



Universidade Federal de Uberlândia

Faculdade de Engenharia Civil

**Verificação de dimensionamento de estrutura em aço: Estudo de caso para
uma passarela sobre linha férrea**

**Steel structure structural verification: Case study for a pedestrian bridge over
railways**

Arthur de Souza Rodrigues¹

Gregório Sandro Vieira²

Resumo

Neste trabalho foi realizada uma verificação estrutural de uma passarela metálica sobre ferrovia construída na cidade de Uberlândia na década de noventa. Procura-se realizar uma comparação entre os modelos de cálculos utilizados nesta estrutura e os modelos utilizados atualmente. Após a modelagem da estrutura em software 3D para obtenção dos diagramas de esforços, foi realizada a verificação das peças críticas nos estados limites últimos e de serviço.

Palavras-chave: Passarela. Estruturas metálicas. Treliças metálicas.

Abstract

In this paper, was developed a verification of a steel pedestrian bridge over railways built in the city of Uberlândia back in the nineties. The goal is to create a comparison between the design methods used in this structure and the models used nowadays. After modeling the structure in a 3D software to obtain the stress diagrams, the critical pieces were verified for rupture and service.

Keywords: Pedestrian bridge. Steel structures. Steel truss.

1 Introdução

Pontes e passarelas são estruturas utilizadas para superar obstáculos naturais ou artificiais como rios, rodovias e vales. Passarelas de pedestres podem ser definidas como estruturas construídas sob vias de trânsito motorizado, que fornecem condições físicas para a travessia de pedestres, separando os fluxos de veículos e pedestres evitando os conflitos existentes entre eles.

¹ Autor

² Orientador

Segundo DNIT (2012) especialmente no segmento de linhas férreas que atravessam territórios urbanos com elevado volume de tráfego de trens e pedestres, as passarelas de pedestres se fazem necessárias, sendo classificadas essencialmente como obras de arte especiais.

Passarelas de aço são estruturas muito comuns no Brasil, e, embora geralmente tenham geometria simples, o dimensionamento deste tipo de estrutura se exige mais atenção à detalhes do que, por exemplo, o dimensionamento de um galpão isso se reflete no número de passarelas que se encontram interditadas no Brasil. Neste sentido, surge o interesse em verificar estas estruturas de acordo com as normatizações atuais.

A passarela analisada neste trabalho atualmente encontra-se interditada e está situada na Rua Prudente de Moraes entre as Ruas Tito Teixeira e Manoel Gomes dos Santos no Bairro Custódio Pereira em Uberlândia-MG conforme figuras 1 e 2.

Figura 1 – Localização da passarela



Fonte: Google maps

Figura 2 – Vista passarela



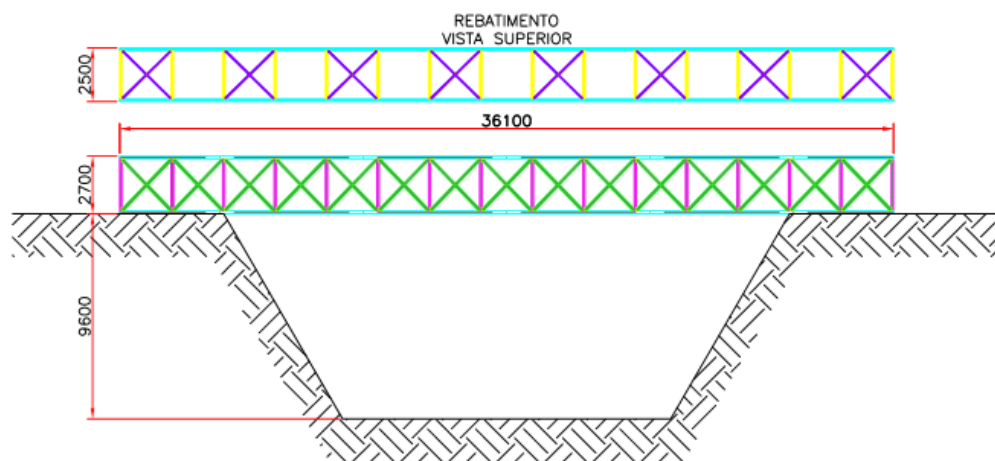
Fonte: Autor (2019)

2 Metodologia

2.1 Geometria e modelo analítico

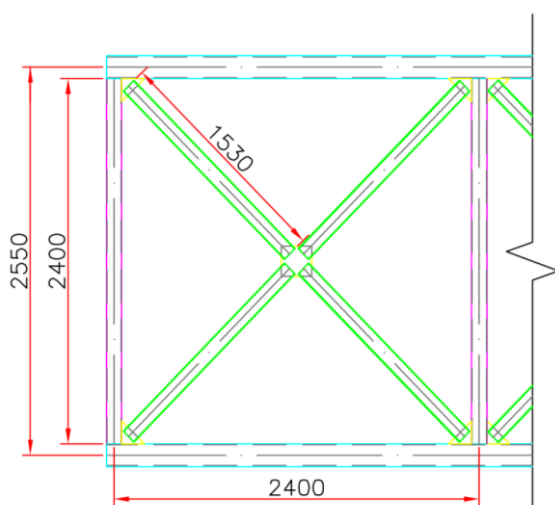
A fim de verificar a passarela de acordo com as normas atuais, é necessário que seja realizada a medição e identificação de suas peças, de forma a garantir que o modelo utilizado para a verificação analítica seja o mais próximo possível do modelo real existente. A partir destas medidas foram realizados desenhos de diversas vistas da passarela em questão conforme figuras 3 a 6. E após a tomada das dimensões da passarela foi realizada a identificação de cada peça através do uso de um paquímetro, os resultados são apontados na tabela 1.

Figura 3 – Vista frontal passarela



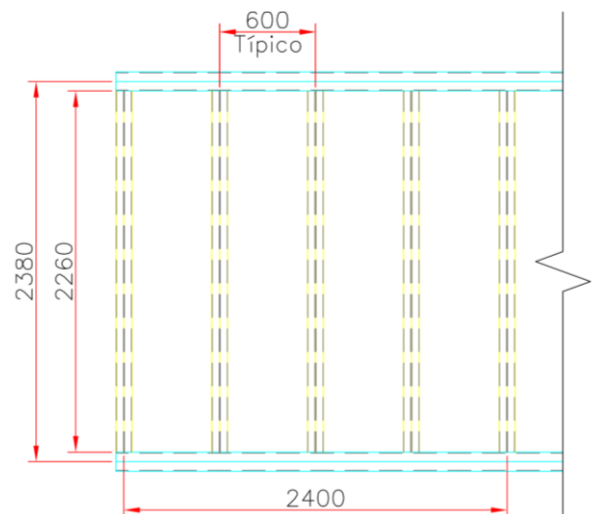
Fonte: Autor (2019)

Figura 4 – Vista frontal 1º módulo da passarela



Fonte: Autor (2019)

Figura 5 – Vista inferior 1º módulo da passarela



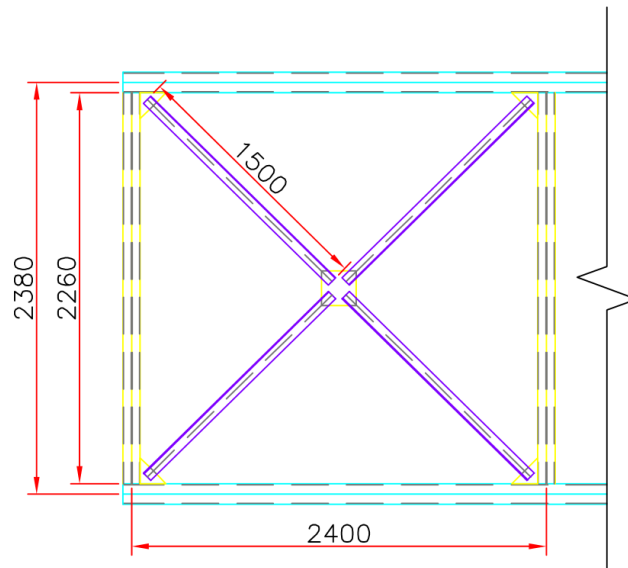
Fonte: Autor (2019)

Tabela 1 – Relação de peças passarela

Índice	Peça	Descrição (mm)	Cor
1	Montantes	2Ue 100x50x17x3,00x2400	Magenta
2	Longarinas	2U 150x60x6,35x36100	Ciano
3	Transversinas	2U 100x50x3,00x2260	Amarelo
4	Diagonais	U 100x50x4,75x1530	Verde
5	Contraventamento	L 60x60x4,75x1500	Roxo

Fonte: Autor (2019)

Figura 6 – Vista superior 1º módulo da passarela

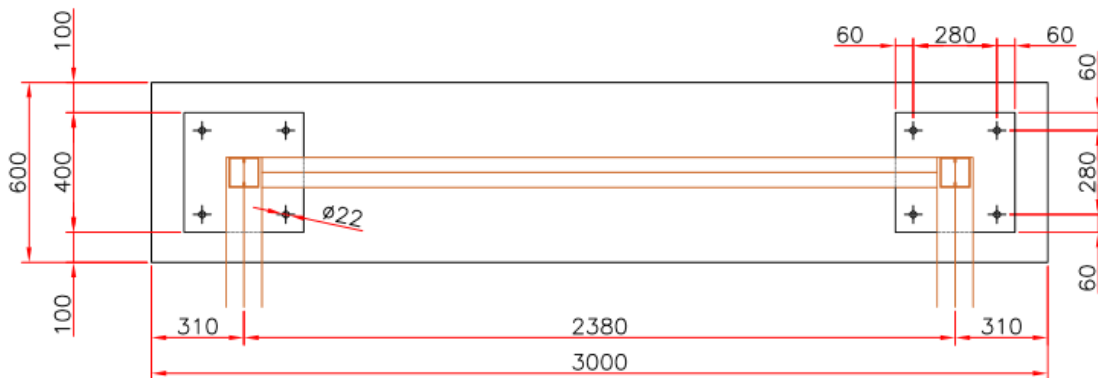


Fonte: Autor (2019)

A partir das medidas tomadas; até aqui, criou-se um modelo analítico em que suas barras coincidem com os eixos centroidais de cada peça no modelo real, resultando em uma treliça espacial com 15 módulos de 2380x2550x2400mm.

Finalmente, para que seja possível criar um esquema estático dessa passarela, precisou-se analisar suas vinculações. As ligações entre barras são todas soldadas diretamente umas nas outras, ou soldadas em chapas de ligação, e, portanto, foram consideradas como ligações rígidas. Em relação aos apoios, *in loco*, pôde-se verificar que a passarela está apoiada sobre dois blocos cujos eixos coincidem com os eixos da primeira e da última transversina inferior da passarela. A ligação com cada bloco é feita através de duas placas de base cujos centroides coincidem com os eixos dos montantes, conforme figura 7.

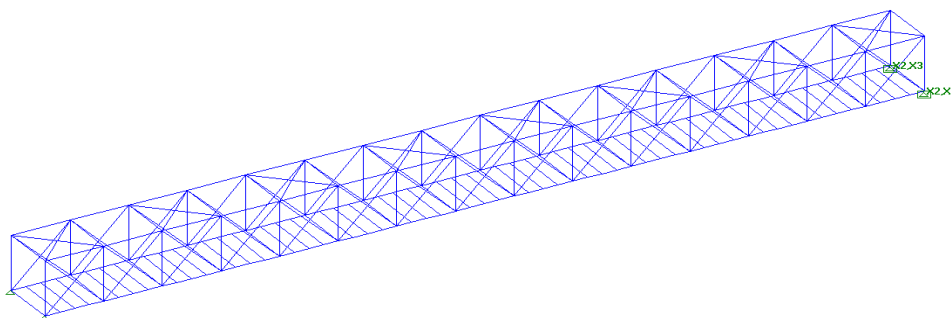
Figura 7 – Esboço ligação passarela-bloco



Fonte: Autor (2019)

Devido à falta de capina e existência de objetos obstruindo o bloco foi impossível analisar com clareza o tipo de vínculo da ligação bloco-passarela. Nos projetos a vinculação indicada é um apoio; portanto, para efeitos de comparação, foi considerado neste trabalho, que a passarela é simplesmente apoiada em ambos os blocos sendo que em um dos blocos não existe restrição de translação sobre o eixo longitudinal. Desta forma, o modelo analítico utilizado é representado na figura 8 sendo os eixos globais x_1 , x_2 e x_3 respectivamente os eixos longitudinal, transversal e vertical com origem no apoio inferior da figura 8.

Figura 8 – Modelo analítico passarela



Fonte: Autor (2019)

2.2 Carregamentos

Com o modelo analítico, realizou-se uma análise das cargas atuantes nesta estrutura. As cargas utilizadas para dimensionamento foram: peso próprio, sobrecarga e vento. Por motivo de clareza, exceto para a chapa de piso, foram desconsiderados os pesos próprios de acessórios e miscelânea, como parafusos, chapas de ligação, grades e corrimãos, uma vez que o peso destes elementos representa cerca de 3% do peso total da estrutura, não afetando significativamente o dimensionamento da mesma.

O peso próprio da estrutura foi aplicado como carregamento linearmente distribuído sobre as barras, os valores foram calculados a partir da seção das peças e do peso específico do aço de acordo com a equação 1.

$$pp_i = \frac{A_{t_i}}{10^6} \cdot \gamma_{aço} \quad (1)$$

Onde, pp_i indica o peso próprio da peça de índice i em kgf/m , A_{t_i} é a área da seção transversal da peça de índice i em mm^2 e $\gamma_{aço}$ é o peso específico do aço, que vale 78 kN/m^3 . A tabela 2 apresenta um resumo das peças e seus pesos.

Tabela 2 – Relação de peças e pesos próprios

Índice	Nome	Descrição	$A_t \text{ (mm}^2\text{)}$	$pp \text{ (kN/m)}$
1	Montantes	2Ue 100x50x17x3,00x2400	1285,60	0,1003
2	Longarinas	2U 150x60x6,35x36100	3267,71	0,2549
3	Transversinas	2U 100x50x3,00x2260	1140,80	0,0890
4	Diagonais	U 100x50x4,75x1530	875,82	0,0683
5	Contraventamento	L 60x60x4,75x1500	532,91	0,0416

Fonte: Autor (2019)

O piso consiste de uma chapa xadrez de $3mm$ de espessura, de acordo com o catálogo de um fabricante, o peso próprio dessa chapa é de 27 kgf/m^2 .

Para a sobrecarga, foram utilizadas recomendações do item 6 da NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Dessa forma, a sobrecarga adotada é uma carga uniformemente distribuída no valor de 5 kN/m^2 entre os guarda-corpos, na posição mais desfavorável, sem consideração de coeficiente de impacto. Esta mesma norma também recomenda a consideração de uma carga excepcional horizontal pontual no valor de 100 kN no ponto mais desfavorável da estrutura no sentido do tráfego sob a passarela como medida mitigadora de eventuais impactos. Entretanto, como a passarela está situada sobre via férrea, na qual as dimensões dos veículos são limitadas para se adequarem ao gabarito de túneis já existentes, a chance de impactos ocasionados da colisão de veículos com a passarela é praticamente inexistente e, portanto, essa carga não foi utilizada neste trabalho.

A carga dos ventos foi calculada segundo a NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações. Para obtenção das cargas de vento inicialmente precisa-se calcular a pressão dinâmica do vento, dada pela equação 2.

$$q = 0,613 \cdot (V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3)^2 \quad (2)$$

Onde, V_0 é a velocidade básica do vento, dada na figura 1 da NBR 6123:1988. Neste caso, a passarela está situada na cidade de Uberlândia – MG que estaria entre as isopletras de 30 m/s e 35 m/s a favor da segurança adotou-se $V_0 = 35$ m/s.

O fator S_1 , denominado fator topográfico leva em consideração as variações do relevo do terreno, foi considerado terreno plano ou fracamente acidentado, uma vez que na direção perpendicular à passarela o terreno é praticamente plano. Dessa forma, tem-se que $S_1 = 1$

O fator S_2 considera a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno. Em relação a rugosidade do terreno, nesse caso se encontra na Categoria IV. Dadas as dimensões da edificação a passarela encontra-se na Classe B. E finalmente, de acordo com a altura sobre o terreno, pode-se calcular o fator S_2 através da equação 3.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (3)$$

Onde, b , F_r e p são dados na tabela 1 da NBR 6123:1988 e z é a altura acima do nível do terreno. Para a Categoria IV e Classe B tem-se que $b = 0,85$ $p = 0,125$ e $F_r = 0,98$. Portanto, $S_2 = 0,833 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,125}$.

O fator estatístico S_3 , depende do fator de ocupação da estrutura, foi considerado baixo fator de ocupação, que implica em $S_3 = 0,95$.

Dessa forma, segunda a equação 2, tem-se que $q = 264,44 \cdot z^{0,25}$.

Para o caso de reticulados planos, a força de arrasto F_a , é dada pelo produto da pressão dinâmica do vento q , a área frontal efetiva do reticulado A_e e pelo coeficiente de arrasto C_a dado a partir do índice de área exposta ϕ .

O índice é a relação entre a área frontal efetiva do reticulado e a área frontal efetiva limitada pelo contorno do reticulado. A área frontal limitada pelo contorno da passarela vale $36,1 \times 2,7 = 97,47$ m² e a a área frontal efetiva do reticulado vale 24,56 m². Logo, tem-se que $\phi = 0,25$.

O coeficiente C_a é dado pela figura 6 da NBR 6123:1988 e para $\phi = 0,25$ tem-se $C_a = 1,75$. Para reticulados planos múltiplos, deve-se calcular o coeficiente de arrasto do conjunto de n reticulados dado pela equação 4.

$$C_{an} = C_{a1}[1 + (n - i)\eta] \quad (4)$$

Onde, C_{a1} é o coeficiente de arrasto para um plano isolado, n é o número de planos e η é um fator de proteção para reticulados planos paralelos. O valor de η é

pela figura 8 da NBR 6123:1988, a partir do índice de área exposta e da relação e/h espaçamento sobre altura dos reticulados. Neste caso, $\frac{e}{h} = \frac{2,38}{2,7} = 0,88$. Portanto, tem-se que $\eta = 0,75$, $C_{an} = 3,0625$, e $F_a = 36,2 \text{ kN}$.

2.3 Combinações de ações

De acordo com a NBR 14762:2010, as combinações devem ser tomadas de forma que as combinações de efeitos sejam as mais desfavoráveis possíveis para a estrutura. Para a verificação dos estados limites últimos devem ser utilizadas as combinações últimas e para os estados limites de serviço devem ser utilizados as combinações de serviço.

Para a verificação dos estados limites últimos foram utilizadas as combinações últimas normais dadas pela equação 5.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}) \quad (5)$$

Para as combinações normais, tem-se que $\gamma_g = 1,25$ para peso próprio de estruturas metálicas, $\gamma_q = 1,4$ para ação do vento, $\gamma_q = 1,5$ para ações variáveis de uso e ocupação, $\psi_0 = 0,6$ para ações do vento e $\psi_0 = 0,6$ para cargas móveis sobre passarelas. Sendo assim, foram consideradas duas combinações últimas normais; a primeira considerando a sobrecarga como ação acidental principal. E, a segunda considerando a ação do vento como ação acidental principal. A tabela 3 apresenta um resumo das combinações últimas e seus coeficientes majoradores.

Tabela 3 – Coeficientes majoradores por combinação

Combinações últimas normais	Peso próprio	Sobrecarga	Vento
1 - Sobrecarga Principal	1,25	1,5	0,84
2- Vento Principal	1,25	0,9	1,4

Fonte: Autor (2019)

Para a verificação do estado limite por deslocamentos excessivos, foi utilizada a combinação quase permanente de serviço, dada pela equação 6. Este tipo de combinação representa as ações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura,

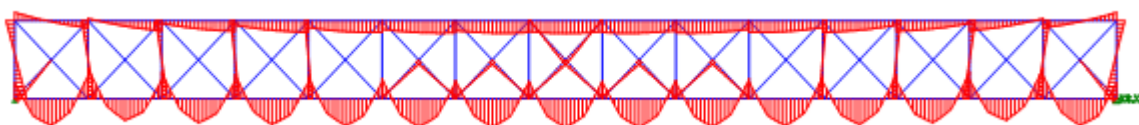
$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}) \quad (6)$$

Os coeficientes dados na NBR 14762:2010 para as ações do vento e sobrecarga valem respectivamente $\psi_2 = 0$ e $\psi_2 = 0,3$. Portanto, a combinação quase permanente é dada pelo peso próprio da estrutura somado de 30% da sobrecarga, desconsiderando-se a carga do vento.

2.4 Dimensionamento

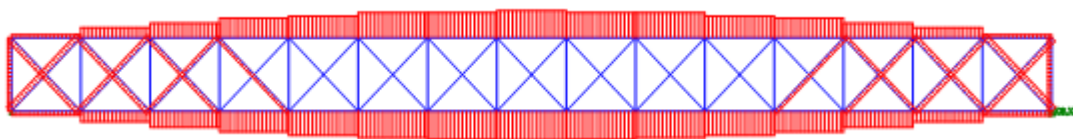
Os esforços solicitantes foram obtidos utilizando o software STRAP (2009), após o lançamento da geometria e do carregamento no programa, obteve-se os diagramas de esforços conforme figuras 9 e 10.

Figura 9 – Momentos fletores vista lateral



Fonte: Autor (2019)

Figura 10 – Esforços axiais vista lateral

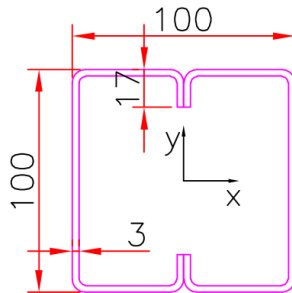


Fonte: Autor (2019)

A partir dos esforços solicitantes foi realizado o dimensionamento das peças críticas para cada seção, conforme figuras 11, 12, 13, 14 e 15, utilizando o método das larguras efetivas conforme NBR 14762:2010. Para o dimensionamento considerou-se raio de dobramento das peças iguais as suas respectivas espessuras, para a obtenção das propriedades da seção foi utilizado o programa DimPerfil 4.0. Dados como a resistência ao escoamento do aço $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$, o módulo de elasticidade do aço $E = 20000 \text{ kN/cm}^2$ e o módulo de elasticidade transversal do aço $G = 7700 \text{ kN/cm}^2$ são os recomendados pela NBR 14762:2010.

2.4.1 Montantes

Figura 11 – Resumo seção crítica montantes dimensões em milímetros



$A = 12,86 \text{ cm}^2$	$I_t = 264,27 \text{ cm}^4$
$C_w = 0$	$r_0 = 5,41 \text{ cm}$
$I_x = 198,54 \text{ cm}^4$	$I_y = 177,1 \text{ cm}^4$
$r_x = 3,93 \text{ cm}$	$r_y = 3,71 \text{ cm}$
$k_x = 0,65$	$k_y = 0,65$
$L_x = 255 \text{ cm}$	$L_y = 255 \text{ cm}$
$N_{c,Sd} = 60,8 \text{ kN}$	Combinação 2
$M_{Sdx} = 119 \text{ kN.cm}$	
$M_{Sdy} = 796 \text{ kN.cm}$	

Fonte: Autor (2019)

a. Força axial de flambagem N_e

A força axial de flambagem elástica N_e para seções duplamente simétricas é a menor entre as forças axiais elásticas devido à flexão em x, flexão em y e torção em z, dadas pelas equações 7, 8 e 9 a seguir.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(k_x \cdot L_x)^2} \quad (7)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(k_y \cdot L_y)^2} \quad (8)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(k_z \cdot L_z)^2} + G \cdot I_t \right] \quad (9)$$

Desta forma, $N_{ex} = 1426,49 \text{ kN}$, $N_{ey} = 1272,44 \text{ kN}$, $N_{ez} = 69644,72 \text{ kN}$, e, portanto, $N_e = 1272,44 \text{ kN}$.

b. Índice de esbeltez reduzido λ_0

O índice de esbeltez reduzido é dado pela equação 10.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}} \quad (10)$$

Desta forma, tem-se que $\lambda_0 = 0,5$.

c. Fator de redução à flambagem global χ

O fator de redução à flambagem é dado pela equação 11.

$$\begin{aligned} \text{Se } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi &= 0,658 \lambda_0^2 \\ \text{Se } \lambda_0 > 1,5 \quad \chi &= \frac{0,877}{\lambda_0^2} \end{aligned} \quad (11)$$

Desta forma, tem-se que $\chi = 0,9$.

d. Largura efetiva da mesa – Elemento AA

A largura efetiva da mesa é dada pela equação 12.

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \cdot \left(\frac{k \cdot E}{\chi \cdot f_y}\right)^{0,5}} \quad (12)$$

Para os montantes, adotou-se caso de flexão composta, que o valor de k deveria ser calculado conforme tabela 5 da NBR 14762:2010, porém, os valores de k para este caso variam de 4 a 8, e, para $4 \leq k \leq 8$ tem-se que $\lambda_p < 0,673$, o que nos dá que a largura efetiva é a própria largura do elemento.

e. Largura efetiva da alma – Elemento AA

Analogamente ao cálculo realizado para a largura efetiva da mesa, tem-se que, para $4 \leq k \leq 8$, $\lambda_p < 0,673$, o que nos dá que a largura efetiva é a própria largura do elemento. Portanto, tem-se que $A_{ef} = A$.

f. Largura efetiva do enrijecedor – Elemento AL

Similarmente ao cálculo realizado para a largura efetiva da mesa, tem-se que, para $0,43 \leq k \leq 1,7$, $\lambda_p < 0,673$, o que nos dá que a largura efetiva é a própria largura do elemento. Portanto, tem-se que $A_{ef} = A$.

g. Cálculo da força resistente de compressão N_{CRd}

A força resistente de compressão é dada pela equação 13.

$$N_{CRd} = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} \quad (13)$$

Onde, γ é um coeficiente ponderador de resistências que vale 1,2. O que nos dá $N_{CRd} = 240,97 \text{ kN}$.

h. Momento fletor de flambagem lateral com torção em regime elástico M_e

Para seções duplamente simétricas o momento fletor de flambagem lateral com torção é dado pela equação 14, quando o momento atua em torno do eixo x . Para o eixo y , basta trocar os índices x e y .

$$M_{ex} = C_b \cdot r_0 \cdot \sqrt{N_{ey} \cdot N_{ez}} \quad (14)$$

O coeficiente C_b é um modificador para distribuições não uniformes de momento fletor, a favor da segurança, foi tomado $C_b = 1$. Desta forma, tem-se que $M_{ex} = 50884,69 \text{ kN} \cdot \text{cm}$, e $M_{ey} = 53876,89 \text{ kN} \cdot \text{cm}$.

i. Índice de esbeltez reduzido λ_0

O índice de esbeltez reduzido é dado pela equação 15.

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\frac{W_x \cdot f_y}{M_{ex}}} \quad (15)$$

Desta forma, tem-se que $\lambda_{0x} = 0,139$ e $\lambda_{0y} = 0,136$.

j. Fator de redução associado à flambagem lateral com torção χ_{FLT}

O fator de redução à flambagem lateral com torção é dado pela equação 16.

$$\begin{aligned} \text{Se } \lambda_0 \leq 0,6 \quad \chi_{FLT} &= 1 \\ \text{Se } 0,6 \leq \lambda_0 \leq 1,336 \quad \chi_{FLT} &= 1,11 \cdot (1 - 0,278\lambda_0^2) \\ \text{Se } \lambda_0 \geq 1,336 \quad \chi_{FLT} &= \frac{1}{\lambda_0^2} \end{aligned} \quad (16)$$

Desta forma, tem-se que $\chi_{FLT} = 1$.

k. Largura efetiva da mesa – Elemento AA

A largura efetiva da mesa é dada pela equação 17.

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \cdot \left(\frac{k \cdot E}{\chi_{FLT} \cdot f_y}\right)^{0,5}} \quad (17)$$

Similarmente ao realizado na seção e, para $4 \leq k \leq 8$ tem-se que $\lambda_p < 0,673$, o que nos dá que a largura efetiva é a própria largura do elemento.

l. Largura efetiva da alma – Elemento AA

Analogamente ao cálculo realizado para a largura efetiva da mesa, tem-se que, para $4 \leq k \leq 8$, $\lambda_p < 0,673$, o que nos dá que a largura efetiva é a própria largura do elemento. Portanto, tem-se que $W_{ef} = W$.

m. Cálculo dos momentos fletores resistentes M_{Rdx} e M_{Rdy}

A força resistente de compressão é dada pela equação 18.

$$M_{Rdx} = \frac{\chi_{FLT} \cdot W_{x,ef} \cdot f_y}{\gamma} \quad (18)$$

Onde, gama é um coeficiente ponderador de resistências que vale 1,1. O que nos dá $M_{Rdx} = 902,45 \text{ kN} \cdot \text{cm}$ e $M_{Rdy} = 804,99 \text{ kN} \cdot \text{cm}$.

n. Verificação devido à flexão composta

De acordo com a NBR 14762:2010, a força normal solicitante e os momentos fletores devem satisfazer a equação 19.

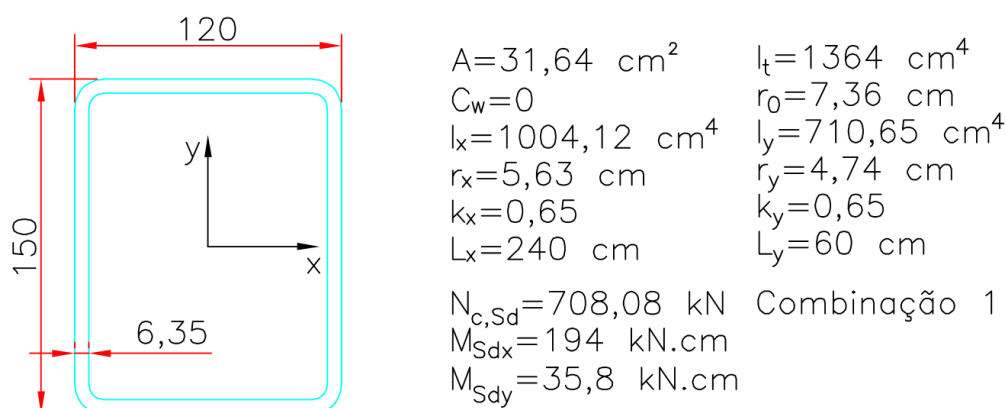
$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{sdx}}{M_{Rdx}} + \frac{M_{sdy}}{M_{Rdy}} \leq 1 \quad (19)$$

A peça não se encontra dimensionada à flexão composta, uma vez que $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} +$

$$\frac{M_{Sdx}}{M_{Rdx}} + \frac{M_{Sdy}}{M_{Rdy}} = 1,37 > 1.$$

2.4.2 Longarinas

Figura 12 – Resumo seção crítica longarinas dimensões em milímetros



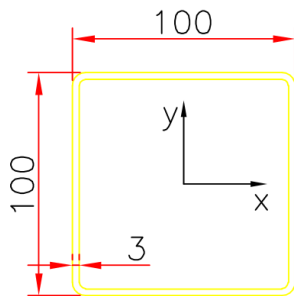
Fonte: Autor (2019)

Observe que esta longarina não está sequer dimensionada à compressão simples, uma vez que, assumindo seção efetiva e desprezando o fator de redução χ associado à flambagem global, tem-se que $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma} = 659,14 \text{ kN} < N_{c,Sd}$.

Quanto ao estado limite de serviço, do Anexo A da NBR 14762:2010, o deslocamento máximo para vigas de piso é $L/350$, desta forma, para as longarinas inferiores, o deslocamento máximo é $103,1 \text{ mm}$ utilizando-se o programa STRAP (2009) com a combinação quase permanente, tem-se que o deslocamento máximo nas longarinas inferiores é de 34 mm , portanto, as longarinas satisfazem a verificação de deslocamentos excessivos.

2.4.3 Transversinas

Figura 13 – Resumo seção crítica transversinas dimensões em milímetros



$A=11,41 \text{ cm}^2$	$I_t=286,64 \text{ cm}^4$
$C_w=0$	$r_0=5,57 \text{ cm}$
$I_x=177,05 \text{ cm}^4$	$I_y=177,05 \text{ cm}^4$
$r_x=3,94 \text{ cm}$	$r_y=3,94 \text{ cm}$
$k_x=0,65$	$k_y=0,65$
$L_x=238 \text{ cm}$	$L_y=238 \text{ cm}$
$N_{c,Sd}=0 \text{ kN}$	Combinação 2
$M_{Sdx}=589 \text{ kN.cm}$	
$M_{Sdy}=754 \text{ kN.cm}$	

Fonte: Autor (2019)

Seguindo o roteiro de cálculo dos montantes, pode-se criar as tabelas 4 e 5.

Tabela 4 – Resumo cálculo normal resistente para as transversinas

$N_e \text{ (kN)}$	λ_0	χ	λ_p	$N_{c,Rd} \text{ (kN)}$
1460,28	0,44	0,92	0,47	219,02

Fonte: Autor (2019)

Tabela 5 – Resumo cálculo momentos resistentes para as transversinas

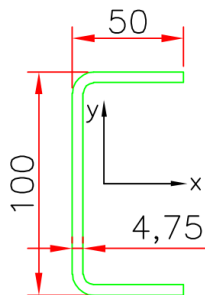
$M_{ex} \text{ (kN.cm)}$	$M_{ey} \text{ (kN.cm)}$	λ_{0x}	λ_{0y}	χ_{FLT}	λ_p	$M_{rDx} \text{ (kN.cm)}$	$M_{rDy} \text{ (kN.cm)}$
56772,02	56772,02	0,12	0,12	1,00	0,47	804,76	804,76

Fonte: Autor (2019)

A verificação à flexão composta é dada por $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Sdx}}{M_{Rdx}} + \frac{M_{Sdy}}{M_{Rdy}} = 1,67 > 1$.

2.4.4 Diagonais

Figura 14 – Resumo seção crítica diagonais dimensões em milímetros



$A=8,76 \text{ cm}^2$	$I_t=0,666 \text{ cm}^4$
$C_w=303,21 \text{ cm}^6$	$r_0=5,16 \text{ cm}$
$I_x=130,17 \text{ cm}^4$	$I_y=21 \text{ cm}^4$
$r_x=3,86 \text{ cm}$	$r_y=1,55 \text{ cm}$
$k_x=0,65$	$k_y=0,65$
$L_x=175,1 \text{ cm}$	$L_y=175,1 \text{ cm}$
$N_{c,Sd}=134 \text{ kN}$	Combinação 1
$M_{Sdx}=63,8 \text{ kN.cm}$	
$M_{Sdy}=34,5 \text{ kN.cm}$	

Fonte: Autor (2019)

a. Força axial de flambagem N_e

A força axial de flambagem elástica N_e para seções com simetria em um eixo é a menor entre as forças axiais elásticas devido à flexão em x, flexão em y e flexo-torção em xz, dadas pelas equações 7, 8, e pela equação 20 a seguir.

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2[1 - (x_0/r_0)^2]} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{ez} \cdot [1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right] \quad (20)$$

Logo, $N_{ex} = 1983,48 \text{ kN}$, $N_{ey} = 319,97 \text{ kN}$, $N_{ez} = 362,82 \text{ kN}$, $N_{exz} = 759,34 \text{ kN}$ e, portanto, $N_e = 319,97 \text{ kN}$.

b. Índice de esbeltez reduzido λ_0

Pela equação 10, tem-se $\lambda_0 = 0,827$.

c. Fator de redução à flambagem global χ

Pela equação 11, tem-se $\chi = 0,751$.

d. Largura efetiva da mesa – Elemento AL

Similarmente ao cálculo dos montantes, pela equação 12, para a mesa das diagonais com valores de k dentro do intervalo, $0,43 \leq k \leq 1,7$ tem-se que $\lambda_p < 0,673$, o que nos dá que a largura efetiva é a própria largura do elemento.

e. Largura efetiva da alma – Elemento AA

Analogamente ao cálculo realizado para a largura efetiva da mesa, tem-se que, para $4 \leq k \leq 8$, $\lambda_p < 0,673$, o que nos dá que a largura efetiva é a própria largura do elemento. Portanto, tem-se que $A_{ef} = A$.

f. Cálculo da força resistente de compressão N_{cRd}

Pela equação 13, tem-se $N_{cRd} = 137,02 \text{ kN}$.

g. Momento fletor de flambagem lateral com torção em regime elástico M_e

Para seções simétricas em um eixo, o momento fletor de flambagem lateral com torção para o momento em torno do eixo de simetria é dado pela equação 14, desta forma, tem-se que $M_{ex} = 1759,6 \text{ kN} \cdot \text{cm}$.

O momento fletor de flambagem lateral com torção, em regime elástico, para barras com seção monossimétrica, sujeitas à flexão em torno do eixo perpendicular ao eixo de simetria, isto é, flexão em torno do eixo y, é dada pela equação 21.

$$M_e = \frac{C_s \cdot N_{ex}}{C_m} \cdot \left[j + C_s \sqrt{j^2 + r_0^2 \cdot \left(\frac{N_{ez}}{N_{ex}} \right)} \right] \quad (21)$$

Onde,

$C_s = +1$ se o momento fletor causar compressão do mesmo lado que o centro de torção;

$C_s = -1$ se o momento fletor causar tração do mesmo lado que o centro de torção;

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right);$$

M_1 é o menor e M_2 o maior dos momentos fletores na extremidade do trecho sem travamento lateral. A relação M_1/M_2 é positiva quando estes provocam curvatura reversa e negativo em caso de curvatura simples. Se o momento fletor em qualquer seção intermediária for superior a M_2 , deve-se adotar C_m igual a 1.

O parâmetro j para seção U simples é dado pela equação 22.

$$j = \frac{1}{2I_y} \cdot (\beta_w + \beta_f) + x_0 \quad (22)$$

Com β_w e β_f dados pelas equações 23 e 24.

$$\beta_w = - \left[\frac{t \cdot x_m \cdot a_m^3}{12} + t \cdot x_m^3 \cdot a_m \right] \quad (23)$$

$$\beta_f = \frac{t}{2} \cdot [(b_m - x_m)^4 - x_m^4] + \frac{t \cdot a_m^2}{4} \cdot [(b_m - x_m)^2 - x_m^2] \quad (24)$$

Desta forma, tem-se que $M_{ey} = 1092,20 \text{ kN} \cdot \text{cm}$.

h. Índice de esbeltez reduzido λ_0

De acordo com a equação 15, tem-se que $\lambda_{0x} = 0,608$ e $\lambda_{0y} = 0,438$.

i. Fator de redução associado à flambagem lateral com torção χ_{FLT}

Conforme equação 16, tem-se que $\chi_{FLT_x} = 0,89$ e $\chi_{FLT_y} = 1$.

j. Largura efetiva da mesa – Elemento AA

Analogamente à seção e, para $0,43 \leq k \leq 1,7$ tem-se que $\lambda_p < 0,673$, o que nos dá que a largura efetiva é a própria largura do elemento.

k. Largura efetiva da alma – Elemento AA

Analogamente ao cálculo realizado para a largura efetiva da mesa, tem-se que, para $4 \leq k \leq 8$, $\lambda_p < 0,673$, o que nos dá que a largura efetiva é a própria largura do elemento. Portanto, tem-se que $W_{ef} = W$.

I. Cálculo dos momentos fletores resistentes M_{Rdx} e M_{Rdy}

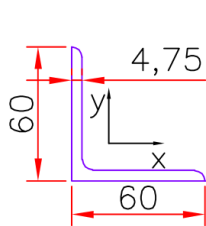
Pela equação 18, tem-se $M_{Rdx} = 530,83 \text{ kN} \cdot \text{cm}$ e $M_{Rdy} = 190,89 \text{ kN} \cdot \text{cm}$.

m. Verificação devido à flexão composta

De acordo com a equação 19, $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Sdx}}{M_{Rdx}} + \frac{M_{Sdy}}{M_{Rdy}} = 1,28 > 1$.

2.4.5 Contraventamentos

Figura 15 – Resumo seção crítica diagonais dimensões em milímetros



$A=5,43 \text{ cm}^2$	$I_t=0,4 \text{ cm}^4$
$C_w=0,02 \text{ cm}^6$	$r_0=3,30 \text{ cm}$
$I_x=18,13 \text{ cm}^4$	$I_y=18,13 \text{ cm}^4$
$r_x=1,83 \text{ cm}$	$r_y=1,83 \text{ cm}$
$k_x=0,65$	$k_y=0,65$
$L_x=169 \text{ cm}$	$L_y=169 \text{ cm}$

$N_{c,Sd}=46,9 \text{ kN}$	Combinação 1
$M_{Sdx}=4,4 \text{ kN.cm}$	
$M_{Sdy}=11,4 \text{ kN.cm}$	

Fonte: Autor (2019)

Seguindo o roteiro de cálculo das diagonais, pode-se criar as tabelas 6.

Tabela 6 – Resumo cálculo normal resistente para as transversinas

$N_e \text{ (kN)}$	λ_0	χ	λ_p	$N_{c,Rd} \text{ (kN)}$
296,61	1,93	0,235	0,238	26,62

Fonte: Autor (2019)

Igualmente às longarinas, os contraventamentos não estão sequer dimensionados aos efeitos das solicitações normais atuantes sobre eles.

3 Resultados e discussões

Conforme análise realizada neste trabalho, a passarela não atende as recomendações das normas regulamentadoras mais recentes para os esforços atuantes tomados neste trabalho uma vez que todas as peças estão acima de sua capacidade estrutural. Em relação às cargas devido à pressão do vento, pode-se argumentar que a passarela se encontra na verdade exatamente sobre o nível geral do terreno, o que anularia a carga de vento também na direção a 0° , o que geraria um alívio sobre a estrutura.

Pode-se observar, que nesta passarela foram adotadas seções de maneira que os efeitos devidos à flambagem local fossem desprezíveis, isso se reflete no cálculo

das peças uma vez que todas as para todas as peças, a área efetiva era a própria área bruta da seção. Isto pode ter sido uma escolha intencional do projetista da passarela, uma vez que os cálculos se tornam muito mais simples quando estes efeitos de flambagem local são inexistentes.

Olhando para a concepção estrutural da passarela, a mesma possui geometria bastante simples, de forma que, assumindo comportamento de treliça ideal e descartando os efeitos devido ao vento, seus esforços solicitantes podem ser facilmente obtidos até mesmo manualmente. Porém, uma vez que considerados estes efeitos, este cálculo se torna bem menos trivial, sem a utilização de algum software computacional, o que pode ter sido uma limitação na época que esta passarela foi projetada.

4 Considerações finais

É visível que na fase de projeto desta passarela; foram feitas diversas suposições de modo a simplificar o seu cálculo estrutural. Com o surgimento de novas tecnologias computacionais, estas simplificações deixam de se tornar necessárias, o que nos leva à resultados mais precisos com muito mais praticidade. Desta forma, os engenheiros dessa geração, em posse de ferramentas cada vez mais potentes, podem se atentar a outros fatores, como consumo de material e dimensionamento e comportamento das ligações.

Durante a visita à passarela para a tomada das dimensões, notou-se que a mesma não apresentava vícios construtivos aparentes e também não existem patologias devido à carga excessiva, todas as seções da passarela não apresentam instabilidades ou deformações excessivas. Porém, a passarela encontra-se em situação precária devido à corrosão por falta de pintura manutenção, sendo as longarinas e transversinas as mais afetadas, sendo que em algumas seções já não possuem função estrutural. Porém, a própria seção das longarinas em projeto já se encontra propícia à corrosão, uma vez que é impossível repintar a parte interna das peças. Uma solução simples para este problema seria a utilização de perfis laminados abertos como seção I ou U, uma vez que estes podem ser pintados facilmente e não acumulam água em seus interiores. Outra solução seria a inclusão de uma estrutura de fechamento na passarela.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6335**: Perfis estruturais de aço formados a frio - Padronização. Rio de Janeiro, 2012.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.

DIAS, A. A.; NETO, J. M.; MALITE M. **Sistemas Estruturais**. 2. Ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. ISF 219: Projeto de passarela para pedestres. Rio de Janeiro, 2012.

ATIR ENGINEERING SOFTWARE DEVELOPMENT LTD. **STRAP (2009)**: Structural Analysis Program. 2009. [S. l.], 12 jul. 2019. Disponível em: http://www.sae.eng.br/software/strap/info_strap.html. Acesso em: 12 jul. 2019.