

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Victória Schmidt Farias

ESTUDO DE CASO DE UMA PASSARELA URBANA METÁLICA:
Comparativo entre modelos computacionais

Florianópolis, Santa Catarina

2020

Victória Schmidt Farias

ESTUDO DE CASO DE UMA PASSARELA URBANA METÁLICA:

Comparativo entre modelos computacionais

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro de Florianópolis da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Leandro Fleck Fadel Miguel.

Florianópolis, Santa Catarina

2020

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

Schmidt Farias, Victória

Estudo de Caso de uma Passarela Urbana Metálica :
Comparativo entre Modelos Computacionais / Victória Schmidt
Farias ; orientador, Leandro Fleck Fadel Miguel, 2020.
94 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2020.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Passarela Urbana Metálica. 3.
Trelças irregulares. 4. Modelagem computacional. I. Fleck
Fadel Miguel, Leandro. II. Universidade Federal de Santa
Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Victória Schmidt Farias

ESTUDO DE CASO DE UMA PASSARELA URBANA METÁLICA:

Comparativo entre modelos computacionais

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Bacharel e aprovado em sua forma final pelo Programa de Graduação em Engenharia Civil

Florianópolis, 10 de Dezembro de 2020.

Prof. Luciana Rohde, Dra.
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

Prof. Leandro Fleck Fadel Miguel, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Jano D'Araujo Coelho, Dr.
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Felipe Zacchi Gómez, MSc.
Avaliador

Este trabalho é dedicado a minha família e meus amigos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente aos meus pais, Guilherme Santos de Farias e Zilda Schmidt, por sempre terem me ensinado a ir atrás dos meus sonhos e por nunca terem medido esforços para me ajudar. Por todo o carinho, amor, paciência e dedicação ao longo de todos os anos. Vocês são a minha fonte de inspiração.

Aos meus irmãos Bernardo Schmidt Farias e Gabriela Migliori de Farias, por todos os momentos de descontração e companheirismo.

Ao Eduardo von Linsingen Carrer, pela parceria, pela compreensão e por todos os momentos em que estive ao meu lado sempre me fazendo muito bem.

Ao meu orientador, Prof. Leandro Fleck Fadel Miguel, pela paciência, pela disponibilidade e por a ajuda no desenvolvimento desse trabalho.

Ao professor Wellington Longuini Repette, chefe de departamento do curso, pelo auxílio durante todo o processo.

A todos os meus amigos e colegas de curso que participaram desta jornada, nada disso teria acontecido sem a ajuda de vocês.

À empresa IBR Engenharia, em especial, ao Eng. Felipe Zacchi Gómez, pela oportunidade de estágio e por todo o aprendizado que obtive na minha experiência.

À Universidade Federal de Santa Catarina, pela oportunidade de vivência no meio acadêmico e pelo vasto conhecimento técnico absorvido.

A todos que contribuíram direta e indiretamente à execução deste trabalho.

“A mente que se abre a uma nova ideia jamais voltará ao seu tamanho original”

(Albert Einstein)

RESUMO

O uso do aço como solução estrutural para passarelas urbanas vem sendo incentivado pela necessidade de garantir segurança e durabilidade a essas obras de arte, aliado a um custo competitivo de construção e manutenção. Este trabalho apresenta um estudo de caso de cálculo da estrutura principal da travessia de uma passarela urbana metálica. Essas estruturas são formadas, em sua grande maioria, por componentes treliçados. Devido ao grande número de barras as compõe, fez-se necessário o uso de um programa de análise estrutural para auxílio do cálculo. Porém, o exemplar mecânico de uma passarela urbana treliçada não se apresenta como uma treliça tridimensional perfeita, devido a existência de nós planos, que são nós pertencentes ao plano da treliça e não ao perpendicular a ele e assim, o modelo numérico pode não convergir computacionalmente. A fim de tornar este cálculo possível, foram elaboradas duas alternativas de modelagem computacional. Na primeira, as barras dos banzos foram inseridas como vigas, de forma a eliminar esses nós planos, mas gerar esforços fletores nesses elementos. Já na segunda, as treliças foram consideradas como perfeitas e foram inseridas barras fictícias para estabilizar o exemplar mecânico, assim, os elementos das treliças são submetidos apenas a esforços axiais. A modelagem computacional e a análise estrutural foram realizadas por meio de um programa de análise pelo Método dos Elementos Finitos e o dimensionamento das barras foi realizado com o auxílio de um programa editor de planilhas e um código em linguagem de programação criado pela autora. Foram consideradas ações permanentes, variáveis e excepcionais impostas pelas normas técnicas brasileiras e todas as barras e suas respectivas ligações foram dimensionadas de acordo com as normas técnicas brasileiras. Por fim, foi realizada a comparação dos pesos totais de aço de cada modelo e concluiu-se que as duas possibilidades podem ser aplicadas para este caso.

Palavras-chave: Passarela urbana metálica. Treliças irregulares. Modelagem computacional.

ABSTRACT

The use of steel as a structural solution for urban walkways has been encouraged by the need to ensure safety and durability for these compositions, combined with a competitive cost of construction and maintenance. This academic work presents a case study of calculating the main structure of the crossing of a metallic urban walkway. These structures are formed, for the most part, by truss components, due to the large number of elements that compose them, it was necessary to use a structural analysis program to aid the calculation. However, the mechanical example of a trellised urban walkway does not present itself as a perfect three-dimensional truss, due to the existence of flat nodes, which are nodes belonging to the truss plane and not perpendicular to it. Thus, the numerical model may not converge computationally. In order to make this calculation possible, two computational modeling alternatives were developed. In the first, the bars of the flanges were inserted as beams, in order to eliminate these flat nodes, but generate bending efforts in these elements. In the second, the trusses were considered perfect and fictitious bars were inserted to stabilize the mechanical specimen, thus, the elements of the trusses are submitted only to axial forces. Computational modeling and structural analysis were performed using an analysis program using the Finite Element Method and the sizing of the bars was performed with the aid of a spreadsheet editor program and a programming language code created by the author. Permanent, variable and exceptional actions imposed by Brazilian technical standards were considered and all bars and their respective connections were dimensioned according to Brazilian technical standards. Finally, the comparison of the total steel weights of each model was carried out and it was concluded that the two possibilities can be applied for this case.

Keywords: Metallic urban walkway. Irregular trusses. Computational modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Evolução da participação dos principais setores consumidores finais (%)	15
Figura 2 - Estruturas componentes de uma passarela.....	18
Figura 3 - Hot Metal Bridge	19
Figura 4 - Elementos da Treliça.....	20
Figura 5 – Treliças do tipo Pratt e Warren	21
Figura 6 - Elastômero fretado	22
Figura 7 - Isopletas de velocidade básica	24
Figura 8 - Fator S_2	25
Figura 9 - Valores mínimos do fator estatístico S_3	25
Figura 10 - Fator de proteção η , para dois ou mais reticulados planos paralelos igualmente afastados.....	26
Figura 11 - Coeficiente de arrasto, C_a , para reticulados planos formados por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondados.....	27
Figura 12 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações	30
Figura 13 - Valores dos fatores de combinação Ψ_0 e de redução Ψ_1 e Ψ_2 para as ações variáveis	31
Figura 14 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados (K).....	34
Figura 15 - Valores de b e t em seção tubular retangular e quadrada	35
Figura 16 - Deslocamentos máximos	38
Figura 17 - Cálculo da garganta efetiva da solda.....	41
Figura 18 - Efeito Alavanca.....	44
Figura 19 - Vista superior da passarela	46
Figura 20 - Vista da treliça lateral.....	46
Figura 21 - Vista transversal da passarela	47
Figura 22 - Vista tridimensional da passarela.....	47
Figura 23 - Aplicação da sobrecarga permanente (Q_2).....	50
Figura 24 - Aplicação da carga móvel (S_1).....	51
Figura 25 - Aplicação da carga V_1	53
Figura 26 - Aplicação da carga V_2	53
Figura 27 - aplicação da carga E_1	54
Figura 28 - Aplicação da carga E_2	54
Figura 29 - Estrutura deslocada do Modelo 1	63

Figura 30 - Estrutura deslocada do Modelo 2.....	63
Figura 31 - Módulos da estrutura.....	64
Figura 32 - Ligações entre as barras.....	64
Figura 33 - Figura ilustrativa da ligação 01.....	65
Figura 34 - Comprimento de solda da diagonal.....	66
Figura 35 - Comprimento de solda do montante.....	66
Figura 36 - Vista frontal do detalhe de solda da ligação 01	68
Figura 37 - Vista superior do detalhe de solda da ligação 01	68
Figura 38 - Figura ilustrativa da ligação 02.....	69
Figura 39 - Comprimento de solda da transversina	70
Figura 40 - Comprimento de solda do contraventamento	71
Figura 41 - Vista frontal do detalhe de solda da ligação 02	72
Figura 42 - Vista superior do detalhe de solda da ligação 02.....	73
Figura 43 - Figura ilustrativa da ligação 03.....	73
Figura 44 - Comprimento de solda da transversina superior	74
Figura 45 - Vista frontal do detalhe de solda da ligação 03	75
Figura 46 - Vista superior do detalhe de solda da ligação 03	76
Figura 47 - Figura ilustrativa da ligação 04.....	76
Figura 48 - Detalhe da chapa de ligação com parafusos da ligação 04.....	78
Figura 49 - Comprimento de solda do banzo inferior	79
Figura 50 - Vista superior do detalhe de solda da ligação 04	80
Figura 51 - Vista frontal do detalhe de solda da ligação 04	81
Figura 52 - Dimensões da MF-75	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros λ , λ_p e λ_r	36
Tabela 2 - Resistência do metal da solda.....	40
Tabela 3 - Dimensão mínima de uma solda filete.....	40
Tabela 4 - Materiais usados em parafusos.....	42
Tabela 5 - Distância mínima do centro de um furo-padrão à borda.....	43
Tabela 6 - Combinações de ações	56
Tabela 7 - Esforços resistentes.....	57
Tabela 8 - Esforços internos no Modelo 1.....	59
Tabela 9 - Esforços internos no Modelo 2.....	60
Tabela 10 - Perfis utilizados no dimensionamento do Modelo 1.....	61
Tabela 11 - Perfis utilizados no dimensionamento do Modelo 2.....	62
Tabela 12 - Deslocamentos por tipo de barra	63
Tabela 13 - Pesos finais de aço de cada modelo.....	83
Tabela 14 - Tabela de peso e vãos máximos - MF-75.....	88

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM American Society for Testing and Materials

MSH Mannesmann-Stahlbau-Hohlprofile

NBR Norma Brasileira

LISTA DE SÍMBOLOS

F_d	Valor de cálculo de projeto das ações.
F_G	Valor característico das ações permanentes.
$F_{Q1,k}$	Valor característico da ação variável considerada principal para a combinação.
$F_{Qj,k}$	Valor característico da ação variável que pode atuar concomitantemente com a ação variável principal.
$F_{Q,exc}$	Valor da ação transitória excepcional.
γ_{gi}	Coefficiente de ponderação de ações permanentes para o estado limite último.
γ_q	Coefficiente de ponderação da ação variável principal para o estado limite último.
γ_{qj}	Coefficiente de ponderação de ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal para o estado limite último.
Ψ_0	Fator de combinação efetivo de cada ação acidental que pode atuar concomitantemente com a carga transitória excepcional.
Ψ_1	Fator de redução para as ações acidentais.
Ψ_2	Fator de redução para as ações acidentais.
$N_{t,Sd}$	Força de tração solicitante.
$N_{t,Rd}$	Força de tração resistente.
$N_{c,Sd}$	Força de compressão solicitante.
$N_{c,Rd}$	Força de compressão resistente.
M_{Sd}	Momento fletor solicitante.
M_{Rd}	Momento fletor resistente.
M_{pl}	Momento fletor de plastificação.
M_r	Momento fletor resistente.
M_{cr}	Momento crítico elástico.
V_0	Velocidade básica do vento.
V_k	Velocidade característica do vento.
S_1	Fator topográfico.
S_2	Fator relacionado a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno.
S_3	Fator Estatístico.

q	Pressão dinâmica do vento.
C_{an}	Coefficiente de arrasto de reticulados múltiplos.
C_{a1}	Coefficiente de arrasto de um reticulado isolado.
η	Fator de proteção para reticulados múltiplos.
\emptyset	Índice de área exposta.
F_{an}	Força de arrasto.
A_g	Área bruta da seção transversal.
C_w	Constante de empenamento da seção transversal.
I_x	Momento de inércia em torno do eixo x .
I_y	Momento de inércia em torno do eixo y .
W	Módulo de resistência elástico.
Z	Módulo de resistência plástico.
λ	Índice de esbeltez; parâmetro de esbeltez.
λ_p	Parâmetro de esbeltez limite para seções compactas
λ_r	Parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas.
f_y	Resistência ao escoamento do aço.
E	Módulo de elasticidade transversal.
G	Módulo de elasticidade transversal do material.
J	Constante de torção da seção transversal.
γ_{a1}	Coefficiente de ponderação da resistência – escoamento, flambagem e instabilidade.
γ_{a2}	Coefficiente de ponderação da resistência – ruptura.
K	Coefficiente de flambagem por flexão de elementos isolados.
r	Raio de giração.
χ	Fator de redução.
ϱ	Fator de redução total.
λ_0	Índice de esbeltez reduzido.
N_e	Força axial de flambagem elástica.
k	Coefficiente de rigidez.
$F_{Rd,w}$	Força resistente de cálculo da solda.
A_w	Área efetiva da solda.

f_w	Resistência mínima à tração do metal da solda.
γ_{w2}	Coefficiente de ponderação.
l_{ef}	Comprimento efetivo da solda.
d_b	Diâmetro do parafuso.
f_{ub}	Resistência à ruptura do material do parafuso à tração.
A_{be}	Área efetiva do parafuso.
A_b	Área bruta do parafuso.
$\tau_{m\acute{a}x}$	Tensão máxima de cisalhamento
σ_{adm}	Tensão admissível

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVOS.....	16
1.1.1	Objetivo Geral	16
1.1.2	Objetivos Específicos	16
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1	PASSARELAS URBANAS.....	18
2.2	SISTEMA ESTRUTURAL.....	19
2.2.1	Treliças.....	19
2.2.2	Aparelho de Apoio	21
2.3	AÇÕES E CARREGAMENTOS	22
2.3.1	Ações Permanentes	23
2.3.2	Ações Variáveis	23
2.3.2.1	<i>Vento</i>	23
2.3.3	Ações Excepcionais	27
2.4	COMBINAÇÃO DE AÇÕES	27
2.4.1	Estado Limite Último.....	28
2.4.2	Estado Limite de Serviço	29
2.5	AÇO E PERFIS ESTRUTURAIS	31
2.6	DIMENSIONAMENTO	32
2.6.1	Estado Limite Último.....	32
2.6.1.1	<i>Resistência à Tração.....</i>	32
2.6.1.2	<i>Resistência à Compressão.....</i>	33
2.6.1.3	<i>Resistência à Flexão</i>	35
2.6.1.4	<i>Resistência ao Esforço Composto</i>	37
2.6.2	Estado Limite de Serviço	37

2.6.2.1	<i>Análise de Vibrações</i>	37
2.6.2.2	<i>Deformações Excessivas</i>	38
2.6.3	Ligações entre barras	39
2.6.3.1	<i>Soldas</i>	39
2.6.3.2	<i>Parafusos</i>	41
2.6.3.3	<i>Chapas</i>	44
3	ESTUDO DE CASO	46
3.1	GEOMETRIA	46
3.2	MODELO DE CÁLCULO	47
3.3	APARELHO DE APOIO	48
3.4	AÇÕES E CARREGAMENTOS	49
3.4.1	Ações Permanentes	49
3.4.1.1	<i>Peso Próprio da Estrutura</i>	49
3.4.1.2	<i>Sobrecargas Permanentes</i>	49
3.4.2	Ações Variáveis	50
3.4.2.1	<i>Cargas Móveis</i>	50
3.4.2.2	<i>Vento</i>	51
3.4.3	Ação excepcional	54
3.5	COMBINAÇÕES DE CARGAS	54
3.5.1	Coefficientes de Ponderação	54
3.5.2	Fatores de Combinação	55
3.5.3	Combinações Utilizadas	55
3.6	DIMENSIONAMENTO	57
4	RESULTADOS	59
4.1	ESFORÇOS INTERNOS	59
4.2	DIMENSIONAMENTO	60
4.3	ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	62
4.4	LIGAÇÕES	63

4.4.1	Ligação 01	64
4.4.1.1	<i>Tamanho mínimo da perna da solda</i>	65
4.4.1.2	<i>Área Efetiva da Solda</i>	65
4.4.1.3	<i>Força Resistente de Cálculo</i>	67
4.4.1.4	<i>Desenho Solda</i>	67
4.4.2	Ligação 02	68
4.4.2.1	<i>Tamanho mínimo da perna da solda</i>	69
4.4.2.2	<i>Área Efetiva da Solda</i>	70
4.4.2.3	<i>Força Resistente de Cálculo</i>	71
4.4.2.4	<i>Desenho Solda</i>	72
4.4.3	Ligação 03	73
4.4.3.1	<i>Tamanho mínimo da perna da solda</i>	73
4.4.3.2	<i>Área Efetiva da Solda</i>	74
4.4.3.3	<i>Força Resistente de Cálculo</i>	74
4.4.3.4	<i>Desenho Solda</i>	75
4.4.4	Ligação 04	76
4.4.4.1	<i>Resistência à tração dos parafusos</i>	76
4.4.4.2	<i>Determinação do tamanho da chapa</i>	77
4.4.4.3	<i>Solda</i>	78
4.4.4.3.1	<i>Tamanho mínimo da perna da solda</i>	78
4.4.4.3.2	<i>Área Efetiva da Solda</i>	79
4.4.4.3.3	<i>Força Resistente de Cálculo</i>	79
4.4.4.3.4	<i>Desenho da Solda</i>	80
4.4.4.4	<i>Chapa</i>	81
5	CONCLUSÃO.....	83
5.1	PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS.....	84
	REFERÊNCIAS.....	85

1 INTRODUÇÃO

O crescimento urbano aliado ao aumento da população e desenvolvimento das cidades, promovem um número crescente de veículos circulando pelas ruas. De acordo com Cupolillo (2006), este crescimento contribui para incrementar, também, um aumento de deslocamentos a pé entre núcleos urbanos, de manobras e de necessidades de espaços viários para atender aos tráfegos locais. Essas condições geram impactos na segurança viária e na mobilidade e acessibilidade de pedestres. Desta forma, torna-se importante o uso de uma alternativa que garanta segurança ao fluxo de pedestres.

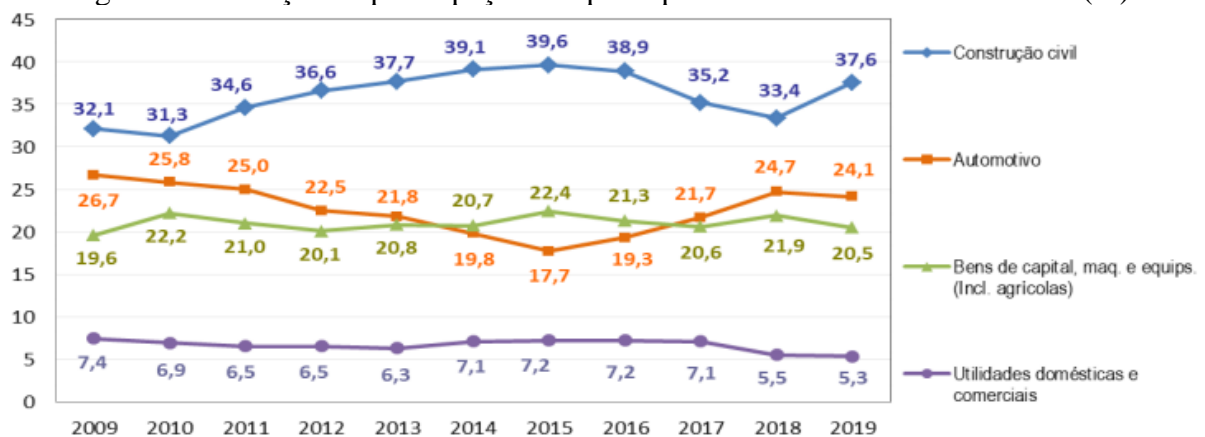
Neste sentido, as passarelas urbanas vêm ao encontro dessa demanda, colocando-se como uma alternativa viável ao deslocamento de pedestres e ciclistas em travessias de vias.

Segundo a NBR 7188 (ABNT, 2013), “passarela é uma estrutura longilínea, destinada a transpor obstáculos naturais e/ou artificiais exclusivamente para pedestres e/ou ciclistas”.

Os estudos realizados sobre as estruturas de passarelas urbanas ainda são poucos, mas a necessidade de melhoria e aprimoramento de técnicas vêm crescendo junto com o desenvolvimento da construção civil.

As passarelas urbanas realizadas em estruturas metálicas aparecem, atualmente, como uma alternativa que vem sendo mais utilizada, visto que: “A necessidade de garantir segurança e durabilidade a essas obras de arte, aliada ao custo competitivo de construção e manutenção, está impulsionando o uso do aço como solução estrutural para esse tipo de projeto” (PONTES DE AÇO, 2015).

Figura 1 - Evolução da participação dos principais setores consumidores finais (%)



Fonte: Mercado Brasileiro de Aço (2020).

Segundo uma pesquisa realizada em 2019 pelo Instituto Aço Brasil - Mercado Brasileiro de Aço (2020), a construção civil é o setor que mais consome produtos siderúrgicos no país, com um valor de consumo aparente de aço de 37,6% do total do Brasil. A Figura 1 mostra um gráfico realizado por esse mesmo Instituto, mostrando a evolução da participação dos principais setores consumidores de aço.

A grande maioria das passarelas urbanas metálicas são compostas por estruturas treliçadas. Estas estruturas têm como uma de suas características principais um grande número de barras que as compõe, tornando a análise estrutural do projeto muito mais complexa se comparada a estruturas compostas por vigas simples.

Os programas de cálculo surgiram para otimizar este processo e conceber uma estrutura mais adequada para o seu uso. Atualmente, existem muitas ferramentas com este fim, analisando desde a concepção estrutural, até o dimensionamento de barras e ligações metálicas. As estruturas que, anteriormente, demandavam um grande esforço para a análise e dimensionamento, atualmente, com os programas disponíveis, podem ser resolvidas de maneira mais ágil e otimizada.

De toda forma, não obstante a automação de parte do cálculo estrutural, o lançamento da estrutura e as considerações feitas no processo de análise dos resultados, devem partir de um conhecimento técnico adequado de engenharia e de cálculos de análises efetuadas manualmente.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral analisar e dimensionar a estrutura de uma passarela urbana metálica, traçando comparações de cálculo de duas diferentes formas de modelagem computacional.

1.1.2 Objetivos Específicos

São objetivos específicos deste trabalho:

- Concepção do sistema estrutural;

- Criação de dois modelos computacionais;
- Cálculo das ações atuantes na estrutura;
- Dimensionamento dos perfis metálicos;
- Dimensionamento de ligações;
- Comparação entre modelos criados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PASSARELAS URBANAS

As estruturas das passarelas são compostas por rampas ou escadas de acesso, a travessia principal e a estrutura de apoio para estes elementos. Elas são comumente executadas em estruturas de concreto armado, concreto protendido e aço, podendo ser mistas ou não. Na Figura 2 é apresentado um exemplo de estrutura de uma passarela urbana feita em concreto com seus devidos componentes indicados.

Figura 2 - Estruturas componentes de uma passarela



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

As passarelas metálicas têm como vantagem a facilidade de execução, sua manutenção e sua durabilidade. Apesar do alto preço da mão-de-obra e dificuldade de acesso aos profissionais com conhecimento na área de estruturas metálicas, este mercado vem crescendo e alcançando maiores patamares.

Este trabalho pretende abordar apenas o componente principal da travessia de pedestres em estrutura metálica.

Em geral, as passarelas metálicas urbanas são compostas por treliças laterais de sustentação, transversinas de ligação inferiores e superiores e componentes de contraventamento. Na Figura 3 é apresentado um exemplo de uma passarela urbana metálica construída em Pittsburgh, Pensilvânia.

Figura 3 - Hot Metal Bridge



Fonte: Ristau (2012).

Segundo o Manual de Projeto de Obras-de-arte Especiais (DNER, 1996) as passarelas urbanas devem ter um gabarito vertical, que é a distância entre a via e a parte inferior da passarela, com dimensão mínima de 5,50 m.

2.2 SISTEMA ESTRUTURAL

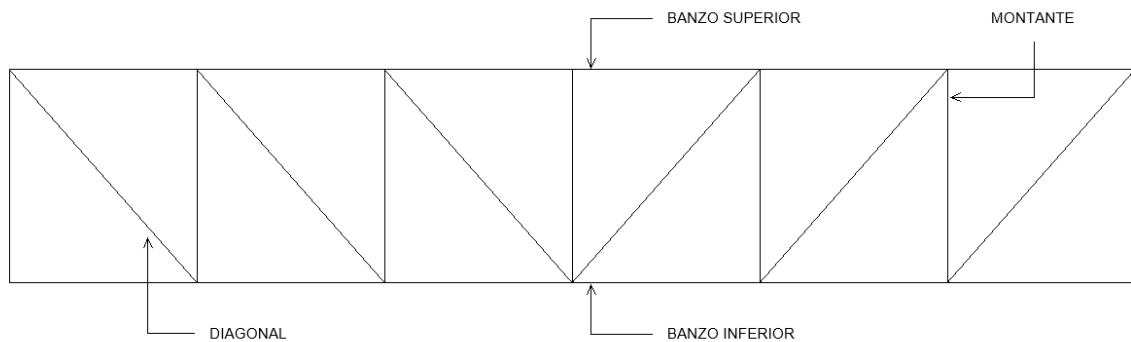
2.2.1 Treliças

Sobre as treliças se faz necessário trazer a citação a seguir para melhor entendimento: “A treliça é um elemento estrutural composto de um arranjo estável de barras delgadas interligadas. O padrão das barras, que frequentemente subdivide a treliça em áreas triangulares, é selecionado para produzir um membro de apoio leve e eficiente”. (LEET; UANG; GILBERT, 2010).

Segundo Leet, Uang e Gilbert (2010), embora as ligações tipicamente formadas pela soldagem ou pelo aparafusamento das barras da treliça sejam rígidas, é aceitável que o projetista suponha que as ligações sejam articuladas nos nós. Como nenhum momento pode ser transferido por uma ligação articulada e como os carregamentos são aplicados nos nós, as barras da treliça transmitem apenas esforços axiais – tração ou compressão.

“Geralmente, o custo por quilograma da fabricação de uma treliça é maior do que o custo para laminar uma viga de aço; entretanto, a treliça exigirá menos material, pois ele é utilizado mais eficientemente”. (LEET; UANG; GILBERT, 2010). Assim, as treliças são alternativas muito usadas para suportar grandes vãos livres, devido à sua grande capacidade de carga e pequeno peso próprio, se comparada com outros tipos de estrutura.

Figura 4 - Elementos da Treliça



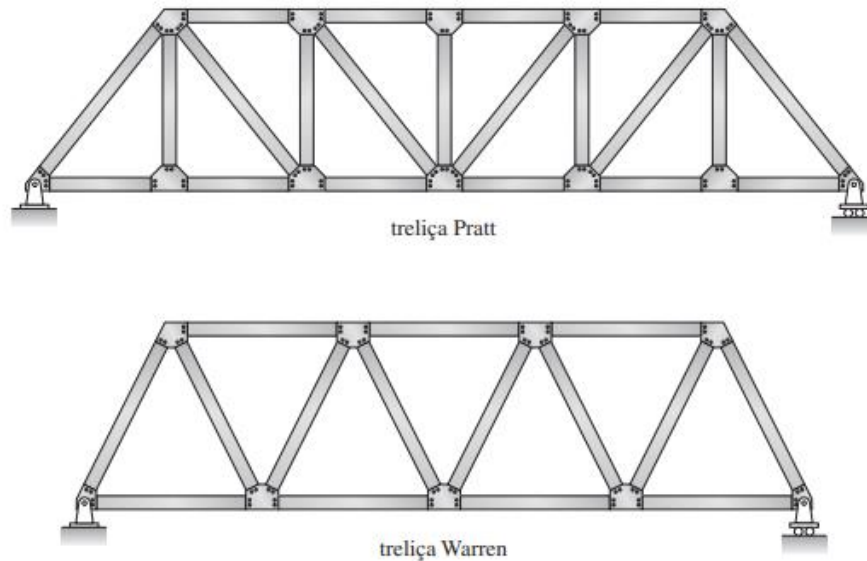
Fonte: Elaborada pela autora (2020).

Esse modelo de estrutura é composto por quatro tipos de elementos, os banzos inferior e superior, as diagonais e os montantes, como é apresentado na Figura 4. Estes elementos podem ser agrupados e ordenados de inúmeras maneiras diferentes. Alguns tipos de agrupamentos foram nomeados como homenagem aos seus projetistas, dois exemplares comuns são apresentados na Figura 5, as treliças do tipo Pratt e Warren.

Neste trabalho abordaremos a treliça de tipo Pratt. As treliças deste modelo são ideais para o uso em estruturas com ações no sentido gravitacional, já que suas barras de diagonais, que são as de maior comprimento, são direcionadas ao centro da treliça. Este tipo de configuração gera apenas esforços solicitantes de tração nestas barras. Já os montantes, que tem direcionamento perpendicular aos banzos, ficam submetidos a esforços axiais de compressão.

Isto acaba gerando uma estrutura mais leve se carregada na direção gravitacional, pois as barras menos esbeltas estão submetidas a esforços de compressão, visto que: “À medida que uma corda de compressão se torna mais delgada ela fica mais suscetível à deformação” (LEET; UANG; GILBERT, 2010).

Figura 5 – Treliças do tipo Pratt e Warren



Fonte: Leet, Uang e Gilbert (2010).

2.2.2 Aparelho de Apoio

De acordo com Eggert e Kauscke (1996), os aparelhos de apoio são elementos estruturais dispostos entre as partes das estruturas de suporte para executar as condições a que chegaram os cálculos estruturais.

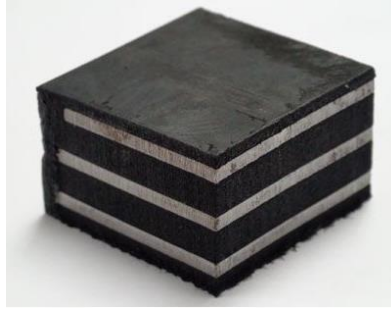
Em estruturas metálicas de passarelas urbanas, devem ser usados tipos de apoios que não restrinjam completamente a translação nos eixos paralelos ao plano da travessia, para que a estrutura possa trabalhar livremente ao efeito da temperatura, sem gerar grandes esforços internos.

Um tipo de apoio comumente utilizado nestes casos é o elastômero fretado. Segundo a NBR 19783:

Aparelho de apoio de elastômero fretado é um produto constituído por uma ou mais camadas elementares de elastômero, cobrimento e chapas de aço, revestido ou não com politetrafluoretileno (PTFE), cuja finalidade é estabelecer vinculação entre elementos estruturais distintos. (ABNT, 2015)

Este tipo de apoio apresenta uma flexibilidade lateral que gera uma absorção das deformações longitudinais causadas devido ao efeito da temperatura.

Figura 6 - Elastômero fretado



Fonte: Angare (2020).

De acordo com Neoprex Indústria e Comércio, este tipo de apoio pode ser representado em modelo computacional como um sistema de mola, com sua rigidez calculada pela equação (2.1) a seguir.

$$k = \frac{G \cdot A}{e} \quad (2.1)$$

Em que G é o módulo de elasticidade transversal, A é a área em planta do aparelho, que corresponde a multiplicação entre as suas dimensões (a e b) e e é o valor da espessura total das camadas de Neoprene, calculada a partir do número de camadas (n), espessura de cada camada (t_i) e cobrimento vertical.

Os valores para o cálculo do coeficiente de rigidez podem ser encontrados no Catálogo Técnico Apoio Elastoméricos – Neoprex.

2.3 AÇÕES E CARREGAMENTOS

Conforme definição constante na NBR 8681 (ABNT, 2003), “ações são as causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas”. Classificam-se, segundo a referida norma, em três tipos:

- Permanentes;
- Variáveis;
- Excepcionais.

2.3.1 Ações Permanentes

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), ações permanentes são “ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção”.

Ainda, segundo esta norma técnica, as ações permanentes podem ser classificadas em dois tipos, as diretas e as indiretas. As ações permanentes diretas são: os pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas. Já as ações permanentes indiretas são: a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais.

2.3.2 Ações Variáveis

A NBR 8681 (ABNT, 2003) diz que ações variáveis são “ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção”.

Ainda, segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003) as ações são classificadas de acordo com a sua probabilidade de ocorrência em dois tipos, normais ou especiais, sendo elas:

- Ações variáveis normais: ações variáveis com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção;
- Ações variáveis especiais: nas estruturas em que devam ser consideradas certas ações especiais, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais, elas também devem ser admitidas como ações variáveis.

2.3.2.1 Vento

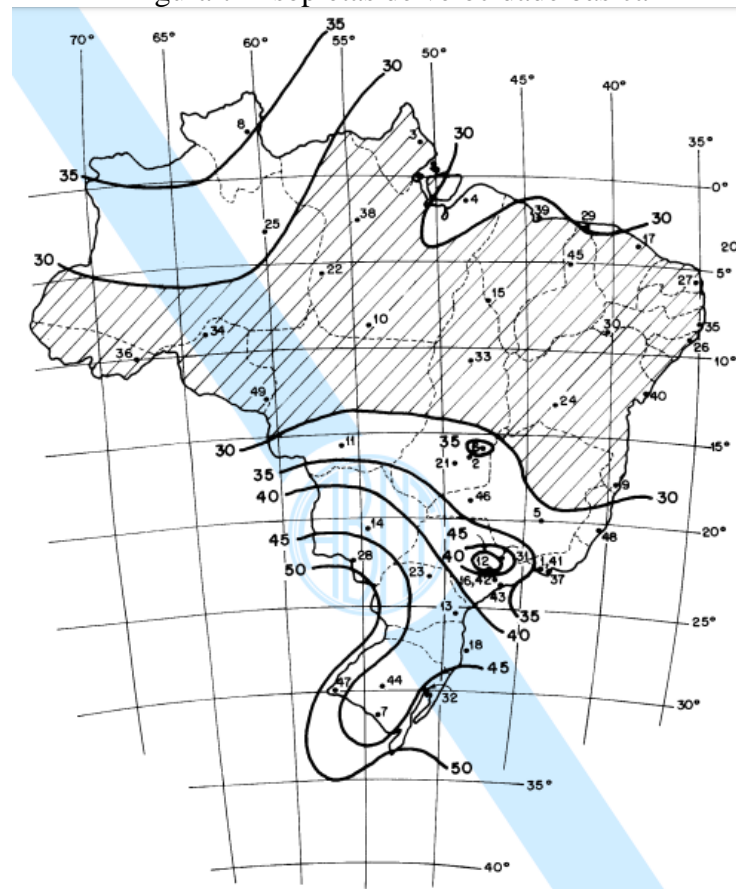
As ações do vento são determinadas de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988). Esta norma considera alguns parâmetros no seu procedimento de cálculo, que serão apresentados a seguir.

A velocidade básica do vento (V_0), que corresponde a máxima velocidade média medida sobre 3 segundos, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano, é obtida pela Figura 7, usando como parâmetro o local da construção em estudo.

A velocidade característica do vento (V_k) é calculada a partir da equação (2.2), usando como parâmetros a velocidade básica do vento e três coeficientes de correção, sendo eles:

- Fator Topográfico (S_1): Leva em consideração as variações do relevo do terreno;
- Fator relacionado a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2). Determinado pela Figura 8;
- Fator Estatístico (S_3): É baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e vida útil da edificação. Determinado pela Figura 9.

Figura 7 - Isopletas de velocidade básica



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Figura 8 - Fator S_2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Figura 9 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (2.2)$$

A pressão dinâmica exercida pelo vento é calculada como a equação que segue.

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (2.3)$$

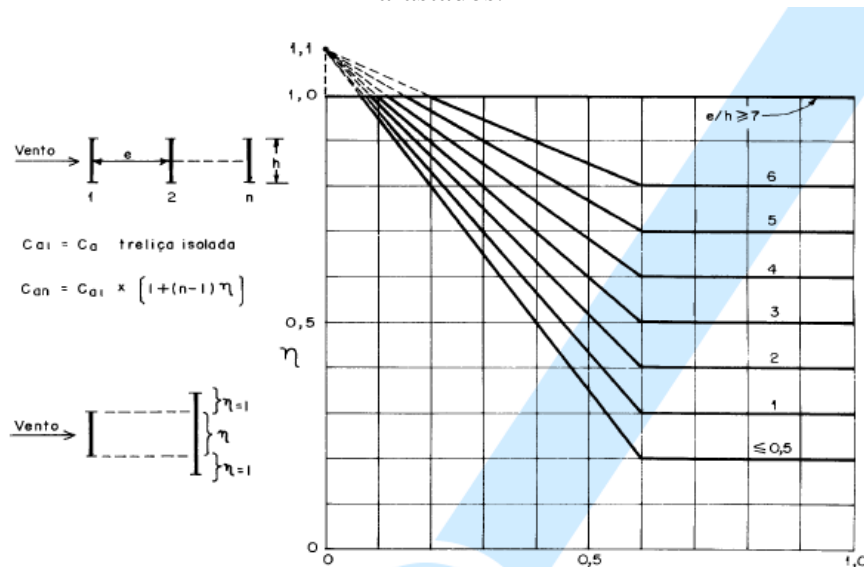
Depois de determinados estes parâmetros, é elaborado o cálculo do coeficiente de arrasto e então o cálculo da força do vento. O coeficiente de arrasto (C_{an}) é calculado de acordo com o item 7.6 da NBR 6123 - Reticulados planos múltiplos (ABNT, 1988), que se aplica a estruturas constituídas por dois ou mais reticulados planos paralelos, equidistantes e de bancos paralelos, nos quais o reticulado de barlavento pode ter um efeito de proteção sobre os demais reticulados.

$$C_{an} = C_{a1} \cdot [1 + (n - 1) \cdot \eta] \quad (2.4)$$

No qual n é número de reticulados da estrutura.

O fator de proteção η é obtido segundo o ábaco da Figura 10, onde e é a distância entre os eixos dos reticulados e h é a altura de cada reticulado. Já o coeficiente de arrasto C_{a1} é determinado de acordo com o item 7.5 da NBR 6123 – Reticulados planos isolados (ABNT,1988). O seu valor é estipulado seguindo o ábaco apresentado na Figura 11.

Figura 10 - Fator de proteção η , para dois ou mais reticulados planos paralelos igualmente afastados.

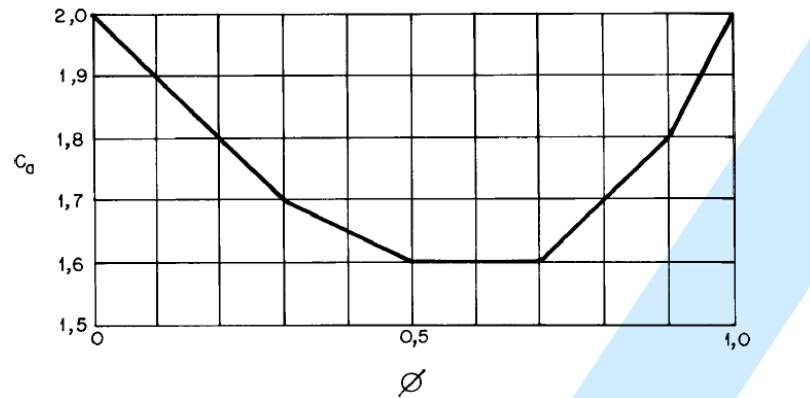


Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Em que o índice de área exposta (ϕ) é a relação entre a área frontal efetiva do reticulado (A) e a área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado (A_e), determinado pela equação (2.5).

$$\phi = \frac{A}{A_e} \quad (2.5)$$

Figura 11 - Coeficiente de arrasto, C_a , para reticulados planos formados por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondados.



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Desta forma, a força de arrasto do conjunto de n reticulados (F_{an}) é calculada por:

$$F_{an} = C_{an} \cdot q \cdot A_e \quad (2.6)$$

2.3.3 Ações Excepcionais

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), “consideram-se como excepcionais as ações decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais”.

2.4 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), “um tipo de carregamento é especificado pelo conjunto das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre uma estrutura, durante um período preestabelecido”.

Ainda, de acordo com a NBR 8681,

Em cada tipo de carregamento as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Devem ser estabelecidas tantas combinações de ações quantas forem necessárias para

que a segurança seja verificada em relação a todos os possíveis estados limites da estrutura. (ABNT, 2003)

A análise da estrutura deve ser feita para dois tipos de estados limites, o estado limite último e o estado limite de serviço.

2.4.1 Estado Limite Último

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), o estado limite último da estrutura caracteriza-se pelo momento em que a sua ocorrência determina a paralização, no todo ou em parte, do uso da construção. São apresentados 3 tipos de combinações de cargas para este estado nesta norma técnica:

- Combinações últimas normais;
- Combinações últimas especiais;
- Combinações últimas excepcionais.

Neste trabalho serão abordadas apenas as combinações últimas normais e as excepcionais, visto que não há ação especial atuante em passarelas urbanas.

As combinações últimas normais são dadas pela expressão (2.7).

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} * F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} * F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} * \Psi_{0j} * F_{Qj,k}) \quad (2.7)$$

As combinações últimas excepcionais são dadas pela expressão (2.8).

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} * F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{qj} * \Psi_{0j,ef} * F_{Qj,k}) \quad (2.8)$$

Em que m corresponde ao número de ações permanentes e n ao número de ações variáveis.

2.4.2 Estado Limite de Serviço

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), no período de vida da estrutura, usualmente são considerados estados limites de serviço caracterizados por:

- Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- Vibração excessiva ou desconfortável.

As combinações de ações do estado limite de serviço podem ter três diferentes ordens de grandeza de permanência na estrutura:

- Combinações quase permanentes: combinações que podem atuar durante um grande período de tempo na estrutura, da ordem da metade deste período;
- Combinações frequentes: combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 10^5 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%;
- Combinações raras: combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

Para o uso deste trabalho serão usadas apenas as combinações frequentes de serviço, que são dadas pela equação (2.9).

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (2.9)$$

Para o uso nas equações (2.7), (2.8) e (2.9), os valores de coeficientes de ponderação são obtidos a partir da Figura 12 e os fatores de combinação e redução da Figura 13.

Figura 12 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a c}					
	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 e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_a) ^{a d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	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 devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Figura 13 - Valores dos fatores de combinação Ψ_0 e de redução Ψ_1 e Ψ_2 para as ações variáveis

Ações		γ_{f2}^a		
		Ψ_0	Ψ_1^d	Ψ_2^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^{c)}	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
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	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4
^a Ver alínea c) de 4.7.5.3. ^b Edificações residenciais de acesso restrito. ^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. ^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar Ψ_1 igual a 1,0. ^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para Ψ_2 o valor zero.				

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.5 AÇO E PERFIS ESTRUTURAIS

No que diz respeito aos perfis metálicos utilizados nos sistemas treliçados, optou-se pelas barras tubulares. A alta eficiência estrutural deste tipo de seção está ligada principalmente a simplicidade da forma das seções tubulares, capazes de resistir de maneira econômica a altas solicitações de esforços.

Foram utilizados perfis ocós retangulares e quadrados formados a quente. Estes tipos de perfis são produzidos desde o final dos anos 1960 como produto fabricado por Mannesmann-Stahlbau-Hohlprofile e foram introduzidos no mercado com a abreviatura de MSH, segundo Tubes (2002).

Os perfis adotados seguem o catálogo de perfis estruturais tubulares da Vallourec & Mannesmann – Tubes (2002).

No que diz respeito a aços estruturais, Pfeil, Pfeil (1994) diz que estes podem ser divididos em dois grupos: aço-carbono e aço de baixa liga.

“Os aços-carbono são os tipos mais usados, nos quais o aumento de resistência em relação ao ferro puro é produzido pelo carbono e, em menor escala, pelo manganês” (PFEIL;PFEIL,1994).

“Os aços de baixa liga são aços-carbono acrescidos de elementos de liga (cromo colúmbio, cobre, manganês, molibdênio, níquel, fósforo, vanádio, zircônio), os quais melhoram algumas propriedades mecânicas” (PFEIL;PFEIL,1994).

A NBR 8800 (ABNT, 2008) permite o emprego de aços estruturais de especificação norte-americana ASTM. Serão abordados neste trabalho dois tipos de aço de classificação ASTM: o aço-carbono A36, com resistência ao escoamento de 250 MPa e resistência a ruptura de 400 a 550 MPa e o aço de baixa liga e alta resistência mecânica A572 de classe 50, com resistência ao escoamento de 345 MPa e resistência a ruptura de 450 MPa.

2.6 DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento das barras é orientado para que os esforços de resistências das seções escolhidas sejam maiores do que os esforços solicitantes nas barras.

O cálculo dos esforços resistentes é realizado de acordo com os procedimentos e diretrizes indicados e detalhados na NBR 8800 (ABNT, 2008). Nela pode-se encontrar os procedimentos necessários para a verificação de estado limite último e de estado limite de serviço.

2.6.1 Estado Limite Último

2.6.1.1 Resistência à Tração

Segundo as diretrizes da NBR 8800 (ABNT, 2008), no dimensionamento de uma barra submetida a força axial de tração, é preciso satisfazer a seguinte relação:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (2.10)$$

Onde a força axial de resistência à tração é determinada pela equação (2.11).

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g * f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.11)$$

2.6.1.2 Resistência à Compressão

A NBR 8800 (ABNT, 2008) impõe duas condicionantes para o dimensionamento das barras prismáticas comprimidas, a verificação em relação ao cálculo do esforço resistente da barra e um índice limite de esbeltez.

O índice limite de esbeltez das barras comprimidas, tomado como a relação entre o produto KL e o raio de giração correspondente, portanto $K * L/r$, onde K é o coeficiente de flambagem obtido na Figura 14, e L é o comprimento destravado, tem o valor máximo de 200.

Para a verificação em relação à força resistente da barra, tem-se:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (2.12)$$

A força resistente à compressão da barra é calculada de acordo com a equação (2.13).

$$N_{c,Rd} = \frac{\mathcal{X} * Q * A_g * f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.13)$$

O fator de redução associado à resistência à compressão (\mathcal{X}) é dado por:











$$\text{Para } \lambda_0 \leq 1,5: \quad \mathcal{X} = 0,658\lambda_0^2 \quad (2.14)$$

$$\text{Para } \lambda_0 > 1,5: \quad \mathcal{X} = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (2.15)$$

O índice de esbeltez reduzido (λ_0) é calculado pela equação (2.16).

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q * A_g * f_y}{N_e}} \quad (2.16)$$

Figura 14 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados (K)

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	 Rotação e translação impedidas  Rotação livre, translação impedida  Rotação impedida, translação livre  Rotação e translação livres					

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Em que N_e é o menor valor obtido entre N_{ex} , N_{ey} e N_{ez} , dados pelas seguintes equações:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 * E * I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.17)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (2.18)$$

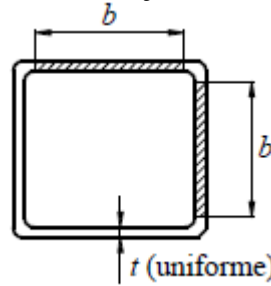
$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 * E * C_w}{(K_z * L_z)^2} + G * J \right] \quad (2.19)$$

Seguindo as determinações da NBR 8800 (ABNT, 2008), atribuiu-se a todas as barras submetidas à força axial de compressão que possuem relações entre largura (b) e espessura (t) que não superasse os valores de $(b/t)_{lim}$ o fator de redução total Q igual a 1,00. Os valores de b e t são determinados de acordo com a Figura 15.

O valor de $(b/t)_{lim}$ para barras de seção tubular retangular e quadrada é dado pela equação (2.20).

$$(b/t)_{lim} = 1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.20)$$

Figura 15 - Valores de b e t em seção tubular retangular e quadrada



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.6.1.3 Resistência à Flexão

Para verificação à flexão, a NBR 8800 (ABNT, 2008) impõe a seguinte condição:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (2.21)$$

A NBR 8800 (ABNT, 2008) diz que “para assegurar a validade da análise elástica, o momento fletor resistente de cálculo não pode ser tomado maior que $1,50 W f_y / \gamma_{a1}$, sendo W o módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal da barra em relação ao eixo de flexão”.

O cálculo do momento fletor resistente depende da condição de esbeltez para as almas das vigas. Uma viga de alma não-esbelta é aquela que quando perpendiculares ao eixo de flexão, têm parâmetro de esbeltez λ inferior ou igual a λ_r , determinados pelas equações a seguir.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (2.22)$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.23)$$

Onde h é a altura da seção medida de forma perpendicular ao eixo de flexão e t_w é a espessura da seção.

Neste trabalho serão abordadas apenas vigas de almas não-esbeltas.

O momento fletor resistente de cálculo será o menor valor encontrado para cada estado limite-último de flambagem, sendo eles o estado-limite último de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM) e flambagem local da alma (FLA). Neste trabalho não abordaremos esforços de torção nas vigas, portanto as verificações serão realizadas apenas para FLM e FLA.

Para os estados limites últimos citados, são adotados os parâmetros dados na Tabela 1.

Tabela 1 - Parâmetros λ , λ_p e λ_r

ESTADO-LIMITE	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
FLM	$f_y W_{ef}$	$\frac{W_{ef}^3}{W} f_y$	$\frac{b}{t}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
FLA	$f_y W$	-	$\frac{h}{t_w}$	$2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008), adaptado pela autora.

Então, o momento fletor resistente de cálculo é determinado por:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ se } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.24) \\ M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ se } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.25) \\ M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}, \text{ se } \lambda > \lambda_r \quad (2.26) \end{array} \right.$$

Onde o momento fletor de plastificação (M_{pl}) é estabelecido pela equação (2.27).

$$M_{pl} = Z * f_y \quad (2.27)$$

Então, o valor de M_{Rd} adotado é o menor entre os três calculados na equações (2.24), (2.25) e (2.26).

2.6.1.4 Resistência ao Esforço Composto

Para barras submetidas a esforços simultâneos de tração ou de compressão e momento fletor, a NBR 8800 (ABNT, 2008) diz que devem ser obedecidas as seguintes expressões.

$$\left\{ \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0, \text{ se } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \right. \quad (2.28)$$

$$\left. \left\{ \frac{N_{Sd}}{2 * N_{Rd}} + \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0, \text{ se } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \right. \quad (2.29)$$

2.6.2 Estado Limite de Serviço

2.6.2.1 Análise de Vibrações

Segundo Martins, Pinto e Porto (2017), as estruturas metálicas possuem uma frequência natural próxima a de atividades humanas críticas rítmicas comuns. Como consequência disso, elas são mais sensíveis a diversos tipos de carregamentos dinâmicos. Isso torna possível uma ocorrência de ressonância produzindo elevados níveis de vibração, os quais são capazes de prejudicar o conforto dos ocupantes ou até mesmo comprometer a segurança estrutural.

A ressonância ocorre quando é aplicada sobre um sistema uma força de frequência igual ou muito próxima a frequência natural desse sistema. Devido a isso, ocorre um aumento significativo na amplitude das suas ondas.

De acordo com Araújo Junior (2008), em estruturas como passarelas de pedestres, as vibrações excessivas geralmente têm trazido grandes problemas. A sensação de insegurança e o desconforto provocados pela oscilação da estrutura têm resultado na perda da funcionalidade e consequente interdição desses equipamentos urbanos.

Visto isso, vale ressaltar que a análise de vibrações no processo de cálculo de uma passarela é de extrema importância, porém, por razões didáticas, esta não será abordada no presente trabalho.

2.6.2.2 Deformações Excessivas

A NBR 8800 (ABNT, 2008) impõe valores máximos de deslocamentos das barras em relação ao vão livre, apresentados na Figura 16.

Figura 16 - Deslocamentos máximos

Descrição	δ ¹⁾
- Travessas de fechamento	$L/180$ ²⁾
	$L/120$ ³⁾⁴⁾
- Terças de cobertura ⁷⁾	$L/180$ ⁵⁾
	$L/120$ ⁶⁾
- Vigas de cobertura ⁷⁾	$L/250$ ⁸⁾
- Vigas de piso	$L/350$ ⁸⁾
- Vigas que suportam pilares	$L/500$ ⁸⁾
Vigas de rolamento: ¹⁰⁾	
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	$L/600$ ⁹⁾
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	$L/800$ ⁹⁾
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	$L/1000$ ⁹⁾
- Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	$L/400$
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/300$
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/400$ ^{11) 12)}
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/400$
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500$ ¹³⁾
Lajes mistas	Ver Anexo Q

¹⁾ L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar).

²⁾ Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam).

³⁾ Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.

⁴⁾ Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico.

⁵⁾ Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.

⁶⁾ Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico.

⁷⁾ Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.

⁸⁾ Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.

⁹⁾ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.

¹⁰⁾ Considerar combinações raras de serviço.

¹¹⁾ No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.

¹²⁾ O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.

¹³⁾ Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.6.3 Ligações entre barras

As ligações entre as barras têm extrema importância para o correto funcionamento da estrutura. De acordo com o grau de impedimento de rotação relativa das barras unidas, a ligação pode ser classificada em rígida, flexível ou semirrígida.

Os elementos e meios de ligação devem ser dimensionados aos estados-limites últimos, de modo que possuam esforços resistentes de cálculo iguais ou maiores aos esforços solicitantes. Os esforços solicitantes devem ser determinados a partir da análise da estrutura submetidas às combinações últimas de ações (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016).

Segundo Fakury, Silva e Caldas (2016), as ligações rígidas são aquelas em que o ângulo entre as barras que se interceptam permanece praticamente inalterado após o carregamento da estrutura. As ligações flexíveis são as que a rotação relativa entre as barras que se interceptam varia consideravelmente. Já as ligações semirrígidas são aquelas que apresentam um comportamento intermediário entre os dois outros tipos.

As ligações entre barras prismáticas metálicas podem ser feitas por meio de solda, parafusos e elementos de ligação. As metodologias de cálculo para cada tipo de ligação são apresentadas a seguir.

2.6.3.1 Soldas

A solda é um meio de ligação composta da fusão conjunta das peças de aço a serem unidas e de um eletrodo metálico. As soldas podem ser classificadas em três tipos, a solda de penetração total ou parcial, solda tampão e solda de filete.

Segundo Fakury, Silva e Caldas (2016), na solda de penetração total ou parcial o metal da solda é depositado em chanfros nas partes a serem unidas, na solda tampão, o metal da solda é depositado em orifícios feitos em uma chapa de ligação e na solda de filete, o metal da solda se situa nas extremidades das superfícies.

Para o presente trabalho, serão usadas as soldas do tipo filete, por serem ideais para ligações do tipo “tê”.

Para o cálculo da resistência da solda, devem ser determinados: o tipo de eletrodo utilizado, a dimensão da perna da solda e o seu comprimento efetivo.

Os eletrodos podem ser de classe de resistência 6, 7 ou 8, com o valor de resistência de metal da solda (f_w) determinado pela NBR 8800 (ABNT, 2008) e apresentado na Tabela 2.

A perna da solda corresponde ao lado do filete junto às faces das barras que compõem a ligação. Elas podem ter valores iguais ou diferentes, ficando a critério do projetista a sua determinação. Neste trabalho serão usadas apenas pernas de soldas de valores iguais. Os valores mínimos para a perna da solda dependem da menor espessura do metal base da junta e são determinados de acordo com a Tabela 3.

Tabela 2 - Resistência do metal da solda

Metal de solda	f_w MPa
Todos os eletrodos com classe de resistência 6 ou 60	415
Todos os eletrodos com classe de resistência 7 ou 70	485
Todos os eletrodos com classe de resistência 8 ou 80	550

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Já o comprimento efetivo da solda equivale ao valor do perímetro da barra que terá contato efetivo com o eletrodo e é determinado pelo projetista de acordo com os perfis de aço utilizados.

Tabela 3 - Dimensão mínima de uma solda filete

Menor espessura do metal base na junta (mm)	Dimensão nominal mínima da solda de filete(*) (mm)
Abaixo de 6,35 e até 6,35	3
Acima de 6,35 até 12,5	5
Acima de 12,5 até 19	6
Acima de 19	8
(*) Executadas somente com um passe	

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), a força resistente de cálculo da solda é obtida por meio da seguinte equação:

$$F_{Rd,w} = \frac{0,60 * A_w * f_w}{\gamma_{w2}} \quad (2.30)$$

Em que γ_{w2} é igual a 1,35 para combinações normais e 1,15 para combinações excepcionais.

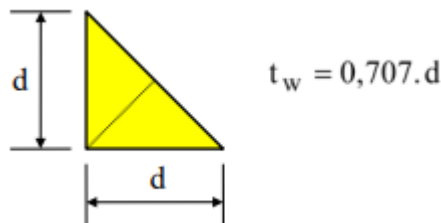
Para o cálculo da área efetiva da solda (A_w), deve ser determinado o valor da garganta efetiva do filete (t_w) e então este deve ser multiplicado pelo comprimento efetivo. A garganta efetiva de uma solda filete é igual à menor distância medida da raiz à face plana teórica da solda. Para valores iguais de perna de solda, a garganta é calculada a partir da Figura 17.

A área efetiva da solda então é calculada a partir da equação (2.31).

$$A_w = l_{ef} * t_w \quad (2.31)$$

No qual t_w é a garganta efetiva da solda.

Figura 17 - Cálculo da garganta efetiva da solda



Fonte: Miguel e Carqueja (2019).

2.6.3.2 Parafusos

Para as ligações parafusadas do presente trabalho foram consideradas as condições prescritas na NBR 8800 (ABNT, 2008).

Segundo Fakury, Silva e Caldas (2016), existem dois tipos de parafusos estruturais, os comuns e os de alta resistência. Os parafusos comuns são fabricados de aço-carbono e podem ser do tipo ASTM 307 e ISSO 8981 Classe 4.6. Já os parafusos de alta resistência são fabricados com aço de alta resistência tratados termicamente e podem ser do tipo ASTM 325, ASTM 490, ISSO 4016 Classe 8.8 e ISSO 4016 Classe 10.9.

As suas resistências ao escoamento e à ruptura e o diâmetro usual são apresentados na Tabela 4.

Para que a ligação parafusada seja eficiente, ela deve respeitar os distanciamentos mínimos e máximos impostos pela NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 4 - Materiais usados em parafusos

Especificação	f_{yb} MPa	f_{ub} MPa	Diâmetro d_b	
			mm	pol
ASTM A307	-	415	-	$1/2 \leq d_b \leq 4$
ISO 898-1 Classe 4.6	235	400	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM A325 ^a	635 560	825 725	$16 \leq d_b \leq 24$ $24 < d_b \leq 36$	$1/2 \leq d_b \leq 1$ $1 < d_b \leq 1\frac{1}{2}$
ISO 4016 Classe 8.8	640	800	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM A490	895	1035	$16 \leq d_b \leq 36$	$1/2 \leq d_b \leq 1\frac{1}{2}$
ISO 4016 Classe 10.9	900	1000	$12 \leq d_b \leq 36$	-

^a Disponíveis também com resistência à corrosão atmosférica comparável à dos aços AR 350 COR ou à dos aços ASTM A588.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

A distância entre os centros dos furos não pode ser inferior a $2,7 d_b$, de preferência $3 d_b$. Além desse requisito, a distância livre entre as bordas de dois furos consecutivos não pode ser inferior a d_b .

O espaçamento máximo entre parafusos que ligam uma chapa a um perfil ou a outra chapa, em contato contínuo, deve ser determinado como a seguir:

- Em elementos não sujeitos a corrosão, pintados ou não, o espaçamento não pode exceder 24 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 300 mm;
- Para elementos de aço resistente à corrosão atmosférica, não pintados, o espaçamento não pode exceder 14 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 180 mm.

Em relação à distância do centro do furo a borda do elemento de ligação, a NBR 8800 (ABNT, 2008) diz que “Para qualquer borda de uma parte ligada, a distância do centro do parafuso, ou barra redonda rosqueada, mais próximo até essa borda não pode exceder a 12 vezes a espessura da parte ligada considerada, nem 150 mm.”

Já o valor mínimo para a mesma distância é determinado de acordo com a Tabela 5.

Para o cálculo da resistência à tração dos parafusos, a NBR 8800 (ABNT, 2008) dita a seguinte equação:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_{be} * f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (2.32)$$

Em que A_{be} é a área efetiva do parafuso e é determinada por:

$$A_{be} = 0,75 * A_b \quad (2.33)$$

Já A_b é calculada por:

$$A_b = \frac{\pi * d_b^2}{4} \quad (2.34)$$

Tabela 5 - Distância mínima do centro de um furo-padrão à borda

Diâmetro d_b		Borda cortada com serra ou tesoura mm	Borda laminada ou cortada a maçarico ^b mm
pol	mm		
1/2		22	19
5/8	16	29	22
3/4		32	26
	20	35	27
7/8	22	38 ^c	29
	24	42 ^c	31
1		44	32
1 1/8	27	50	38
	30	53	39
1 1/4		57	42
	36	64	46
> 1 1/4	> 36	$1,75 d_b$	$1,25 d_b$

^a São permitidas distâncias inferiores às desta Tabela, desde que a equação aplicável de 6.3.3.3 seja satisfeita.

^b Nesta coluna, as distâncias podem ser reduzidas de 3 mm, quando o furo está em um ponto onde a força solicitante de cálculo não exceda 25 % da força resistente de cálculo.

^c Nas extremidades de cantoneiras de ligação de vigas e de chapas de extremidade para ligações flexíveis, esta distância pode ser igual a 32 mm.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

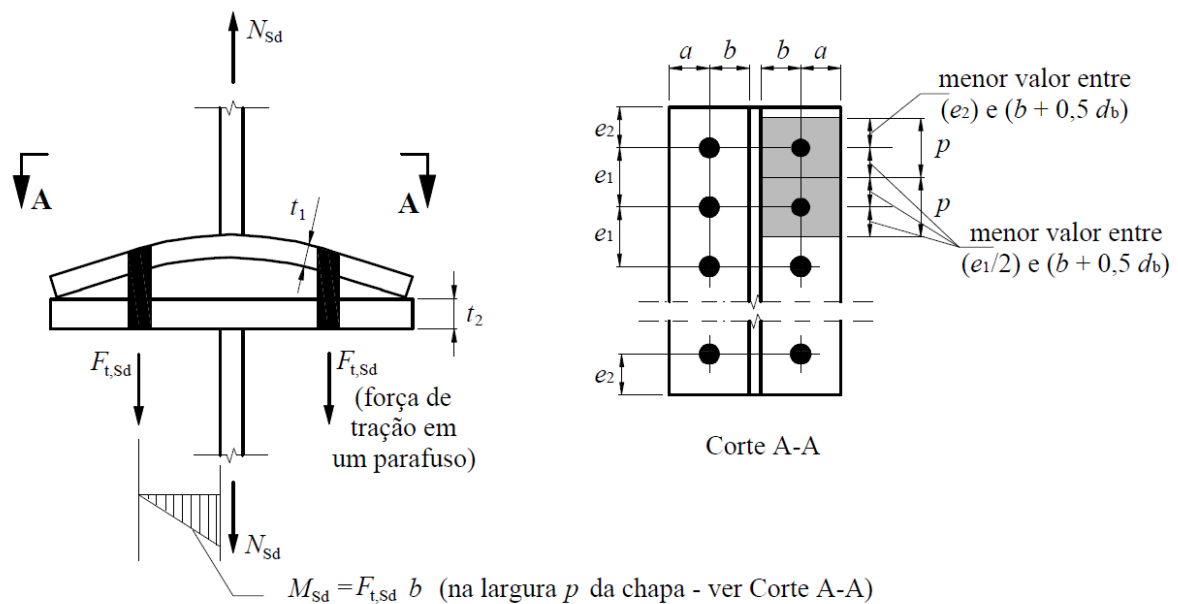
Ainda, segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), na determinação da força de tração solicitante de cálculo em parafusos e barras rosqueadas, deve-se levar em conta o efeito alavanca, produzido pelas deformações das partes ligadas (Figura 18).

Para que o efeito alavanca seja adequadamente considerado, deve ser atendida pelo menos uma das exigências a seguir:

- Na determinação das espessuras das partes ligadas, for empregado o momento resistente plástico e a força de tração resistente de cálculo dos parafusos ou barras redondas rosqueadas for reduzida em 33 %;
- Na determinação das espessuras das partes ligadas, for empregado o momento resistente elástico e a força de tração resistente de cálculo dos parafusos ou barras redondas rosqueadas for reduzida em 25 %;

Adicionalmente, a dimensão a não pode ser inferior à dimensão b (Figura 18).

Figura 18 - Efeito Alavanca



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.6.3.3 Chapas

O dimensionamento da chapa metálica é realizado de forma análoga a uma viga metálica de seção retangular, com altura igual a espessura escolhida para a chapa.

O esforço solicitante na barra é dividido pelo perímetro da solda para obter o esforço solicitante pontual. Esse esforço é aplicado como uma carga pontual na extremidade do balanço de uma viga engastada, de comprimento unitário, e assim são calculados os valores de momento fletor e esforço cortante solicitantes no engaste. Estes valores encontrados de esforços solicitantes serão os mesmos atuantes sobre a chapa.

O momento fletor resistente de cálculo da chapa é determinado de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), pela fórmula:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{z * f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.35)$$

Em que o módulo de resistência plástico (z) é dado por:

$$z = \frac{b * h^2}{4} \quad (2.36)$$

Onde, b é o valor da largura da seção transversal e h é o valor da altura.

Para a verificação em relação ao esforço cortante, será feita uma comparação entre a tensão atuante devido ao esforço cisalhante e a tensão resistente ao cortante.

De acordo com Hibbeler (2004), a distribuição de tensão de cisalhamento em uma seção transversal retangular ocorre de forma parabólica e o seu valor máximo é calculado de acordo com a equação que segue.

$$\tau_{máx} = 1,5 \frac{V}{A} \quad (2.37)$$

Em que V é o esforço cortante atuante na seção e A é a área da seção transversal.

Esse valor, então, é comparado com a tensão resistente ao cortante, calculada por:

$$\tau_R = \frac{0,58 * f_y}{1,1} \quad (2.38)$$

Então, como condições de verificação das resistências da chapa, tem-se:

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \quad (2.39)$$

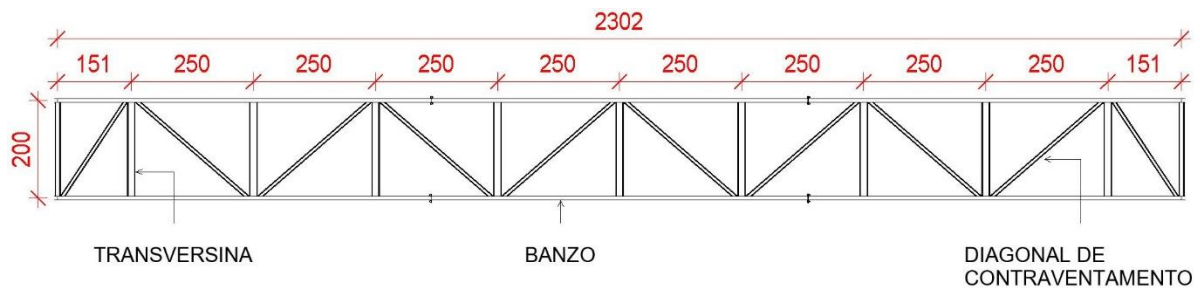
$$\tau_{máx} \leq \tau_R \quad (2.40)$$

3 ESTUDO DE CASO

3.1 GEOMETRIA

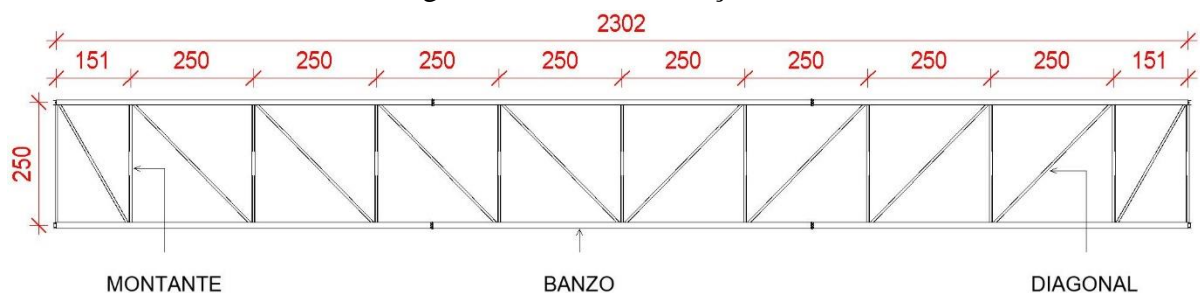
A estrutura sob análise possui um vão central de 23,02 m, uma altura de gabarito de 5,50 m e é composta por treliças laterais planas, paralelas entre si e espaçadas em 2 m. As treliças laterais são do tipo Pratt e seus montantes intermediários são a cada 2,5 m. Os montantes das extremidades, por sua vez, possuem 1,51 m de espaçamento, como é apresentado na Figura 20. As treliças são unidas por transversinas, com espaçamentos iguais aos montantes e por diagonais de contraventamento, como é apresentado na Figura 19. Sobre as transversinas inferiores da passarela é apoiada a laje de SteelDeck do tipo Metalform MF-75 com espessura de 0,80 mm e altura total de 14 cm (Detalhe no Anexo A).

Figura 19 - Vista superior da passarela



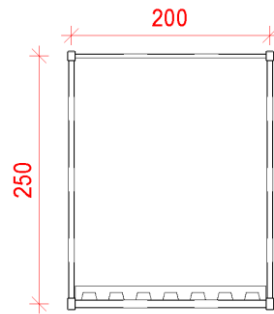
Fonte: Elaborada pela autora (2020).

Figura 20 - Vista da treliça lateral



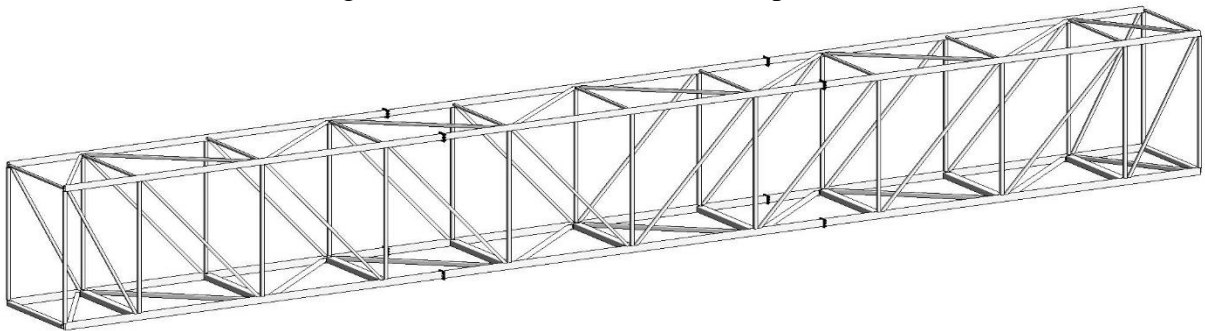
Fonte: Elaborada pela autora (2020).

Figura 21 - Vista transversal da passarela



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

Figura 22 - Vista tridimensional da passarela



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

3.2 MODELO DE CÁLCULO

O modelo tridimensional reticulado da estrutura não se apresenta como uma treliça perfeita, visto que há a existência de nós planos. Os nós planos caracterizam-se por pertencerem a treliça em apenas um plano, e não ao outro perpendicular, gerando instabilidade no modelo numérico, portanto esse não converge e não encontra uma solução para o problema.

A fim de viabilizar o cálculo, foram encontradas duas alternativas para a modelagem computacional. Para o primeiro modelo foram eliminados os nós planos por meio da inserção de elementos de viga e para o segundo, foram inseridas barras fictícias.

Os modelos foram elaborados por meio do programa computacional de Scia (2019), na versão do tipo estudante. Este programa computacional oferece uma modelagem tridimensional da estrutura, com diversas opções de tipos de apoios, rotulações dos nós, características dos materiais e tipos e combinações de cargas. A estrutura é composta por elementos reticulados e a análise estrutural do modelo é feita pelo Método dos Elementos

Finitos. O programa também disponibiliza a opção de verificação de resistência dos elementos modelados de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008).

O exemplar tem um total de 124 elementos modelados de acordo com a geometria apresentada anteriormente. Como uma forma de simplificação, a laje de Steel Deck não foi incluída no modelo mecânico, nesse caso, as diagonais de contraventamento são responsáveis por conferir a rigidez horizontal do modelo espacial.

O primeiro modelo de cálculo, tratado como “Modelo 1” no presente trabalho, foi construído com dois tipos de elementos. Com o intuito de eliminar os nós planos, os banzos das treliças laterais foram considerados como vigas, estando estes submetidos a momentos fletores nos dois eixos principais. As demais barras componentes das treliças laterais foram modeladas como elementos de treliça, de forma a gerar apenas esforços axiais nas mesmas.

Já no “Modelo 2” as treliças laterais foram modeladas como treliças perfeitas, todos os seus nós foram rotulados e apenas esforços axiais atuaram nas barras. Para que o modelo possa convergir para essa solução, foram adicionadas barras fictícias de forma a garantir uma geometria mais próxima de uma treliça tridimensional perfeita.

As barras fictícias foram inseridas de modo a não interferir no cálculo dos esforços solicitantes dos elementos. Para isso, foram feitas comparações entre diferentes seções de perfis utilizados e foi visto que essas não interferiam de forma significativa no cálculo dos esforços solicitantes. Por fim, foram utilizadas barras com áreas de seções correspondentes a 1/10 da área da menor seção utilizada no modelo.

Nos dois modelos foram considerados esforços de momento fletor gerados nas transversinas inferiores, devido às cargas linearmente distribuídas e as demais barras submetidas apenas a esforços de tração e compressão.

Os dados não indicados apresentados nos capítulos seguintes são referentes ao Modelo 2.

3.3 APARELHO DE APOIO

O aparelho de apoio adotado foi o do tipo Neoprene Fretado. O cálculo do seu coeficiente de rigidez foi elaborado de acordo com o que foi apresentado no item 2.2.2.

O valor do módulo de distorção foi obtido através do Catálogo Técnico Apoio Elastoméricos – Neoprex e corresponde a 10 kgf/cm². As dimensões adotadas para o aparelho de apoio foram de 15x20x3cm e seu coeficiente de rigidez é calculado pela equação que segue.

$$k = \frac{0,10 * 15 * 20}{3} = 10 \text{ kN/cm} \quad (3.1)$$

Os apoios foram modelados no programa computacional como livres para rotação, fixos para translação no eixo Z e flexíveis para translação nos eixos X e Y, com coeficiente de rigidez de 10 kN/cm.

3.4 AÇÕES E CARREGAMENTOS

3.4.1 Ações Permanentes

3.4.1.1 *Peso Próprio da Estrutura*

O peso próprio da estrutura foi calculado de forma automática pelo programa de Scia (2019), com o uso do peso específico do aço de 7850 kg/m³.

3.4.1.2 *Sobrecargas Permanentes*

As sobrecargas permanentes de projeto corresponderão às cargas de pavimentação/nivelamento do piso, ao peso próprio da laje de Steel Deck e ao peso do guarda-corpo metálico.

- Pavimentação/nivelamento do piso: 0,375 kN/m²;
- Peso próprio do Steel Deck: 2,5 kN/m²;
- Peso próprio do guarda-corpo: 0,25 kN/m².

As sobrecargas permanentes totalizam 3,125 kN/m² e foram aplicadas como cargas linearmente distribuídas sobre as transversinas inferiores.

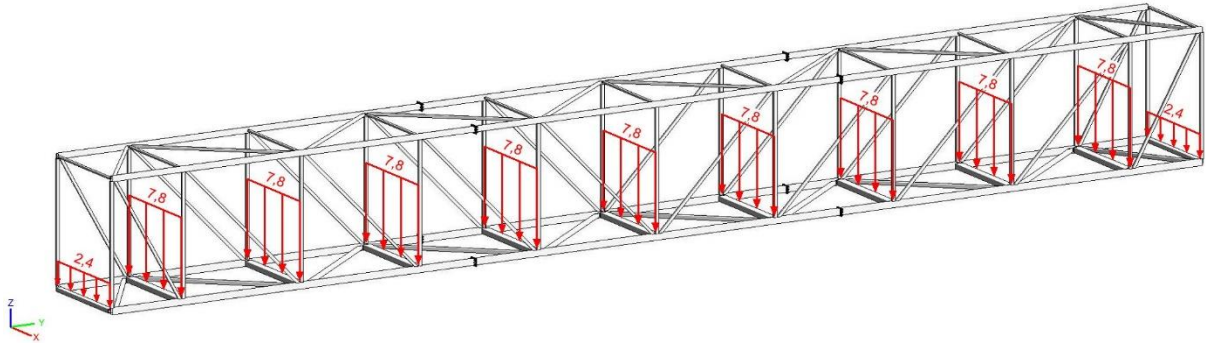
A carga aplicada nas transversinas externas é de:

$$Q_2 = 3,125 * \left(\frac{1,51}{2}\right) = 2,4 \text{ kN} \quad (3.2)$$

A carga aplicada nas transversinas internas é de:

$$Q_2 = 3,125 * 2,5 = 7,8 \text{ kN} \quad (3.3)$$

Figura 23 - Aplicação da sobrecarga permanente (Q_2)



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

3.4.2 Ações Variáveis

3.4.2.1 Cargas Móveis

Conforme o item 6.1 da NBR 7188 – Carga móvel (ABNT, 2013), a carga móvel (ρ) a ser adotada em passarelas é uma carga uniformemente distribuída. Ela será aplicada sobre o pavimento entre os guarda-corpos, na posição mais desfavorável e sem a consideração do coeficiente de impacto vertical.

$$\rho = 5,0 \text{ kN/m}^2 \quad (3.4)$$

Visto que o modelo da passarela em estudo tem transversinas biapoçadas, a posição mais desfavorável de aplicação da carga é em todo o seu vão. Portanto, a carga móvel foi aplicada como uma carga linearmente distribuída sobre as transversinas inferiores.

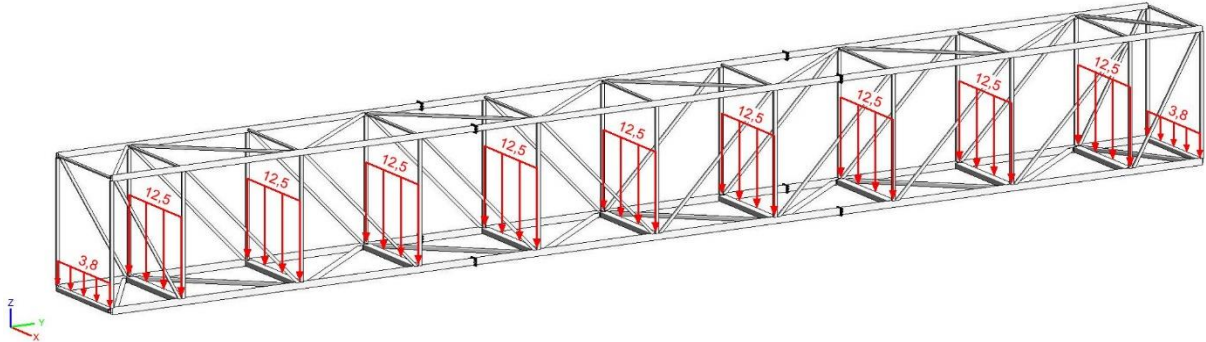
A carga aplicada nas transversinas exteriores tem o valor de:

$$S_1 = 5 * \left(\frac{1,51}{2} \right) = 3,8 \text{ kN} \quad (3.5)$$

Já nas transversinas interiores, a carga aplicada foi de:

$$S_1 = 5 * 2,5 = 12,5 \text{ kN} \quad (3.6)$$

Figura 24 - Aplicação da carga móvel (S_1)



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

3.4.2.2 Vento

De acordo com o mapa de isopletas - Figura 7, e pela localização da passarela – Brasília/DF, a velocidade V_0 adotada foi de 35m/s.

O fator topográfico (S_1) foi considerado para a categoria de terreno plano ou fracamente acidentado, obtendo assim um valor de $S_1 = 1,0$.

O fator relacionado à rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2) foi considerado de acordo com as categorias a seguir:

- Em relação a rugosidade do terreno: foi considerado como Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas;
- Em relação às dimensões da edificação: foi considerado como Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

Como a altura da estrutura passa dos 5 m, o coeficiente obtido a partir da Figura 8 foi $S_2 = 0,92$.

O fator estatístico S_3 foi considerado para o Grupo 2, que contempla edificações com alto teor de ocupação. O valor admitido foi de $S_3 = 1,00$.

A velocidade característica do vento foi calculada a partir da equação apresentada a seguir.

$$V_k = 35 * 1,0 * 0,92 * 1,00 = 32,2 \text{ m/s} \quad (3.7)$$

A pressão dinâmica do vento foi calculada a partir da equação (3.8).

$$q = 0,613 * 32,2^2 = 636 \text{ N/m}^2 \quad (3.8)$$

A área efetiva foi corrigida iterativamente em função da sua dependência das seções utilizadas. Para cada novo dimensionamento a área era atualizada e a força era recalculada. O resultado da área frontal efetiva foi de 8,291 m² para o Modelo 2.

A área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado é calculada de acordo com a equação a seguir.

$$A = 23,16 * 2,61 = 60,343 \text{ m}^2 \quad (3.9)$$

O índice de área exposta tem o valor de:

$$\phi = \frac{8,291}{60,343} = 0,137 \quad (3.10)$$

E a relação e/h tem como resultado:

$$\frac{e}{h} = \frac{2}{2,5} = 0,8 \quad (3.11)$$

Por meio de uma interpolação entre os valores de $e/h \leq 0,5$ e $e/h = 1$, chegou-se ao valor de $\eta = 0,917$, conforme o ábaco da Figura 10.

De acordo com o ábaco apresentado na Figura 11, o valor do coeficiente de arrasto C_{a1} obtido foi de 1,863. Utilizando a equação para o cálculo do coeficiente de arrasto:

$$C_{an} = 1,863 * [1 + (2 - 1) * 0,917] = 3,57 \quad (3.12)$$

Portanto, a força de arrasto é de:

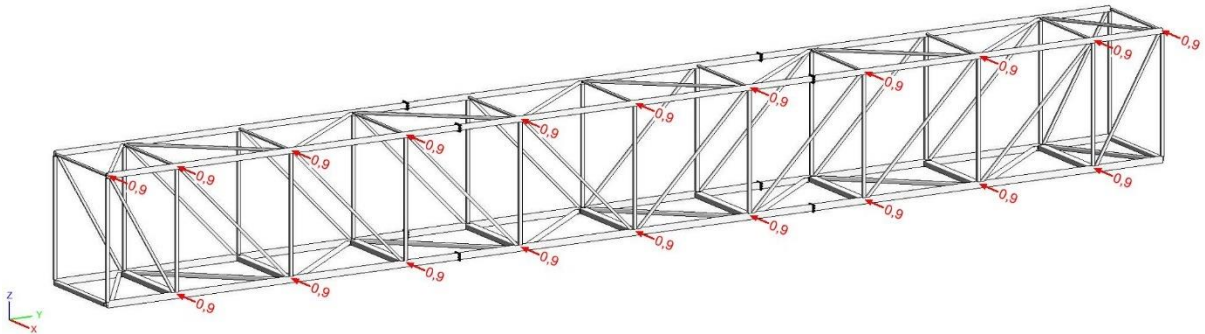
$$F_{an} = 3,57 * 636 * 8,291 = 18,8 \text{ kN} \quad (3.13)$$

A carga de vento foi aplicada apenas nos nós das treliças laterais. Como a treliça possui 20 nós a carga calculada é de:

$$F_v = \frac{F_{an}}{N_{nós}} = \frac{22,8}{20} = 0,9 \text{ kN/nó} \quad (3.14)$$

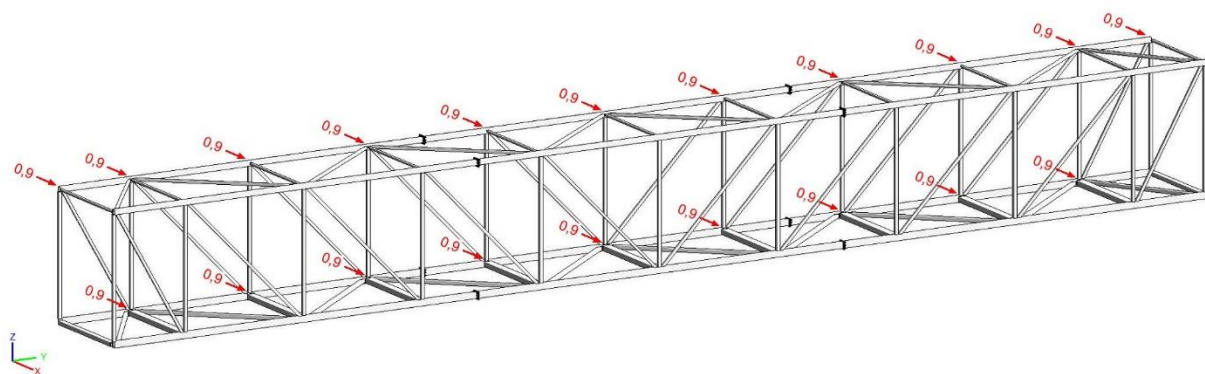
Duas hipóteses de aplicação da carga de vento foram geradas para considerar diferentes comportamentos e assim obter um resultado mais próximo da realidade. A carga V_1 foi aplicada na direção negativa do eixo x e a V_2 foi aplicada na direção positiva do eixo x.

Figura 25 - Aplicação da carga V_1



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

Figura 26 - Aplicação da carga V_2



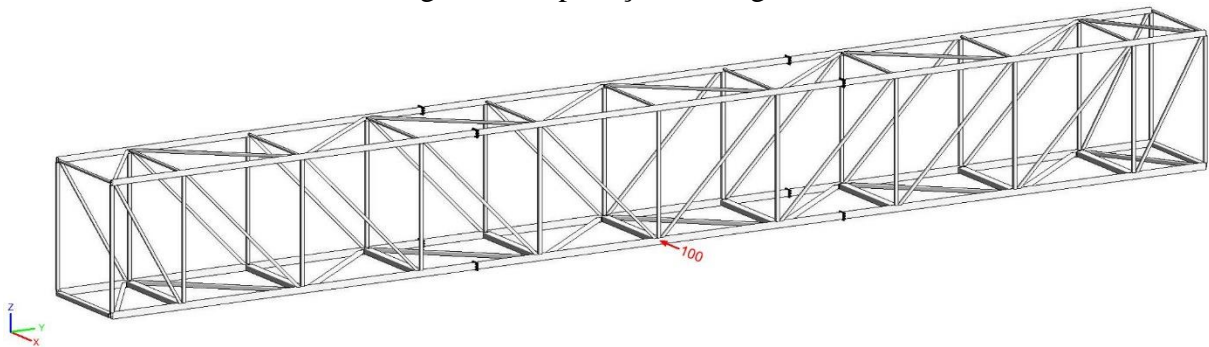
Fonte: Elaborada pela autora (2020).

3.4.3 Ação excepcional

Segundo o item 6.2 da NBR 7188 – Carga horizontal excepcional (ABNT, 2013), deve ser considerada uma carga horizontal pontual de 100kN. A carga deverá aplicada no ponto mais desfavorável da estrutura da passarela, no sentido do tráfego sob a ela. Todas as ligações da superestrutura e respectivos pilares devem ser verificados para esta ação.

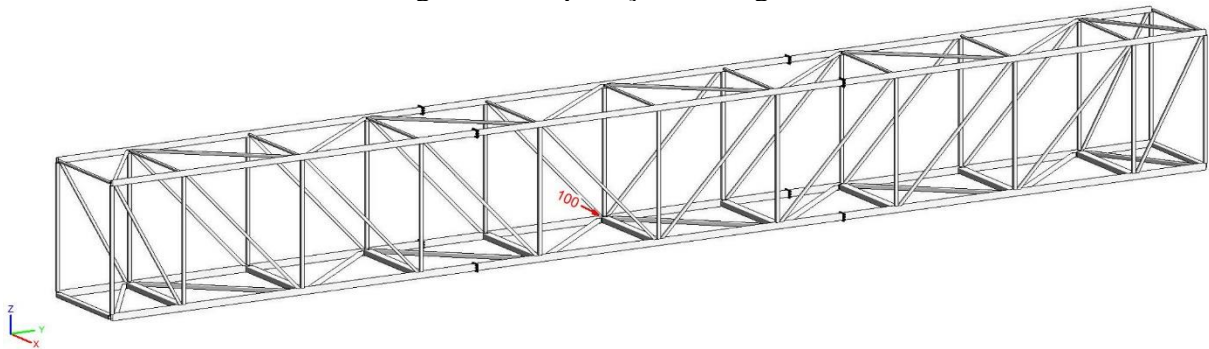
Foram consideradas duas hipóteses de aplicação das cargas excepcionais, atuando no centro do vão, em sentidos opostos. A carga E1 atua no sentido negativo do eixo x e a E2 no sentido positivo do eixo x.

Figura 27 - aplicação da carga E1



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

Figura 28 - Aplicação da carga E2



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

3.5 COMBINAÇÕES DE CARGAS

3.5.1 Coeficientes de Ponderação

Os coeficientes de ponderação foram obtidos considerando o item c da Figura 12 que diz:

Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30 e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20 (NBR 8800; ABNT, 2008).

Portanto, o coeficiente de ponderação utilizado para as ações permanentes será de 1,40 para as combinações normais e de 1,20 para as combinações excepcionais. Para a ação do vento o coeficiente de ponderação será de 1,40 para as combinações normais e 1,00 para as combinações excepcionais. Para a ação de uso e ocupação o coeficiente de ponderação será de 1,50 para as combinações normais e de 1,00 para as combinações excepcionais.

3.5.2 Fatores de Combinação

Os fatores de combinação foram obtidos da Figura 13. Para a carga móvel foi utilizado o coeficiente $\Psi_0 = 0,7$ para análise de estado limite último e $\Psi_1 = 0,6$ e $\Psi_2 = 0,4$ para análise de estado limite de serviço, que corresponde a categoria de ações variáveis causadas pelo uso e ocupação para locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou ainda de elevadas concentrações de pessoas, considerando-se uma possível aglomeração sobre a passarela.

Para a ação do vento foi utilizado o coeficiente $\Psi_0 = 0,6$ para análise de estado limite de último e $\Psi_1 = 0,3$ e $\Psi_2 = 0$ para estado limite de serviço.

3.5.3 Combinações Utilizadas

Para uma melhor análise dos modelos foram utilizadas 19 combinações de ações para o estado limite último e 6 combinações para o estado limite de serviço. Os coeficientes finais utilizados nas combinações para cada carga estão apresentados na tabela que segue:

Tabela 6 - Combinações de ações

CASO	TIPO DE COMBINAÇÃO	COEFICIENTES						
		PP	Q2	S1	V1	V2	E1	E2
ELU1	NORMAL	1,25	1,40		1,40			
ELU2	NORMAL	1,25	1,40	1,50				
ELU3	NORMAL	1,25	1,40	1,05	1,40			
ELU4	NORMAL	1,25	1,40	1,50	0,84			
ELU5	NORMAL	1,25	1,40			1,40		
ELU6	NORMAL	1,25	1,40	1,05		1,40		
ELU7	NORMAL	1,25	1,40	1,50		0,84		
ELU8	EXCEPCIONAL	1,10	1,20				1,00	
ELU9	EXCEPCIONAL	1,10	1,20	0,70			1,00	
ELU10	EXCEPCIONAL	1,10	1,20		0,60		1,00	
ELU11	EXCEPCIONAL	1,10	1,20	0,70	0,60		1,00	
ELU12	EXCEPCIONAL	1,10	1,20			0,60	1,00	
ELU13	EXCEPCIONAL	1,10	1,20	0,70		0,60	1,00	
ELU14	EXCEPCIONAL	1,10	1,20					1,00
ELU15	EXCEPCIONAL	1,10	1,20	0,70				1,00
ELU16	EXCEPCIONAL	1,10	1,20		0,60			1,00
ELU17	EXCEPCIONAL	1,10	1,20	0,70	0,60			1,00
ELU18	EXCEPCIONAL	1,10	1,20			0,60		1,00
ELU19	EXCEPCIONAL	1,10	1,20	0,70		0,60		1,00
ELS1	SERVIÇO	1,00	1,00					
ELS2	SERVIÇO	1,00	1,00	0,60				
ELS3	SERVIÇO	1,00	1,00		0,30			
ELS4	SERVIÇO	1,00	1,00	0,40	0,30			
ELS5	SERVIÇO	1,00	1,00			0,30		
ELS6	SERVIÇO	1,00	1,00	0,40		0,30		

Fonte: Elaborada pela autora (2020).

3.6 DIMENSIONAMENTO

Apesar do programa utilizado oferecer a opção de verificação de estado limite último de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), observou-se uma dificuldade na extração dos memoriais de cálculo haja vista a utilização da versão estudantil de Scia (2019). Portanto, o dimensionamento das barras foi efetuado de forma manual, com o auxílio do programa Excel e um código criado pela autora em linguagem Python.

Foram extraídos do programa de Scia (2019) três relatórios de resultados de análise estrutural. O primeiro continha os máximos valores de esforços em cada uma das barras modeladas; o segundo abrangia os esforços gerados por cada combinação de carga de estado limite último para cada barra modelada e o terceiro os deslocamentos gerados por cada combinação de estado limite de serviço em cada barra.

A partir do primeiro relatório foram realizadas as verificações para as barras em relação a esforços de tração, compressão e flexão. As barras foram inicialmente agrupadas em tipos, e a partir deste agrupamento foram extraídos os maiores valores solicitantes de esforços para cada tipo de esforço. Assim, os tipos de barras foram dimensionados por esses valores máximos.

Tabela 7 - Esforços resistentes

SEÇÃO	$N_{t,Rd}$ (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$M_{Rd,x}$ (kN.m)	$M_{Rd,y}$ (kN.m)
MSH 150x100x4,5	674,3	565,9	34,2	24,6
MSH 120x80x5	586,5	499,0	23,4	17,6
MSH 120x80x4,5	511,2	378,7		
MSH 100x80x6,3	649,2	544,4	21,7	18,5
MSH 100x80x5,6	583,4	491,0		
MSH 100x60x4,5	420,3	253,1	13,6	9,4
MSH 70x70x3,2	264,7	142,1		
MSH 60x60x6,3	410,9	155,1		
MSH 60x60x4,5	306,4	124,3		
MSH 50x50x3,2	184,4	39,1		
MSH 50x50x2,9	168,4	49,4		
MSH 40x40x2,9	132,0	37,5		

Fonte: Elaborada pela autora (2020).

A partir do segundo relatório foram efetuadas as verificações das barras para flexo-tração e flexo-compressão. O cálculo foi realizado para cada barra e cada combinação de carregamento, a situação mais crítica foi adotada como a de verificação, e então as barras também foram agrupadas como nas verificações de tração, compressão e flexão.

Para a análise de estado limite de serviço em relação ao deslocamento máximo, foi utilizado o terceiro relatório.

Para os cálculos de resistência à compressão, foram utilizados os valores dos coeficientes de flambagem por flexão de elementos isolados (K) iguais a 1,00, para todas as barras nos dois modelos. Os esforços resistentes de cálculo para análise do estado-limite último para cada seção são apresentados na Tabela 7.

Quanto à verificação ao estado limite de serviço, foram tomados como valores limites de deslocamento aqueles especificados na Figura 16. As transversinas inferiores e os banzos foram considerados como vigas de piso e as transversinas superiores como vigas de cobertura. Os cálculos dos deslocamentos máximos para estes tipos de barras são apresentados a seguir.

Banzos:

$$d_{m\acute{a}x,1} = \frac{23020}{350} = 65,77 \text{ mm} \quad (3.15)$$

Transversina Inferior:

$$d_{m\acute{a}x,2} = \frac{2000}{350} = 5,71 \text{ mm} \quad (3.16)$$

Transversina Superior:

$$d_{m\acute{a}x,3} = \frac{2000}{250} = 8,00 \text{ mm} \quad (3.17)$$

4 RESULTADOS

4.1 ESFORÇOS INTERNOS

Os resultados dos esforços de análise estrutural foram extraídos do SCIA Engineer como mencionado anteriormente e as envoltórias dos esforços serão apresentadas nas tabelas seguintes.

Tabela 8 - Esforços internos no Modelo 1

Tipo de Barra	Tração (kN)	Compressão (kN)	Momento em x (kNm)	Momento em y (kNm)
Banzo Inferior	490,3	177,9	0,9	1,4
Banzo Superior	0	346,7	0,6	0,9
Montante Externo	0	147,3	0	0
Montante Interno	0	111,0	0	0
Diagonais	165,1	0	0	0
Transversina Inferior Interna	0	100,4	0	15,0
Transversina Inferior Externa	27,4	27,5	0	4,5
Transversina Superior	5,8	6,8	0	0
Contraventamento Inferior	82,5	81,7	0	0
Contraventamento Superior	6,8	8,1	0	0

Fonte: Elaborada pela autora (2020).

- Modelo 1 – Modelo em que foram inseridas as barras dos banzos como elementos de viga;

Tabela 9 - Esforços internos no Modelo 2

Tipo de Barra	Tração (kN)	Compressão (kN)	Momento em x (kNm)	Momento em y (kNm)
Banzo Inferior	496,6	184,6	0	0
Banzo Superior	0	349,7	0	0
Montante Externo	0	148,6	0	0
Montante Interno	0	110,9	0	0
Diagonais	165,3	0	0	0
Transversina Inferior Interna	0	100,6	0	15,0
Transversina Inferior Externa	28,4	28,4	0	4,5
Transversina Superior	7,2	8,8	0	0
Contraventamento Inferior	83,7	83,7	0	0
Contraventamento Superior	9,0	9,0	0	0

Fonte: Elaborada pela autora (2020).

- Modelo 2 – Modelo em que foram inseridas as barras fictícias;

4.2 DIMENSIONAMENTO

Na tabela a seguir são apresentados os perfis utilizados para cada tipo de barra, o seu peso próprio correspondente, a porcentagem crítica de uso em relação as resistências de cálculo e a combinação crítica de carga.

Tabela 10 - Perfis utilizados no dimensionamento do Modelo 1

Tipo de Barra	Perfil Tubular	Peso (kg)	Uso (%)	Combinação Crítica
Banzo Inferior	MSH 120 x 80 x 5,0	675,8	93,33	ELU19
Banzo Superior	MSH 100 x 80 x 6,3	748,1	94,13	ELU4
Montante Externo	MSH 60 x 60 x 6,3	102,8	94,96	ELU4
Montante Interno	MSH 60 x 60 x 4,5	345,1	89,32	ELU4
Diagonais	MSH 50 x 50 x 3,2	315,0	89,55	ELU7
Transversina Inferior Interna	MSH 150 x 100 x 4,5	303,8	60,97	ELU4
Transversina Inferior Externa	MSH 100 x 60 x 4,5	42,1	48,76	ELU4
Transversina Superior	MSH 40 x 40 x 2,9	72,7	18,12	ELU1
Contraventamento Inferior	MSH 70 x 70 x 3,2	202,9	85,39	ELU10
Contraventamento Superior	MSH 50 x 50 x 2,9	129,1	26,82	ELU3
PESO TOTAL (kg)		2937,4		

Fonte: Elaborada pela autora (2020).

Tabela 11 - Perfis utilizados no dimensionamento do Modelo 2

Tipo de Barra	Perfil Tubular	Peso (kg)	Uso (%)	Combinação Crítica
Banzo Inferior	MSH 120 x 80 x 4,5	614,4	93,13	ELU19
Banzo Superior	MSH 100 x 80 x 5,6	672,2	96,15	ELU4
Montante Externo	MSH 60 x 60 x 6,3	102,8	95,77	ELU4
Montante Interno	MSH 60 x 60 x 4,5	345,1	89,25	ELU4
Diagonais	MSH 50 x 50 x 3,2	315,0	89,61	ELU4
Transversina Inferior Interna	MSH 150 x 100 x 4,5	303,8	60,87	ELU4
Transversina Inferior Externa	MSH 100 x 60 x 4,5	42,1	49,14	ELU4
Transversina Superior	MSH 40 x 40 x 2,9	72,7	23,34	ELU1
Contraventamento Inferior	MSH 70 x 70 x 3,2	202,9	87,47	ELU10
Contraventamento Superior	MSH 50 x 50 x 2,9	129,1	29,50	ELU3
PESO TOTAL (kg)		2800,1		

Fonte: Elaborada pela autora (2020).

4.3 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

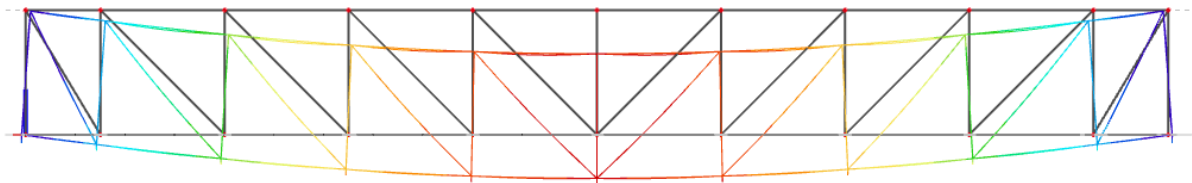
Os deslocamentos por tipo de barra foram obtidos como mencionado no item 3.6. Os valores resultantes de deslocamento são apresentados na Tabela 12, assim como os limites correspondentes calculados anteriormente. Todas as barras atendem aos limites impostos pela NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 12 - Deslocamentos por tipo de barra

BARRA	Deslocamento (mm)		Limite (mm)
	Modelo 1	Modelo 2	
Banzo inferior	28,2	35,3	65,77
Transversina Inferior Externa	5,4	5,5	5,71
Transversina Inferior Interna	3,9	4,2	5,71
Banzo Superior	28,2	35,3	65,77
Transversina Superior	0,2	0,3	8,00

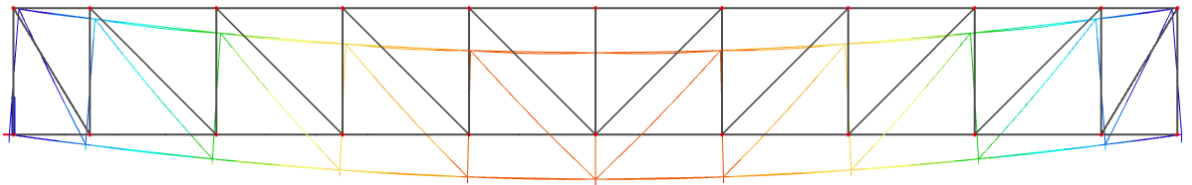
Fonte: Elaborada pela autora (2020).

Figura 29 - Estrutura deslocada do Modelo 1



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

Figura 30 - Estrutura deslocada do Modelo 2



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

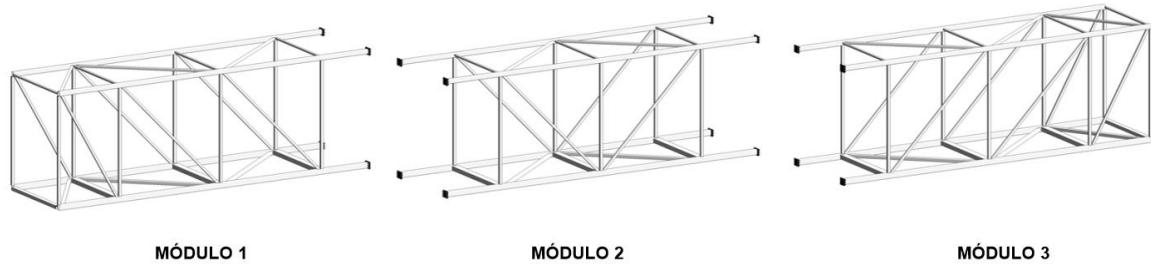
4.4 LIGAÇÕES

Todas as ligações apresentadas neste trabalho foram calculadas de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008). Para simplificação foram apresentados os cálculos de quatro diferentes ligações da estrutura. As posições das ligações são apresentadas na Figura 32 e os procedimentos de cálculo seguem o que foi apresentado no item 2.6.3.

As excentricidades encontradas entre os eixos das barras que fazem parte das ligações, foram desconsideradas, visto que elas não geram um esforço significativo global na estrutura e, portanto, não há grande relevância na prática de projeto.

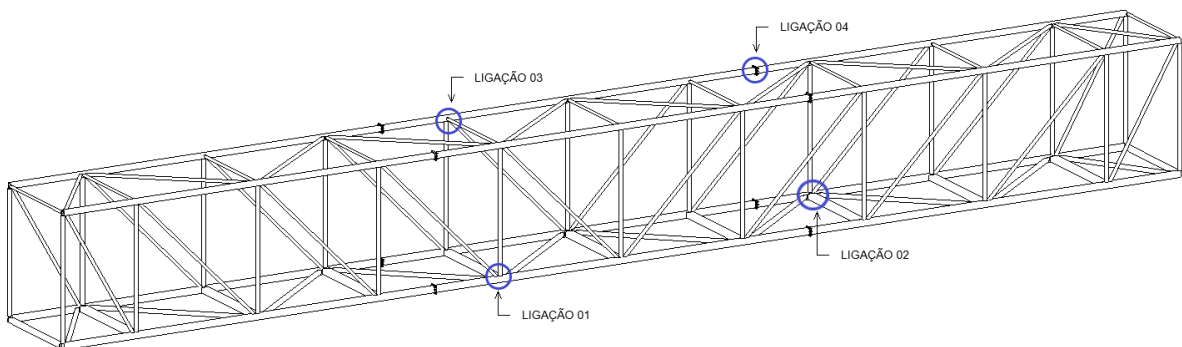
Para facilitar o transporte das barras de aço e para que as soldas sejam realizadas, em sua maioria, em indústria, a estrutura da passarela foi separada em três módulos, como apresentado na Figura 31. As barras restantes que não fazem parte dos módulos serão soldadas in loco.

Figura 31 - Módulos da estrutura



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

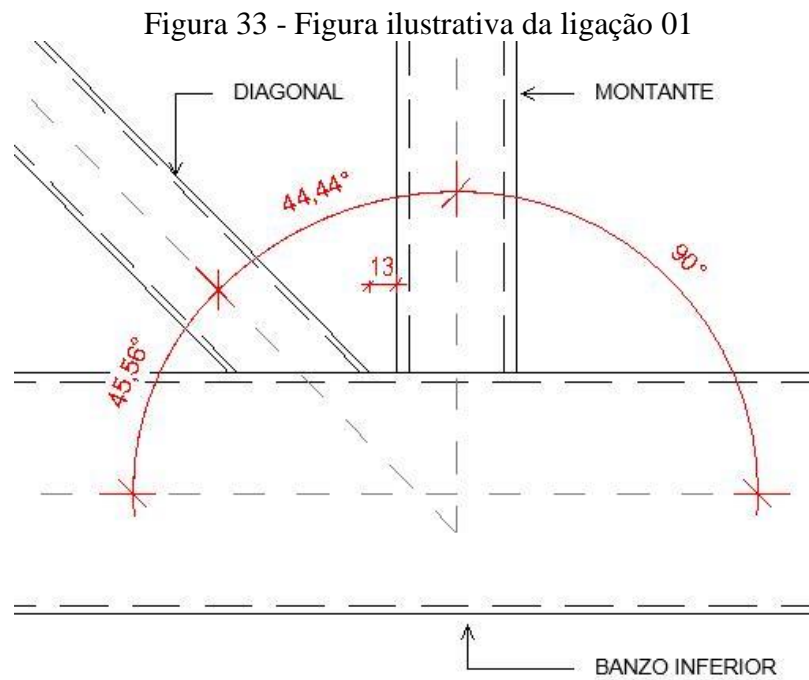
Figura 32 - Ligações entre as barras



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

4.4.1 Ligação 01

A ligação 01 é uma ligação feita por solda entre os elementos do banzo inferior, diagonal e montante da treliça lateral da passarela. Para que haja espaço suficiente para realizar a solda, a ligação foi calculada com um espaçamento de 13 mm entre as barras ligadas ao banzo, como mostra a Figura 33.



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

4.4.1.1 Tamanho mínimo da perna da solda

A dimensão mínima da perna da solda é obtida por meio da Tabela 3, apresentada anteriormente. A menor espessura do metal base na junta é de 3,2 mm, portanto o tamanho mínimo para a perna da solda é de 3 mm. Foram adotados os valores seguintes para as soldas da diagonal e do montante.

$$d_{diagonal} = d_d = 6,0 \text{ mm}$$

$$d_{montante} = d_m = 5,0 \text{ mm}$$

$$t_{w,diagonal} = 0,707 * d_d = 0,707 * 6,0 = 4,242 \text{ mm} \quad (4.1)$$

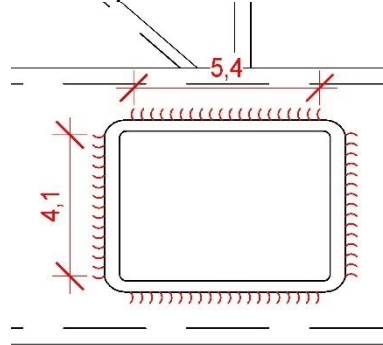
$$t_{w,montante} = 0,707 * d_m = 0,707 * 5,0 = 3,535 \text{ mm} \quad (4.2)$$

4.4.1.2 Área Efetiva da Solda

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), a área efetiva da solda é o produto do comprimento efetivo pela garganta efetiva. Os comprimentos e áreas efetivos da solda da diagonal e do montante são apresentados a seguir.

Diagonal:

Figura 34 - Comprimento de solda da diagonal



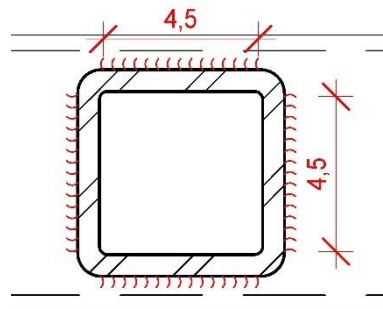
Fonte: Elaborada pela autora (2020).

$$l_{ef,d} = 4,1 + 5,4 + 4,1 + 5,4 = 19 \text{ cm} \quad (4.3)$$

$$A_{w,d} = l_{ef,d} * t_{w,diagonal} = 19 * 0,424 = 8,056 \text{ cm}^2 \quad (4.4)$$

Montante:

Figura 35 - Comprimento de solda do montante



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

$$l_{ef,m} = 4,5 * 4 = 18 \text{ cm} \quad (4.5)$$

$$A_{w,m} = l_{ef,m} * t_{w,montante} = 18 * 0,3535 = 6,363 \text{ cm}^2 \quad (4.6)$$

4.4.1.3 Força Resistente de Cálculo

A resistência do metal da solda foi obtida por meio da Tabela 2. Determinou-se a utilização de uma solda com eletrodo de classe de resistência 7 ou 70, portanto, a resistência do metal da solda é de 485 MPa. Os esforços solicitantes da solda são iguais aos esforços solicitantes de cada barra, obtidos na Tabela 9.

Diagonal:

$$F_{Rd,w,d} = \frac{0,60 * 8,056 * 485 * 10^{-1}}{1,35} = 173,6 \text{ kN} \quad (4.7)$$

$$F_{Sd,w,d} = 165,3 \text{ kN}$$

$$F_{Sd,w,d} \leq F_{Rd,w,d} \quad (4.8)$$

$$165,3 \text{ kN} \leq 173,6 \text{ kN}$$

Montante:

$$F_{Rd,w,m} = \frac{0,60 * 6,363 * 485 * 10^{-1}}{1,35} = 137,2 \text{ kN} \quad (4.9)$$

$$F_{Sd,w,m} = 110,9 \text{ kN}$$

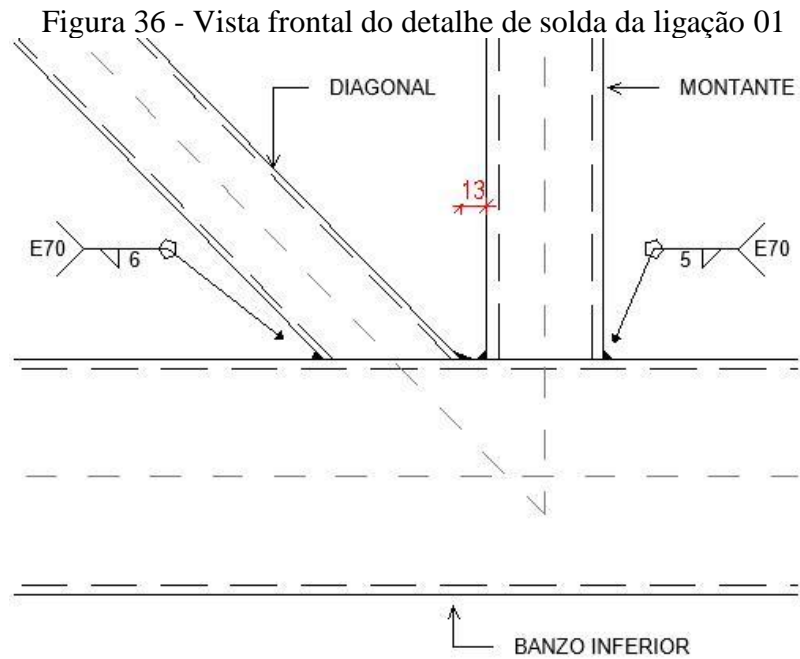
$$F_{Sd,w,m} \leq F_{Rd,w,m} \quad (4.10)$$

$$110,9 \text{ kN} \leq 137,2 \text{ kN}$$

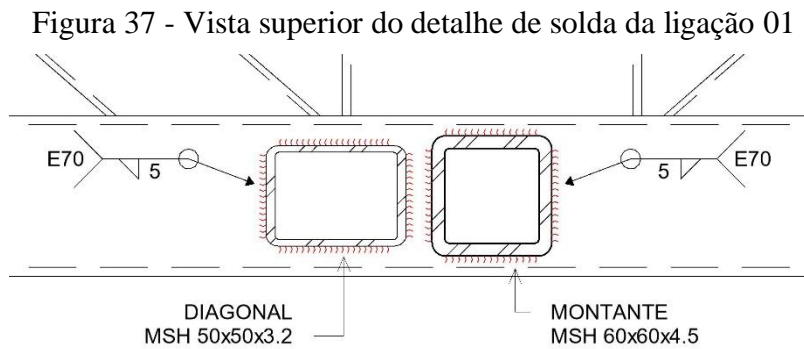
Como a força solicitante de cálculo é menor do que a força resistente de cálculo, a solda irá resistir na ligação.

4.4.1.4 Desenho Solda

Como resultado, os desenhos de ligação por solda são apresentados nas figuras que seguem.



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

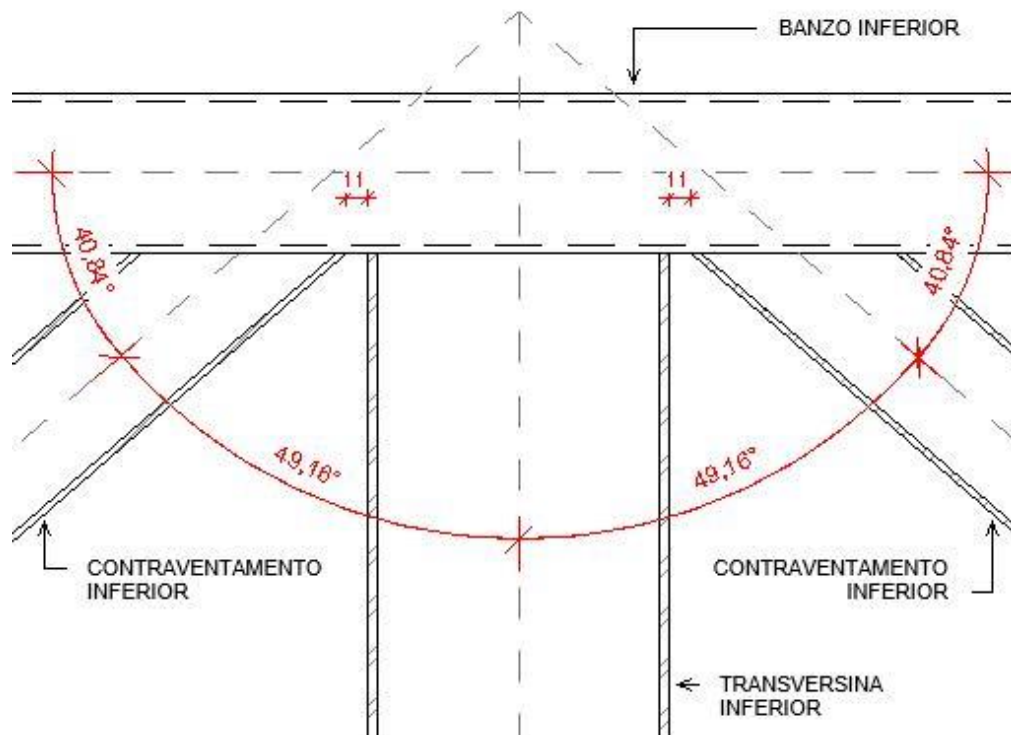


Fonte: Elaborada pela autora (2020).

4.4.2 Ligação 02

A ligação 02 é uma ligação realizada por solda entre os elementos do banzo inferior, transversina inferior interna e da diagonal de contraventamento interno. Para que haja espaço suficiente para realizar a solda, a ligação foi calculada com um espaçamento de 11 mm entre as barras ligadas ao banzo, como mostra a Figura 38.

Figura 38 - Figura ilustrativa da ligação 02



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

4.4.2.1 Tamanho mínimo da perna da solda

O valor mínimo da perna da solda é obtido por meio da Tabela 3 apresentada anteriormente. A menor espessura do metal base na junta é de 3,2 mm, portanto o tamanho mínimo para a perna da solda é de 3 mm. Foram adotados os valores seguintes para as soldas da transversina e do contraventamento.

$$d_{transversina} = d_t = 3,0mm$$

$$d_{contraventamento} = d_c = 3,0mm$$

$$t_{w,transversina} = 0,707 * d_t = 0,707 * 3,0 = 2,121 mm \quad (4.11)$$

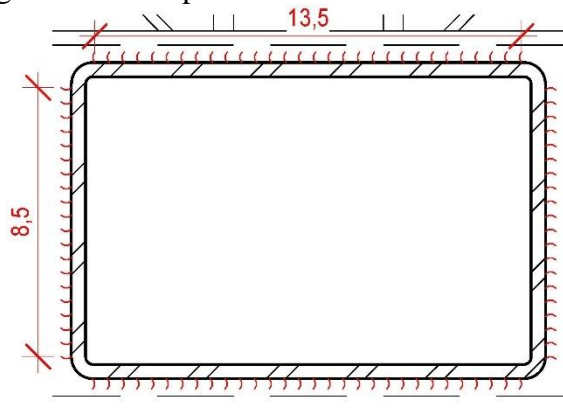
$$t_{w,contraventamento} = 0,707 * d_c = 0,707 * 3,0 = 2,121 mm \quad (4.12)$$

4.4.2.2 Área Efetiva da Solda

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), a área efetiva da solda é o produto do comprimento efetivo pela garganta efetiva. Os comprimentos e áreas efetivos da solda da transversina e do contraventamento são apresentados a seguir.

Transversina:

Figura 39 - Comprimento de solda da transversina



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

$$l_{ef,t} = 8,5 + 13,5 + 8,5 + 13,5 = 44 \text{ cm} \quad (4.13)$$

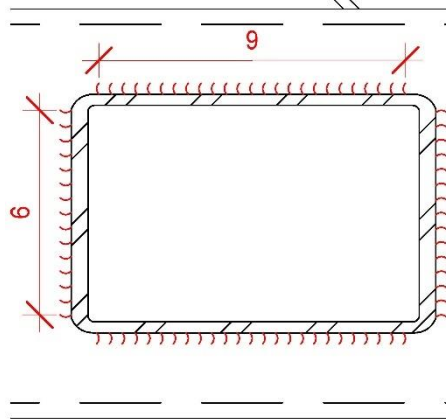
$$A_{w,t} = l_{ef,t} * t_{w,transversina} = 44 * 0,212 = 9,328 \text{ cm}^2 \quad (4.14)$$

Diagonal de contraventamento:

$$l_{ef,c} = 6 + 9 + 6 + 9 = 30 \text{ cm} \quad (4.15)$$

$$A_{w,c} = l_{ef,c} * t_{w,contraventamento} = 30 * 0,212 = 6,36 \text{ cm}^2 \quad (4.16)$$

Figura 40 - Comprimento de solda do contraventamento



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

4.4.2.3 Força Resistente de Cálculo

A resistência do metal da solda foi obtida por meio da Tabela 2. Determinou-se a utilização de uma solda com eletrodo de classe de resistência 7 ou 70, portanto, a resistência do metal da solda é de 485 MPa. Os esforços solicitantes da solda são iguais aos esforços solicitantes de cada barra, obtidos na Tabela 9.

Transversina:

$$F_{Rd,w,t} = \frac{0,60 * 9,328 * 485 * 10^{-1}}{1,35} = 201,1 \text{ kN} \quad (4.17)$$

$$F_{Sd,w,t} = 100,6 \text{ kN}$$

$$F_{Sd,w,t} \leq F_{Rd,w,t} \quad (4.18)$$

$$100,6 \text{ kN} \leq 201,1 \text{ kN}$$

Contraventamento:

$$F_{Rd,w,c} = \frac{0,60 * 6,36 * 485 * 10^{-1}}{1,35} = 137,1 \text{ kN} \quad (4.19)$$

$$F_{Sd,w,c} = 83,6 \text{ kN}$$

$$F_{Sd,w,c} \leq F_{Rd,w,c} \quad (4.20)$$

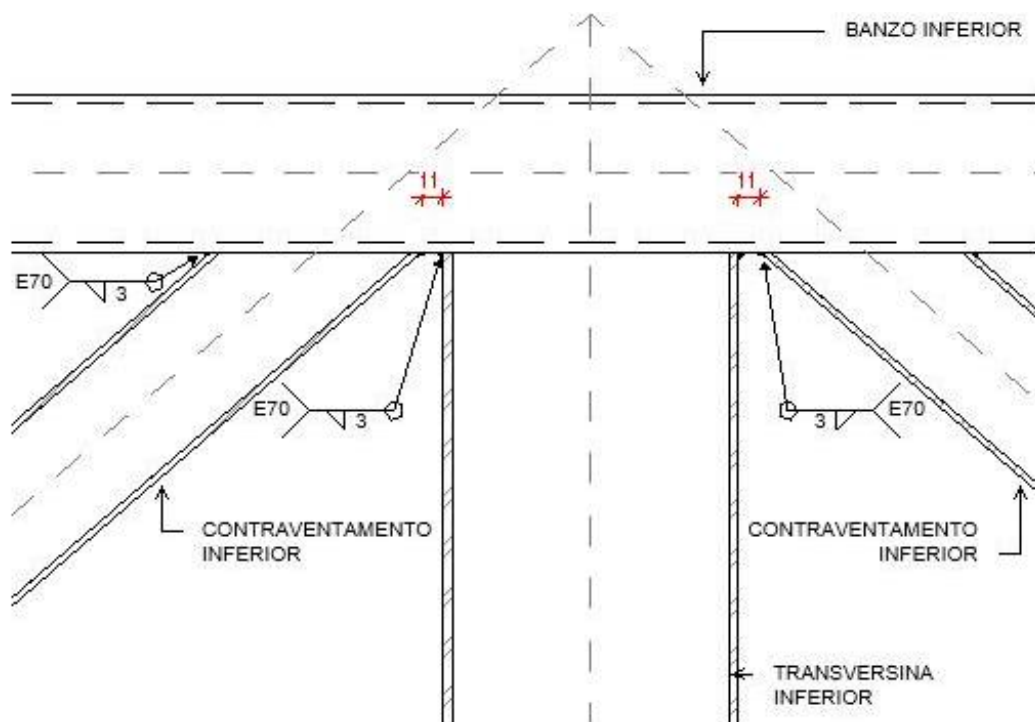
$$83,7 \text{ kN} \leq 137,1 \text{ kN}$$

Como a força solicitante de cálculo é menor do que a força resistente de cálculo, a solda irá resistir na ligação.

4.4.2.4 Desenho Solda

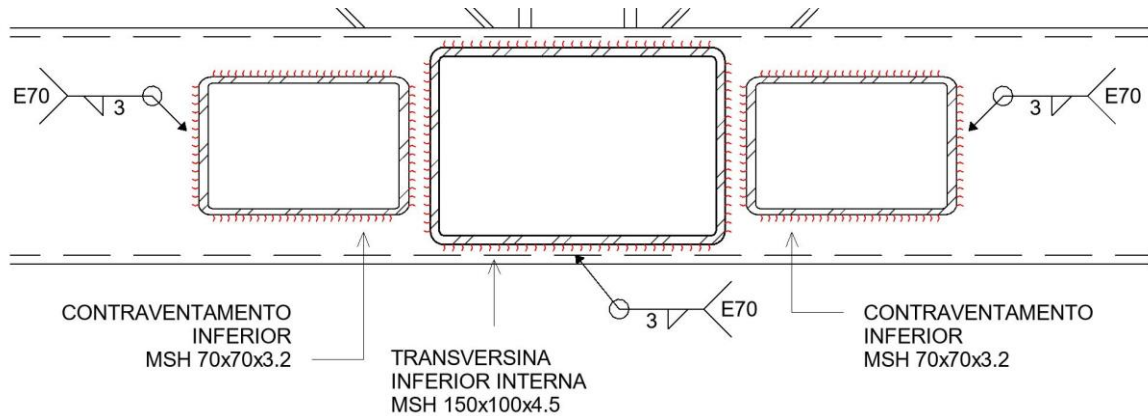
Como resultado, os desenhos de ligação por solda são apresentados nas figuras que seguem.

Figura 41 - Vista frontal do detalhe de solda da ligação 02



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

Figura 42 - Vista superior do detalhe de solda da ligação 02

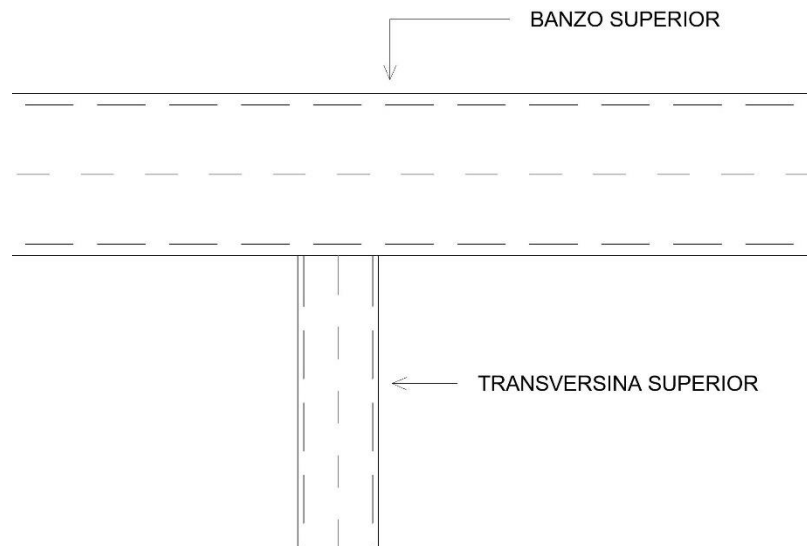


Fonte: Elaborada pela autora (2020).

4.4.3 Ligação 03

A ligação 03 é uma ligação executada por solda entre os elementos do banzo superior e transversina superior, como apresenta a Figura 43.

Figura 43 - Figura ilustrativa da ligação 03



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

4.4.3.1 Tamanho mínimo da perna da solda

O valor mínimo da perna da solda é obtido por meio da Tabela 3, apresentada anteriormente. A menor espessura do metal base na junta é de 2,9 mm, portanto o tamanho

mínimo para a perna da solda é de 3 mm. Foi adotado o valor seguinte para a solda da transversina.

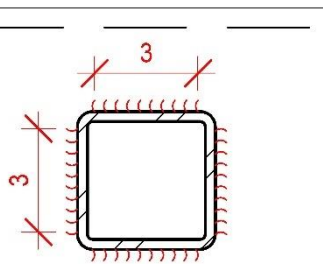
$$d = 3,0mm$$

$$t_w = 0,707 * d = 0,707 * 3,0 = 2,121 mm \quad (4.21)$$

4.4.3.2 Área Efetiva da Solda

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), a área efetiva da solda é o produto do comprimento efetivo pela garganta efetiva. O comprimento e área efetivo da solda da transversina são apresentados a seguir.

Figura 44 - Comprimento de solda da transversina superior



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

$$l_{ef} = 3 * 4 = 12 cm \quad (4.22)$$

$$A_w = l_{ef} * t_w = 12 * 0,212 = 2,544 cm^2 \quad (4.23)$$

4.4.3.3 Força Resistente de Cálculo

A resistência do metal da solda foi obtida por meio da Tabela 2. Determinou-se a utilização de uma solda com eletrodo de classe de resistência 7 ou 70, portanto, a resistência do metal da solda é de 485 MPa. Os esforços solicitantes da solda são iguais aos esforços solicitantes de cada barra, obtidos na Tabela 9.

$$F_{Rd,w} = \frac{0,60 * 2,544 * 485 * 10^{-1}}{1,35} = 54,8 \text{ kN} \quad (4.24)$$

$$F_{Sd,w} = 8,8 \text{ kN}$$

$$F_{Sd,w} \leq F_{Rd,w} \quad (4.25)$$

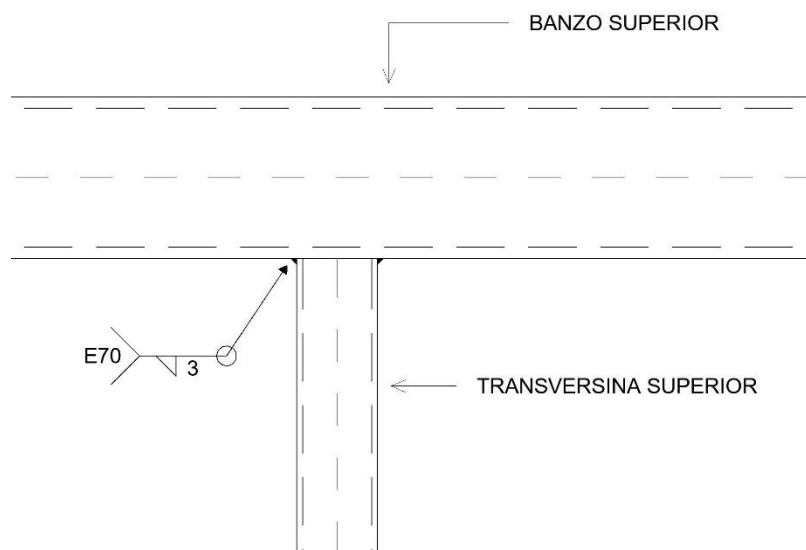
$$8,8 \text{ kN} \leq 54,8 \text{ kN}$$

Como a força solicitante de cálculo é menor do que a força resistente de cálculo, a solda irá resistir na ligação.

4.4.3.4 Desenho Solda

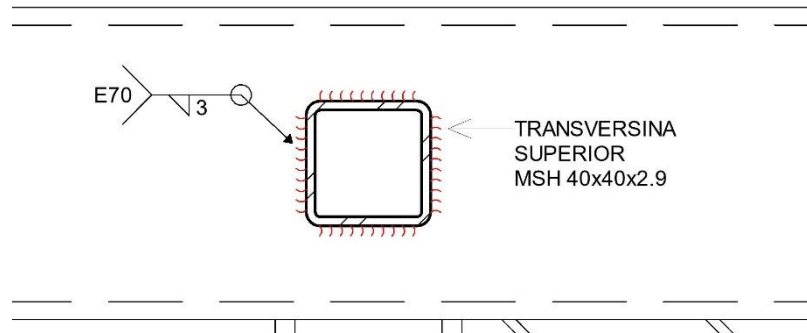
Como resultado, os desenhos de ligação por solda são apresentados nas figuras que seguem.

Figura 45 - Vista frontal do detalhe de solda da ligação 03



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

Figura 46 - Vista superior do detalhe de solda da ligação 03

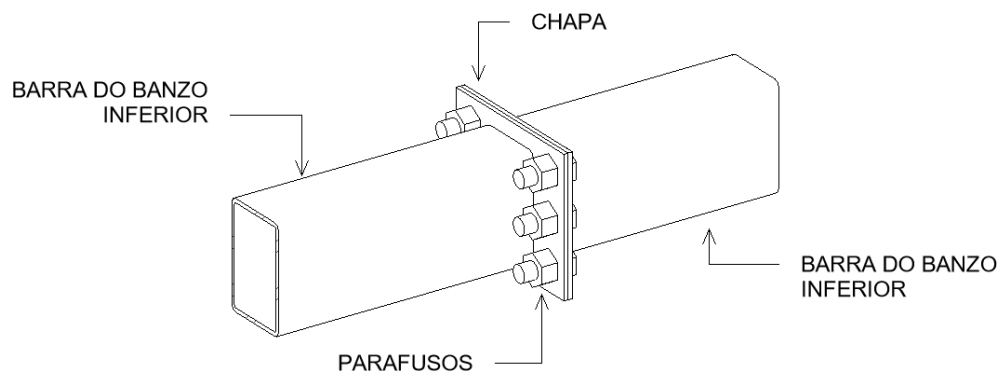


Fonte: Elaborada pela autora (2020).

4.4.4 Ligação 04

A ligação 04 é a ligação efetuada entre as barras dos banzos inferiores. A ligação será executada de forma que as barras serão soldadas em chapas de aço e as chapas serão parafusadas entre si, como mostra a Figura 47.

Figura 47 - Figura ilustrativa da ligação 04



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

4.4.4.1 Resistência à tração dos parafusos

A resistência dos parafusos é calculada conforme descrito anteriormente no item 2.6.3.2. Foram utilizados 6 parafusos do tipo ASTM A325 com diâmetro de 3/4 pol.. A força solicitante em cada parafuso é calculada de acordo com o esforço solicitante máximo de tração na barra do banzo inferior, obtido na Tabela 9, e calculado como a equação (4.26).

$$F_{t,sa} = \frac{496,6}{6} = 82,8 \text{ kN/parafuso} \quad (4.26)$$

A área do parafuso é calculada a partir de:

$$A_{be} = 0,75 * A_b = 0,75 * \frac{\pi * d_b^2}{4} = 0,75 * \frac{\pi * 1,91^2}{4} = 2,15 \text{ cm}^2 \quad (4.27)$$

Como mencionado anteriormente, para que o efeito alavanca da chapa seja considerado, a força resistente de cálculo dos parafusos deve ser reduzida em 33%, portanto a força resistente é de:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,67 * A_{be} * f_{ub}}{\gamma_{a2}} = \frac{0,67 * 2,15 * 825}{1,35} = 88,0 \text{ kN} \quad (4.28)$$

Como condição de validação da resistência dos parafusos tem-se que:

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd} \quad (4.29)$$

$$82,8 \text{ kN} \leq 88,0 \text{ kN}$$

Visto que a condição apresentada em (4.29) é válida, os parafusos escolhidos irão resistir aos esforços solicitantes.

4.4.4.2 Determinação do tamanho da chapa

Como mencionado anteriormente, a NBR 8800 (ABNT, 2008) dita valores mínimos de distância entre os furos e o furo e a borda, é necessário determinar estes valores para que se possa verificar o tamanho adequado da chapa de ligação. A distância mínima entre furos deve ser de:

$$2,7 * d_b = 2,7 * 1,91 = 5,157 \text{ cm} \quad (4.30)$$

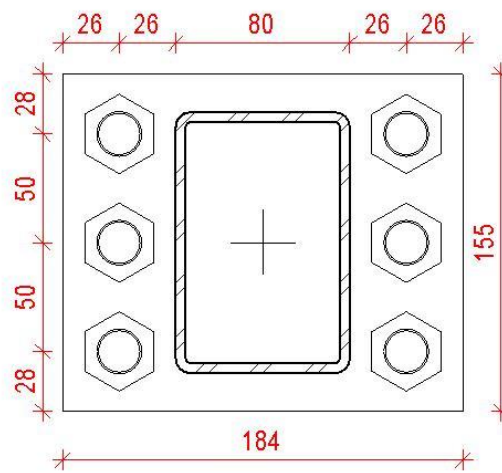
Com valor ideal de:

$$3 * d_b = 2,7 * 1,91 = 5,73 \text{ cm} \quad (4.31)$$

Já a distância mínima do furo até a borda é obtida a partir da Tabela 5 e tem o valor de 26 mm.

Com os parâmetros de distância e diâmetro dos parafusos determinados, as dimensões da chapa que atendem os requisitos devem ser de 184x155 mm, como mostra a Figura 48. A espessura da chapa é determinada e verificada no item 4.4.4.4.

Figura 48 - Detalhe da chapa de ligação com parafusos da ligação 04



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

4.4.4.3 Solda

A solda será efetuada na superfície que conecta a barra do banzo inferior com a chapa metálica de ligação.

4.4.4.3.1 Tamanho mínimo da perna da solda

O valor mínimo da perna da solda foi obtido por meio da Tabela 3, apresentada anteriormente. A menor espessura do metal base na junta é de 4,5 mm, portanto o tamanho mínimo para a perna da solda é de 3 mm. Foram adotados os valores seguintes para a perna e garganta da solda.

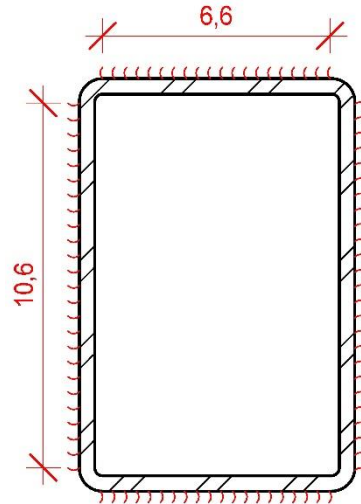
$$d = 10,0\text{mm}$$

$$t_w = 0,707 * d = 0,707 * 10,0 = 7,07 \text{ mm} \quad (4.32)$$

4.4.4.3.2 Área Efetiva da Solda

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), a área efetiva da solda é o produto do comprimento efetivo pela garganta efetiva. Os valores de comprimento e área efetivo da solda são apresentados a seguir.

Figura 49 - Comprimento de solda do banzo inferior



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

$$l_{ef} = 10,6 + 6,6 + 10,6 + 6,6 = 34,4 \text{ cm} \quad (4.33)$$

$$A_w = l_{ef} * t_w = 34,4 * 0,707 = 24,32 \text{ cm}^2 \quad (4.34)$$

4.4.4.3.3 Força Resistente de Cálculo

A resistência do metal da solda foi obtida por meio da Tabela 2. Determinou-se a utilização de uma solda com eletrodo de classe de resistência 7 ou 70, portanto, a resistência do metal da solda é de 485 MPa. Os esforços solicitantes da solda são iguais aos esforços solicitantes de cada barra, obtidos na Tabela 9.

$$F_{Rd,w} = \frac{0,60 * 24,32 * 485 * 10^{-1}}{1,35} = 524,23 \text{ kN} \quad (4.35)$$

$$F_{Rd,w} = 524,23 \text{ kN}$$

$$F_{Sd,w} \leq F_{Rd,w} \quad (4.36)$$

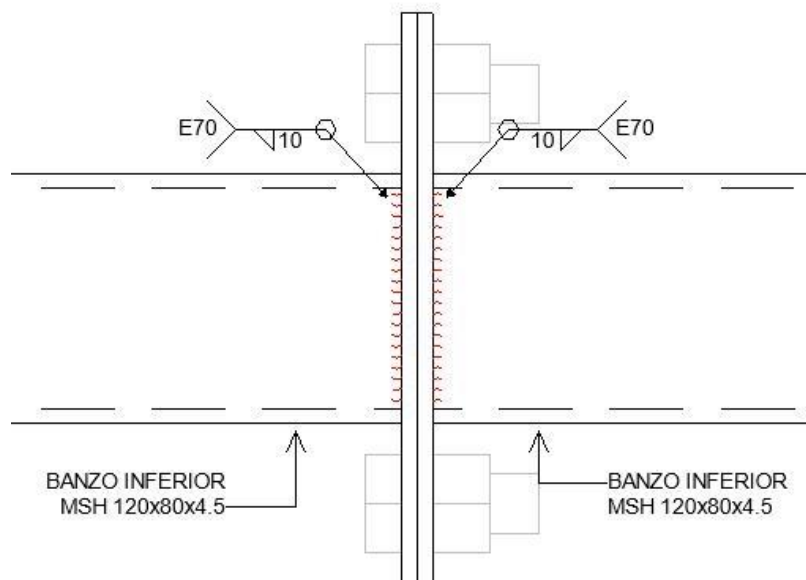
$$496,6 \text{ kN} \leq 524,23 \text{ kN}$$

Como a força solicitante de cálculo é menor do que a força resistente de cálculo, a solda irá resistir a ligação.

4.4.4.3.4 Desenho da Solda

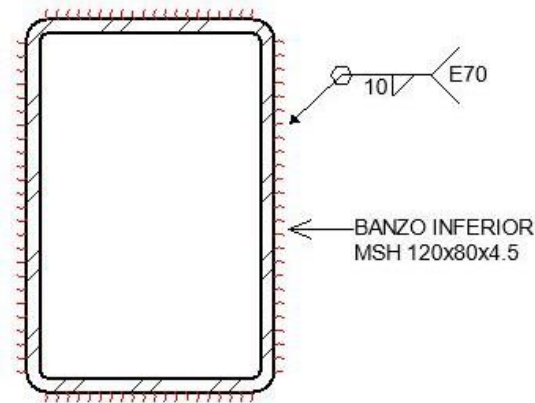
Como resultado, os desenhos de ligação por solda são apresentados nas figuras que seguem.

Figura 50 - Vista superior do detalhe de solda da ligação 04



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

Figura 51 - Vista frontal do detalhe de solda da ligação 04



Fonte: Elaborada pela autora (2020).

4.4.4.4 Chapa

Seguindo os procedimentos apontados no item 2.6.3.3, o esforço no perímetro da solda é calculado a partir do máximo esforço interno solicitante no banzo inferior, obtido na Tabela 9 e tem o valor calculado na equação (4.37).

$$\frac{496,6}{34,4} = 14,4 \text{ kN/cm} \quad (4.37)$$

Aplicando a carga de 14,4 kN em uma viga engastada de comprimento de 1 cm, obtém-se o momento fletor no engaste com o valor de:

$$M_{Sd} = 14,1 * 1 = 14,4 \text{ kN.cm} \quad (4.38)$$

E um esforço cortante de:

$$V_{Sd} = 14,4 \text{ kN} \quad (4.39)$$

O momento fletor resistente de cálculo é calculado a partir do momento fletor de plastificação da seção, como apresentado a seguir.

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{z * f_y}{\gamma_{a1}} \quad (4.40)$$

Usando uma espessura de 1,9 cm para a chapa de ligação, obtém-se o módulo de resistência plástico z como apresentado na equação (4.40).

$$z = \frac{b * h^2}{4} = \frac{1 * 1,9^2}{4} = 0,90 \text{ cm}^3 \quad (4.41)$$

Então, o momento fletor resistente tem o valor de:

$$M_{Rd} = \frac{0,90 * 250}{1,1} = 20,4 \text{ kN.cm} \quad (4.42)$$

Como condição de verificação tem-se:

$$\begin{aligned} M_{Sd} &\leq M_{Rd} \\ 14,4 \text{ kN.cm} &\leq 20,4 \text{ kN.cm} \end{aligned} \quad (4.43)$$

Para a verificação do esforço cortante, é calculada então, a tensão de cisalhamento atuante na seção pela equação que segue.

$$\tau_{m\acute{a}x} = 1,5 \frac{14,4}{0,01 * 0,019} = 113,68 \text{ MPa} \quad (4.44)$$

Assim, a tensão admissível tem valor de:

$$\tau_R = \frac{0,58 * f_y}{1,1} = \frac{0,58 * 250}{1,1} = 131,82 \text{ MPa} \quad (4.45)$$

Como condição de verificação, tem-se:

$$\begin{aligned} \tau_{m\acute{a}x} &\leq \tau_R \\ 113,68 \text{ MPa} &\leq 131,82 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (4.46)$$

Visto que as condições das equações (4.43) e (4.46) foram validadas, a chapa de espessura de dimensões 184x155x19 mm irá resistir aos esforços solicitantes.

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo analisar e dimensionar uma travessia de passarela urbana metálica. Para estabilizar o modelo tridimensional, duas técnicas de modelagem foram utilizadas: No Modelo 1 foram escolhidos elementos de viga para representar os banzos das treliças, assim garantindo a ausência de nós planos e gerando a transferência de momentos fletores para esses elementos; No Modelo 2 as treliças laterais foram consideradas como treliças perfeitas, submetidas apenas a esforços axiais de tração e compressão e foram inseridas barras fictícias para que a geometria do modelo mecânico seja mais próxima de uma treliça perfeita tridimensional.

O cálculo e a concepção da estrutura foram realizados com auxílio de um programa de análise estrutural e de dimensionamento, o SCIA Engineer, e nele foram inseridas as diferentes características impostas. O modelo foi elaborado de forma tridimensional, com uma estrutura reticulada e a análise estrutural foi realizada de forma automática pelo programa, por meio do Método dos Elementos Finitos.

O dimensionamento das barras foi efetuado de forma manual com o auxílio do programa Excel e um código em linguagem Python criado pela autora.

Observou-se que as barras com seção tubular se mostraram eficientes neste trabalho, resistindo a grandes esforços com seções pequenas. O uso deste tipo de seção resultou em estruturas relativamente leves e com uma pequena diferença entre os pesos totais de aço dos dois modelos. O Modelo 1 apresentou-se 4,9% mais pesado do que o Modelo 2, os valores dos pesos totais de aço de cada modelo são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Pesos finais de aço de cada modelo

MODELO	PESO TOTAL (kg)
Modelo 1	2937,4
Modelo 2	2800,1

Fonte: Elaborada pela autora (2020).

Os dimensionamentos dos dois modelos se diferem pelas seções utilizadas nos banzos inferiores e superiores, onde há a diferença em função dos elementos utilizados no modelo mecânico. No Modelo 1, em que é usado modelo de viga, as barras são dimensionadas a flexão composta e nesse caso, talvez adotar um K igual a 1,00 seria uma medida conservadora. Tendo

isto em vista e considerando que a diferença de peso entre os dois modelos não foi de grande relevância, conclui-se que a utilização das diferentes modelagens computacionais é plausível para este caso.

Foram observadas diversas dificuldades em encontrar referências normativas e estudos realizados nessa área.

5.1 PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS

- Análise das ligações metálicas utilizando a NBR 16239 (ABNT, 2013);
- Análise de vibrações na passarela;
- Análise das diferentes modelagens de cálculo para um vão livre maior.

REFERÊNCIAS

- ANGARE. **Apoio de neoprene fretado**. Disponível em: <https://www.angare.com/borracha/apoio-de-neoprene-fretado>. Acesso em: 04 nov. 2020.
- ARAÚJO JUNIOR, Moacir Carlos. **Avaliação Experimental da Sincronização por Densificação de Grupos de Pedestres em Passarelas**. 2008. 107 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Urbana, Centro de Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em ponte, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16239**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Rio de Janeiro, 2013.
- CUPOLILLO, Maria Teresa Araujo. **Estudo das medidas moderadoras do tráfego para controle da velocidade e dos conflitos em travessias urbanas**. 2006. 287 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Manual de Projeto de Obras-de arte especiais**. Rio de Janeiro, 1996.
- Eggert, Helmut; Wolfgang, Kauschke; **Structural Bearings**. Emst & Sonh, Berlin, 2002.
- FAKURY, Ricardo H.; SILVA, Ana Lydia R. Castro e; CALDAS, Rodrigo B.. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil Ltda., 2016.
- GOLD, Philip A.; WRIGTH, Charles L.. **Passarelas e Segurança do Trânsito**. Disponível em: <https://www.yumpu.com/pt/document/read/12471810/passarelas-e-seguranca-do-transito>. Acesso em: 16 set. 2020.
- HIBBELER, R. C.. **Resistência dos Materiais**. 5. ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2004.

LEET, Kenneth M.; UANG, Chia-Ming; GILBERT, Anne M.. **Fundamentos da análise estrutural**. 3. ed. Porto Alegre: Amgh Editora Ltda., 2010.

MARTINS, Launelle Cardozo; PINTO, José Francisco Anunciação; PORTO, Thiago Bonjardim. ANÁLISE NUMÉRICA DE VIBRAÇÕES EM UMA PASSARELA MISTA DE AÇO E CONCRETO. **Reec - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, [S.L.], v. 13, n. 2, p. 1-14, 16 maio 2017. Universidade Federal de Goiás.
<http://dx.doi.org/10.5216/reec.v13i2.44935>.

MERCADO BRASILEIRO DE AÇO. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil, ago. 2020.

METFORM. **Telha- forma (Steel Deck)**. Betim, 2019. Disponível em:
<http://www.metform.com.br/wordpress/wp-content/uploads/2019/11/Cat%C3%A1logo-Steel-Deck-2019.pdf>. Acesso em: 29 set. 2020.

MIGUEL, Leandro F. Fadel; CARQUEJA, Moacir H. Andrade. **Apostila da Disciplina: ECV5255 – Estruturas Metálicas I**. 5. ed. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 2019.

NEOPREX INDÚSTRIA E COMÉRCIO (org.). **Catálogo Técnico Apoio Elastoméricos**. Guarulhos

PFEIL, Walter, PFEIL, **Estruturas de aço: dimensionamento prático**, 6ª, Rio de Janeiro: LTC, 1994.

PONTES DE AÇO. São Paulo: Roma, set. 2015.

RISTAU, Carolyn. **Hot Metal Bridge**. 2012. Disponível em:
<https://urbantraipsing.wordpress.com/2012/08/09/hot-metal-bridge/>. Acesso em: 03 out. 2020.

SCIA. **SCIA Engineer**. Versão estudante 19.1, 2019. Disponível em:
<https://www.scia.net/pt/forms/software-de-engenharia-gratuito-licenca-de-estudante-inscricao>. Acesso em: 14 ago. 2020.

TUBES, Vallourec & Mannesmann (org.). **Perfis MSH de seções circulares, quadradas e retangulares: dimensões, valores estáticos, materiais**. 2002.

VASCONCELOS, A. C. de. **Pontes brasileiras: Viadutos e passarelas notáveis**. São Paulo: Pini, 1993.

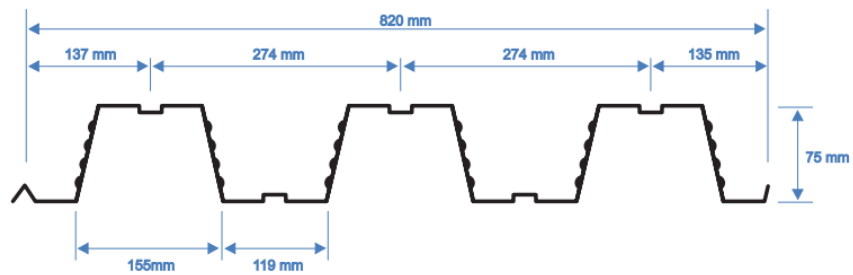
ANEXO A – DETALHE DA STEEL DECK

Tabela 14 - Tabela de peso e vãos máximos - MF-75

	Altura da Laje (mm)	Espessura Telha-forma (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio (kN/m ²)	M. Inércia Laje Mista (10 ⁹ mm ⁴ /m)
			Simples (mm)	Duplo (mm)	Triplo (mm)	Balanço (mm)		
Laje de Forro	130	0,80	2.350	3.200	3.300	1.150	2,27	10,66
		0,95	3.000	3.650	3.750	1.350	2,28	11,34
		1,25	3.650	4.300	4.400	1.650	2,32	12,74
Laje de Piso	140	0,80	2.200	3.100	3.200	1.150	2,50	13,17
		0,95	2.850	3.500	3.600	1.350	2,52	13,99
		1,25	3.500	4.150	4.250	1.600	2,55	15,68
	150	0,80	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	16,06
		0,95	2.650	3.400	3.500	1.300	2,75	17,04
		1,25	3.400	4.000	4.100	1.550	2,79	19,05
	160	0,80	1.850	2.900	3.000	1.100	2,97	19,35
		0,95	2.500	3.300	3.400	1.250	2,99	20,51
		1,25	3.250	3.900	4.000	1.500	3,02	22,90
170	0,80	1.700	2.800	2.900	1.050	3,21	23,07	
	0,95	2.350	3.200	3.300	1.250	3,23	24,44	
	1,25	3.150	3.800	3.900	1.450	3,26	27,24	
180	0,80	1.550	2.750	2.850	1.050	3,44	27,25	
	0,95	2.200	3.100	3.200	1.200	3,46	28,84	
	1,25	3.050	3.700	3.800	1.450	3,50	32,10	
190	0,80	1.450	2.650	2.750	1.000	3,68	31,92	
	0,95	2.100	3.050	3.150	1.200	3,70	33,75	
	1,25	3.000	3.600	3.700	1.400	3,73	37,52	
200	0,80	1.400	2.600	2.650	1.000	3,91	37,10	
	0,95	1.950	2.950	3.050	1.150	3,93	39,19	
	1,25	2.900	3.500	3.650	1.400	3,97	43,51	

Fonte: Metform (2019).

Figura 52 - Dimensões da MF-75



Fonte: Metform (2019).