10. O Anexo A, dispõe de Figuras para cada uma das 5 planilhas desenvolvidas.



A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U																																															
1	PERFIL METÁLICO (1)										PERFIL METÁLICO + LAJE DE CONCRETO										PERFIL METÁLICO (2)										INÉRCIA MÉDIA PONDERADA																																				
2	d	160	cm	bc	290	cm	tc	20	cm	misula	7,5	cm	bc	290	cm	tc	20	cm	misula	7,5	cm	Ea	20000	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	Ik:	2067184	cm ⁴																																	
3	h	152,5	cm	tw	1,1	cm	bs	40	cm	ts	2,5	cm	bs	30	cm	ts	2,5	cm	bs	30	cm	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	Ik:	6617643	cm ⁴																																
4	bs	40	cm	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
5	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
6	bs	40	cm	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
7	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
8	bs	40	cm	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
9	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
10	bs	40	cm	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
11	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
12	bs	40	cm	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
13	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
14	bs	40	cm	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
15	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
16	bs	40	cm	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
17	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
18	bs	40	cm	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
19	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
20	bs	40	cm	ts	2,5	cm	Ec	3067	n	6,52	N1	7,00	N2	21,00	área:	542,75	cm ²	CG:	55,6282	cm	YM:	129,26	YMF:	96,73	cm	Peso/m:	4,17918	kN/m	IM:	7173864	IMF:	5003395	cm ⁴	Ik:	203,744	cm ⁴																															
21	SERVICO I										SERVICO II										CONTRA-FLECHA																																														
22	ψ1	0,5	L	2940	cm	qmM	0,179	kN.cm	PmM	143,4	kN	Ea	20000	Δ1:	1,51	cm	Δadm:	2,94	cm	Δ1/Δadm	0,51	OK!	ψ1	1	L	2940	cm	qmM	0,179	kN.cm	PmM	143,4	kN	Ea	20000	Δ1:	3,02	cm	Δadm:	3,675	cm	Δ1/Δadm	0,82	OK!	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm
23	qmM	0,179	kN.cm	PmM	143,4	kN	Ea	20000	Δ1:	1,51	cm	Δadm:	2,94	cm	Δ1/Δadm	0,51	OK!	ψ1	1	L	2940	cm	qmM	0,179	kN.cm	PmM	143,4	kN	Ea	20000	Δ1:	3,02	cm	Δadm:	3,675	cm	Δ1/Δadm	0,82	OK!	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm					
24	PmM	143,4	kN	Ea	20000	Δ1:	1,51	cm	Δadm:	2,94	cm	Δ1/Δadm	0,51	OK!	ψ1	1	L	2940	cm	qmM	0,179	kN.cm	PmM	143,4	kN	Ea	20000	Δ1:	3,02	cm	Δadm:	3,675	cm	Δ1/Δadm	0,82	OK!	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm								
25	Ea	20000	Δ1:	1,51	cm	Δadm:	2,94	cm	Δ1/Δadm	0,51	OK!	ψ1	1	L	2940	cm	qmM	0,179	kN.cm	PmM	143,4	kN	Ea	20000	Δ1:	3,02	cm	Δadm:	3,675	cm	Δ1/Δadm	0,82	OK!	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm											
26	Δ1:	1,51	cm	Δadm:	2,94	cm	Δ1/Δadm	0,51	OK!	ψ1	1	L	2940	cm	qmM	0,179	kN.cm	PmM	143,4	kN	Ea	20000	Δ1:	3,02	cm	Δadm:	3,675	cm	Δ1/Δadm	0,82	OK!	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm													
27	Δadm:	2,94	cm	Δ1/Δadm	0,51	OK!	ψ1	1	L	2940	cm	qmM	0,179	kN.cm	PmM	143,4	kN	Ea	20000	Δ1:	3,02	cm	Δadm:	3,675	cm	Δ1/Δadm	0,82	OK!	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm																
28	Δ1/Δadm	0,51	OK!	ψ1	1	L	2940	cm	qmM	0,179	kN.cm	PmM	143,4	kN	Ea	20000	Δ1:	3,02	cm	Δadm:	3,675	cm	Δ1/Δadm	0,82	OK!	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm																			
29	ψ1	1	L	2940	cm	qmM	0,179	kN.cm	PmM	143,4	kN	Ea	20000	Δ1:	3,02	cm	Δadm:	3,675	cm	Δ1/Δadm	0,82	OK!	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm																						
30	L	2940	cm	qmM	0,179	kN.cm	PmM	143,4	kN	Ea	20000	Δ1:	3,02	cm	Δadm:	3,675	cm	Δ1/Δadm	0,82	OK!	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm																								
31	qmM	0,179	kN.cm	PmM	143,4	kN	Ea	20000	Δ1:	3,02	cm	Δadm:	3,675	cm	Δ1/Δadm	0,82	OK!	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm																											
32	PmM	143,4	kN	Ea	20000	Δ1:	3,02	cm	Δadm:	3,675	cm	Δ1/Δadm	0,82	OK!	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm																														
33	Ea	20000	Δ1:	3,02	cm	Δadm:	3,675	cm	Δ1/Δadm	0,82	OK!	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm																																	
34	Δ1:	3,02	cm	Δadm:	3,675	cm	Δ1/Δadm	0,82	OK!	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm																																			
35	Δadm:	3,675	cm	Δ1/Δadm	0,82	OK!	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm																																						
36	Δ1/Δadm	0,82	OK!	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm																																									
37	CP1	0,27	kN/cm	CP2	0,18	kN/cm	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm																																												
38	x1 ou x2	1470	cm	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm																																																		
39	Ea	20000	L	2940	cm	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm																																																					
40	Δ1:	6,31	cm	Δ2:	1,86	cm	Δ1+Δ2:	82	mm																																																										

Figura 6.2 – Planilha “Cálculo – Serviços”.
Fonte: Autor.

Figura 6.3 – Planilha “Conectores”.
Fonte: Autor.



1	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG
2																																	
3																																	
4																																	
5																																	
6																																	
7																																	
8																																	
9																																	
10																																	
11																																	
12																																	
13																																	
14																																	
15																																	
16																																	
17																																	
18																																	
19																																	
20																																	
21																																	
22																																	
23																																	
24																																	
25																																	
26																																	
27																																	
28																																	
29																																	
30																																	
31																																	
32																																	
33																																	
34																																	
35																																	
36																																	
37																																	
38																																	
39																																	
40																																	
41																																	
42																																	
43																																	
44																																	
45																																	
46																																	
47																																	
48																																	
49																																	
50																																	
51																																	
52																																	
53																																	
54																																	
55																																	

Figura 6.4 – Planilha “Enrij. e Apoio”.
Fonte: Autor.

Figura 6.5 – Planilha “Solda”.
Fonte: Autor.



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Pinho, Fernando Ottoboni; Bellei, Ildony Hélio. **Manual de pontes e viadutos em vigas mistas**. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil: CBCA, 2020. Disponível em: <https://www.cbca-acobrasil.org.br/site/biblioteca/?&bsc=ativar&bscPgn=1&bscQtdReg=10&txtBscKeyw ord=&chkCat%5B%5D=7>. Acesso em: 15/05/2024

Brasil. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Divisão de Capacitação Tecnológica. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais** - Rio de Janeiro, 1996. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-manuais/vigentes/698-manual-de-projeto-de-obras-de-arte-especiais-1.pdf>. Acesso em: 30/05/2024

ABNT – Associação Brasileira de Normas técnicas. **ABNT NBR 16694**: Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2020. 53p.

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials. **LRFD Bridge Design Specifications, 5th Edition**. Washington D. C. (Estados Unidos): AASHTO, 2010. 1822p.

AWS – American Welding Society. **AWS D1.1: Structural Welding Code - Steel, 17th Edition**. Florida: AWS, 2000. 497p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas técnicas. **ABNT NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2024. 237p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas técnicas. **ABNT NBR 6118**: Projetos de estrutura de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2003. 221p.



ABNT – Associação Brasileira de Normas técnicas. **ABNT NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2013. 14p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas técnicas. **ABNT NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. 66p.

MAPA DA OBRA. “PONTE ESTAIADA X PONTE PÊNSIL: ENTENDA AS DIFERENÇAS” Disponível em: <https://www.mapadaobra.com.br/capacitacao/estaiada-pensil-diferencas/>. Acesso em: 25/05/2024

WALKS IN ROME. Disponível em: <https://www.walksinrome.com/the-ponte-fabricio-in-rome.html>. Acesso em: 26/05/2024.

COISAS DA ARQUITETURA. Disponível em: <https://coisasdaarquitetura.wordpress.com/tag/rio-severn/>. Acesso em: 26/05/2024.

DIÁRIO DE PERNAMBUCO. Disponível em: <https://www.diariodepernambuco.com.br/noticia/vidaurbana/2019/04/ponte-da-boa-vista-relicario-de-historia-memorias-e-beleza.html>. Acesso em: 26/05/2024

NEW YORK WELCOME. Disponível em: <https://www.newyorkwelcome.net/pt/explorar/o-que-ver/monumentos-e-atracoe/ponte-do-brooklyn.htm>. Acesso em: 26/05/2024.