



## **MEMORIAL DE CÁLCULO**

### **TRELIÇAS PLANAS DE AÇO PARA COBERTURAS**

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 DIRETRIZES GERAIS.....	2
1.2 TELHAS.....	3
<b>2 CÁLCULO DO VENTO.....</b>	<b>4</b>
2.1 DADOS DE ENTRADA.....	4
2.2 PRESSÃO DINÂMICA.....	5
2.3 FORÇA DO VENTO.....	6
2.4 FORÇA EFETIVA.....	7
2.4.1 COBERTURA DUAS ÁGUAS.....	7
2.4.2 VALORES DE PROJETO.....	7
<b>3 DIMENSIONAMENTO DA TERÇA.....</b>	<b>9</b>
3.1 CRITÉRIOS NORMATIVOS.....	10
3.2 PRÉ DIMENSIONAMENTO.....	11
3.3 CÁLCULO DOS ESFORÇOS INTERNOS.....	13
3.4 COMBINAÇÃO DE ESFORÇOS INTERNOS - ELU.....	16
3.5 VERIFICAÇÃO PARA MOMENTO FLETOR.....	18
3.5 VERIFICAÇÃO PARA ESFORÇO CORTANTE.....	22
3.6 VERIFICAÇÃO PARA DESLOCAMENTO.....	23
<b>4 TIRANTES DAS TERÇAS.....</b>	<b>25</b>
4.1 VERIFICAÇÃO DO ESCOAMENTO DA SEÇÃO BRUTA.....	28
4.2 VERIFICAÇÃO DA RUPTURA DA PARTE ROSQUEADA.....	29
4.3 VERIFICAÇÃO DA BARRA COMPRIMIDA.....	30
<b>5 TRELIÇA DE COBERTURA.....</b>	<b>33</b>
5.1 ESCOLHA DA TIPOLOGIA DA TRELIÇA.....	33
5.2 HIPÓTESES DE CÁLCULO.....	35
5.3 CASOS DE CARREGAMENTO.....	36
5.4 PERFIS ADOTADOS.....	37
5.5 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS.....	38
5.5.1 BARRAS TRACIONADAS.....	38
5.5.1.1 CASO 01.....	40
5.5.1.2 CASO 02.....	41
5.5.2 BARRAS COMPRIMIDAS.....	42
5.5.2.1 CASO 01.....	44
5.5.2.2 CASO 02.....	45
5.6 DESLOCAMENTO DA TRELIÇA.....	46
<b>6 CONTRAVENTAMENTO.....</b>	<b>49</b>
6.1 DETERMINAÇÃO DA SOLICITAÇÃO.....	50
6.2 VERIFICAÇÃO DO CONTRAVENTAMENTO.....	51
<b>7 TRAVAMENTO LATERAL DO BANZO.....</b>	<b>53</b>

7.1 SOLICITAÇÃO TRAVAMENTO LATERAL.....	53
7.2 VERIFICAÇÃO DA MÃO FRANCESA.....	54
<b>8 LIGAÇÕES SOLDADAS.....</b>	<b>57</b>
8.1 DIMENSIONAMENTO DA SOLDA NA CANTONEIRA.....	60
8.2 DIMENSIONAMENTO DA CHAPA DE GUSSET.....	62
8.3 DIMENSIONAMENTO DA SOLDA DA CHAPA DE LIGAÇÃO.....	68
<b>9 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>69</b>
9.1 MANUTENÇÃO DA ESTRUTURA METÁLICA.....	69
9.2 DURABILIDADE E SISTEMA DE PROTEÇÃO CONTRA CORROSÃO.....	70
9.3 PROTOCOLO DE INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO PREDITIVA.....	71
9.4 COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA EM CASO DE INCÊNDIO.....	72
9.5 ANÁLISE TERMOESTRUTURAL E REQUISITOS DE SEGURANÇA.....	72
<b>10 CONCLUSÃO TÉCNICA.....</b>	<b>74</b>
10.1 CONSUMO TOTAL DE AÇO ESTRUTURAL.....	74
10.2 VANTAGENS DO USO DO AÇO ESTRUTURAL.....	75
10.3 VANTAGENS DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA.....	75
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>77</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 01: Mapa de isopletas.....	4
Figura 02: Esquema vento a 0°.....	6
Figura 03: Esquema de vento a 90°.....	7
Figura 04: Esquema de resolução da terça, eixo de maior inércia (Eixo x).....	10
Figura 05: Esquema de resolução da terça, eixo de menor inércia (Eixo Y).....	25
Figura 06: Esquema dos tirantes utilizados.....	26
Figura 07: Representação do tirante comprimido.....	27
Figura 08: Decomposição de forças da barra comprimida.....	30
Figura 09: Treliça tipo Howe.....	33
Figura 10: Treliça tipo Pratt.....	33
Figura 11: Treliça tipo Warren com 30 cm.....	34
Figura 12: Treliça tipo Warren com 20 cm.....	34
Figura 13: Análise com o carregamento vertical ascendente (Caso 01).....	36
Figura 14: Análise com o carregamento vertical descendente (Caso 02).....	36
Figura 15: Definição dos elementos estruturais da treliça.....	37
Figura 16: Deslocamentos da treliça.....	47
Figura 17: Esquema de contraventamento da cobertura.....	49
Figura 18: Esquema de aplicação de contraventamento na cobertura (crítico).....	50
Figura 19: Esquema da treliça.....	50
Figura 20: Representação da mão francesa.....	53
Figura 21: Solda de filete.....	57
Figura 22: Espessura da chapa x dimensão de perna.....	58
Figura 23: Esquema de solda.....	59
Figura 24: Escolha do eletrodo.....	59
Figura 25: Largura de Whitmore para ligações parafusadas e soldadas.....	62
Figura 26: Situações em que pode ocorrer o colapso por rasgamento.....	67
Figura 27: Modos de ruptura.....	67
Figura 28: Vista isométrica do galpão.....	76

## LISTA DE TABELAS

Tabela 01: Deslocamentos e esforços máximos.....	34
Tabela 02: Dimensionamento do banzo superior tracionado (Caso 01).....	40
Tabela 03: Dimensionamento das diagonais tracionadas (Caso 01).....	40
Tabela 04: Dimensionamento do banzo inferior tracionado (Caso 02).....	41
Tabela 05: Dimensionamento das diagonais tracionadas (Caso 02).....	41
Tabela 06: Banzo inferior comprimido (Caso 01).....	44
Tabela 07: Diagonais comprimidas (Caso 01).....	45
Tabela 08: Banzo superior comprimido (Caso 02).....	45
Tabela 09: Diagonais comprimidas (Caso 02).....	46
Tabela 10: Protocolo de manutenção.....	71
Tabela 11: Consumo total de aço.....	74

## 1 INTRODUÇÃO

O presente memorial refere-se ao desenvolvimento da solução estrutural para a cobertura de um ginásio poliesportivo, no âmbito do 7º Concurso CBCA para Estudantes de Engenharia – 2025, cujo tema é o dimensionamento de treliças planas de aço para coberturas.

O projeto será implantado no município de Guarulhos – SP e contempla o dimensionamento e detalhamento da tesoura metálica principal, das terças, dos tirantes de apoio das terças (linhas de corrente), do sistema de contraventamento da cobertura no plano da água e do travamento lateral do banzo inferior.

O ginásio apresenta dimensões de 25,0 m de largura por 40,0 m de comprimento, com pé-direito livre de 7,50 m, desconsiderando a altura da tesoura. O sistema estrutural é composto por treliças planas metálicas com vão livre de 25,0 m. A cobertura será executada em telha metálica tipo sanduíche, com inclinação de 10%, adotada de forma a garantir o adequado escoamento das águas pluviais e minimizar riscos de infiltração.

Para definição dos materiais, considera-se a utilização de perfis de aço laminados, soldados ou conformados a frio, a serem especificados conforme o desenvolvimento do projeto, bem como elementos de ligação por parafusos ou soldas. O dimensionamento seguirá as recomendações das seguintes normas:

- ABNT NBR 8800:2024 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- ABNT NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações;
- ABNT NBR 6123:2023 – Forças devidas ao vento em edificações;
- ABNT NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas.

- **CARACTERÍSTICAS GERAIS**

**Localização:** Guarulhos, SP;

**Dimensões básicas:** 25,0 m (largura) x 40,0 m (comprimento);

**Módulo estrutural:** treliças dispostas longitudinalmente a cada 5,0 m; vão da tesoura 25,0 m;

**Pé direito livre:**  $H = 7,50$  m (excluindo-se a altura da tesoura);

**Cobertura:** telha metálica do tipo sanduíche, espessura de 43 mm.

## 1.1 DIRETRIZES GERAIS

Para garantir uniformidade no desenvolvimento do projeto e evitar discrepâncias que possam comprometer o dimensionamento estrutural e a massa final da estrutura, foram observadas as seguintes diretrizes:

- **Terças:**
  - Distância máxima entre terças de 2,00 m.
- **Cobertura:**
  - Telhas metálicas tipo sanduíche, com duas chapas galvanizadas com 0,43 mm de espessura e núcleo em poliuretano (PUR) de 40 mm de espessura.
  - Peso próprio: 100 N/m<sup>2</sup> (0,10 kN/m<sup>2</sup>).
- **Sobrecargas:**
  - Acidental: 250 N/m<sup>2</sup> (0,25 kN/m<sup>2</sup>) em projeção horizontal (NBR 6120:2019) para inclinações  $\geq 3\%$ .
  - De utilização: 150 N/m<sup>2</sup> (0,15 kN/m<sup>2</sup>).
  - Painéis fotovoltaicos: 37,5 N/m<sup>2</sup> (0,0375 kN/m<sup>2</sup>), aplicados sobre a área total da cobertura.
  - Concentrada: 1000 N (1 kN), posição mais desfavorável atuando isoladamente das demais ações variáveis e somada às ações permanentes (NBR 6120: 2019).
- **Ação do vento (NBR 6123:2023):**
  - Velocidade básica do vento em Guarulhos - SP:  $V_0 = 38,0$  m/s.
  - Localização: terreno plano em zona suburbana densamente construída.
  - Classe de ocupação: ambientes com capacidade de aglomeração  $> 300$  pessoas.
  - Dimensões da edificação: 40,0 m (comprimento) x 25,0 m (largura) x 7,50m (altura das paredes laterais).
  - Coeficiente de pressão interna:  $C_{pi}^+ = + 0,20$  e  $C_{pi}^- = - 0,30$ .
- **Materiais:**
  - Perfis laminados e soldados:
    - $f_y = 345$  MPa
    - $f_u = 450$  MPa
  - Perfis tubulares e formados a frio:
    - $f_y = 250$  MPa
    - $f_u = 400$  MPa
  - Massa específica do aço: 7850 kg/m<sup>3</sup>.

## 1.2 TELHAS

Para a cobertura do projeto serão utilizadas telhas metálicas do tipo sanduíche, compostas por duas chapas de aço galvanizado com 0,43 mm de espessura cada, unidas por núcleo isolante de poliuretano rígido (PUR) de 40 mm de espessura. Esse sistema proporciona:

- Baixa condutividade térmica, contribuindo para o conforto interno.
- Redução de ruído, devido ao núcleo isolante.
- Maior estanqueidade e durabilidade, quando comparadas a telhas metálicas simples.
- Peso próprio reduzido ( $100 \text{ N/m}^2 \approx 0,10 \text{ kN/m}^2$ ), favorecendo a leveza estrutural.

Segundo recomendações usuais de fabricantes e normas técnicas, a inclinação mínima para coberturas com esse tipo de telha varia entre **5% e 10%**, a depender do vão e das condições de escoamento da água pluvial. Assim, para garantir adequada drenagem de águas e reduzir riscos de infiltrações, foi adotada no presente projeto uma **inclinação de 10%**.

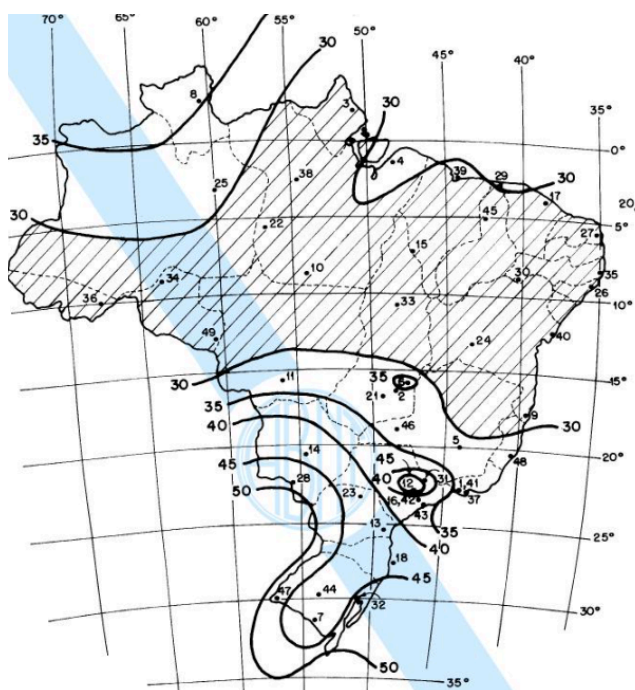


## 2 CÁLCULO DO VENTO

As ações devidas ao vento sobre a estrutura foram determinadas conforme os critérios estabelecidos na **ABNT NBR 6123:2023 – Forças devidas ao vento em edificações**. O processo de cálculo considera a velocidade básica do vento para a região da obra, os fatores de topografia, rugosidade do terreno, altura da edificação e coeficientes de pressão externos e internos.

### 2.1 DADOS DE ENTRADA

Figura 01: Mapa de isopletras.



Fonte: ABNT NBR 6123:2023.

- **Local:** Guarulhos - SP → Velocidade Básica  $V_0 = 38,0$  m/s.
- **Terreno:** plano, zona suburbana densamente construída → categoria IV de rugosidade.
- **Classe de uso:** ambientes com aglomeração > 300 pessoas.
- **Geometria:** comprimento  $a = 40,0$  m; largura  $b = 25,0$  m; altura de parede  $h = 7,50$  m.
- **Cobertura:** duas águas com flecha no cume  $c = 1,25$  m → inclinação  $\tan\theta = c/(b/2) = 1,25/12,5 = 0,1 \Rightarrow \theta \approx 5,71^\circ$ .
- **Coeficientes de pressão interna adotados:**  $c_{pi+} = +0,20$  e  $c_{pi-} = -0,30$ .

○ **Fatores S:**

- **S1 (topografia):** 1,00 para terreno plano ou fracamente acidentado (Item 5.2).
- **S2 (rugosidade/dimensão/altura):** avaliado para categoria IV e classe B na altura  $z = 9,05$  m via expressão geral (Item 5.3.3):

$$S2 = bm \cdot Fr \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p$$

com  $bm = 0,85$ ;  $Fr = 0,98$  e  $p = 0,125$ , retirados da Tabela 01 da ABNT NBR 6123:2023.

$$S2 = 0,85 \cdot 0,98 \cdot \left(\frac{9,05}{10}\right)^{0,125} = 0,82$$

- **S3 (fator estatístico):** adotado conforme Tabela 4 (Item 5.4) para edificações com capacidade de aglomeração superior a 300 pessoas.  
Grupo 2  $\rightarrow S3 = 1,06$ .

## 2.2 PRESSÃO DINÂMICA

### Velocidade característica (Item 4.2):

$$Vk = V0 \cdot S1 \cdot S2 \cdot S3$$

Definição de  $Vk$  conforme norma.

$$Vk = 38 \cdot 1,00 \cdot 0,82 \cdot 1,06 = 33,03 \text{ m/s}$$

Pressão dinâmica (item 4.2):

$$q = \frac{1}{2} \cdot 1,226 \cdot Vk^2 \quad (\rho = 1,226 \text{ kg/m}^3).$$

$$q = 0,613 \cdot Vk^2$$

$$q = 0,613 \cdot 33,03^2 = 668,77 \text{ N/m}^2$$

$$q = 0,669 \text{ kN/m}^2$$

## 2.3 FORÇA DO VENTO

Definição dos coeficientes de forma para um Telhado com duas águas simétrico (Seção 6.1.1 – Tabela 7):

Dados:  $h/b = 7,5/25 = 0,3$ ,  $\theta \approx 5,71^\circ$  e  $a/b = 40/25 = 1.6$

- $C_e(\text{EFI}, 90^\circ) = -0,943$ , valor obtido por interpolação linear
- $C_e(\text{GHJ}, 90^\circ) = -0,4$
- $C_e(\text{EG}, 0^\circ) = -0,8$
- $C_e(\text{FH}, 0^\circ) = -0,428$ , valor obtido por interpolação linear
- $C_e(\text{IJ}, 0^\circ) = -0,2912$ , valor obtido por interpolação linear (Nota 3)

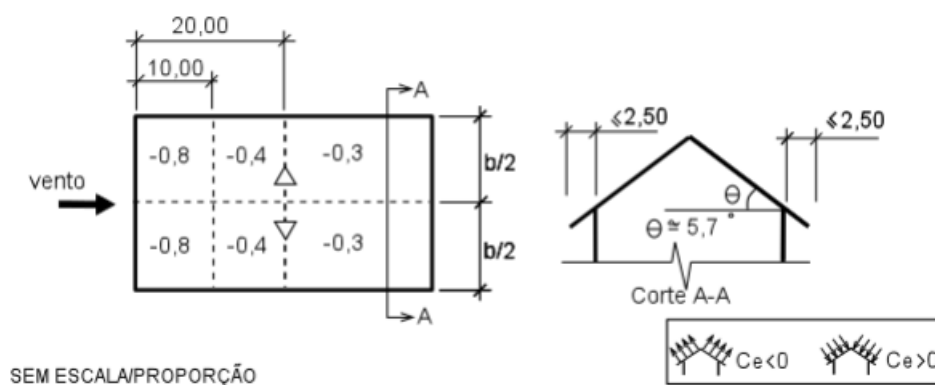
Valores críticos:  $C_e(\text{EFI}, 90^\circ) = -0,943$  e  $C_e(\text{EG}, 0^\circ) = -0,8$ .

Como o telhado é um elemento plano da edificação o coeficiente de forma interno  $C_i$  será igual ao coeficiente de pressão interna  $C_{pi}$ . ( Seção 4.3.2)

- $C_i = c_{pi} = +0,2, -0,3$

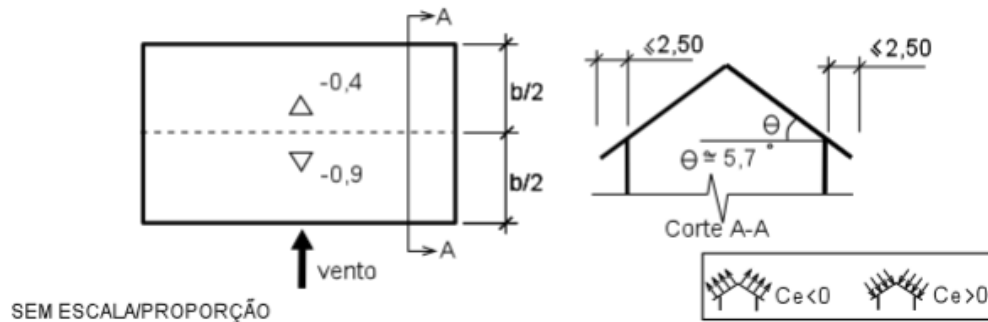
Para conferência dos dados foi utilizado o software ciclone, porém por suas análises estarem desatualizadas em relação à norma vigente seguimos os cálculos a mão.

Figura 02: Esquema vento a  $0^\circ$ .



Fonte : Software Ciclone.

Figura 03: Esquema de vento a 90°.



Fonte: Software Ciclone.

## 2.4 FORÇA EFETIVA

### 2.4.1 COBERTURA DUAS ÁGUAS

Definição normativa para a força do vento em elementos planos de edificação (Item 4.3.2):

$$F = q \cdot A \cdot (C_e - C_i)$$

- **Incidência  $\alpha = 0^\circ$ :** Verificação para o valor crítico de  $C_e = -0,943$  e  $C_i = +0,20$   
 $F/A = q \cdot (-0,943 - 0,20) = -1,143 q \approx -0,765 \text{ kN/m}^2$  (sucção).
- **Incidência  $\alpha = 0^\circ$ :** Verificação para o valor crítico de  $C_e = -0,943$  e  $C_i = -0,30$   
 $F/A = q \cdot (-0,943 + 0,30) = -0,643 q \approx -0,43 \text{ kN/m}^2$  (sucção).
- **Incidência  $\alpha = 90^\circ$ :** Verificação para o valor crítico de  $C_e = -0,8$  e  $C_i = +0,20$   
 $F/A = q \cdot (-0,8 - 0,20) = -1,0 q \approx -0,669 \text{ kN/m}^2$  (sucção).
- **Incidência  $\alpha = 90^\circ$ :** Verificação para o valor crítico de  $C_e = -0,8$  e  $C_i = -0,30$   
 $F/A = q \cdot (-0,8 + 0,30) = -0,5 q \approx -0,3345 \text{ kN/m}^2$  (sucção).

### 2.4.2 VALORES DE PROJETO

A cobertura em questão corresponde a um **telhado de duas águas simétrico**, sendo analisadas as diferentes pressões e sucções correspondentes às inclinações das águas e às zonas definidas pela norma. Assim, foram avaliadas as duas principais **direções de incidência do vento** sobre a estrutura: **0° e 90°**.

Com base nos cálculos, obteve-se para cada caso as pressões atuantes sobre a cobertura, resultando em diferentes combinações de sucção e pressão. Contudo, para efeito de dimensionamento estrutural, adota-se sempre o **cenário mais crítico** dentre as incidências analisadas, garantindo-se assim a segurança e a adequação normativa do projeto.

Dessa forma, os valores críticos obtidos e que serão considerados nos dimensionamentos subsequentes são:

- **Incidência 0°:**  $-0,765 \text{ kN/m}^2$
- **Incidência 90°:**  $-0,736 \text{ kN/m}^2$

### 3 DIMENSIONAMENTO DA TERÇA

No caso específico das terças da cobertura, os carregamentos atuantes apresentam naturezas distintas, sendo compostos tanto por cargas distribuídas uniformemente (peso próprio, sobrecargas permanentes e ação do vento) quanto por cargas concentradas (oriundas de possíveis manutenções).

Devido às diferentes formas de aplicação desses carregamentos, não é possível realizar uma combinação direta das cargas para a verificação nos Estados Limite Últimos (ELU) e de Serviço (ELS). Tal abordagem poderia conduzir a resultados imprecisos, visto que cada tipo de carregamento gera distribuições distintas de momentos fletores, esforços cortantes e reações de apoio.

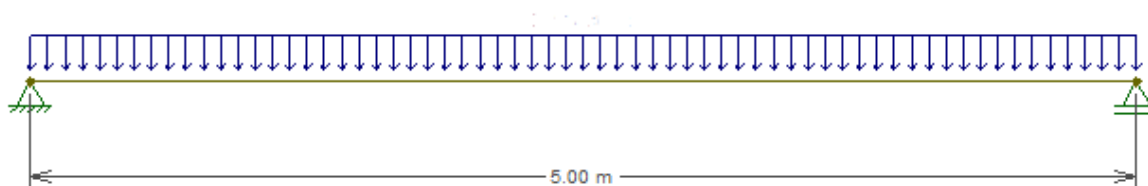
Por essa razão, optou-se por realizar o processo de dimensionamento com base na combinação dos esforços internos resultantes da aplicação de cada carregamento de forma independente. Assim, para cada situação de carregamento (linear ou pontual), foram determinados os valores correspondentes de momentos fletores máximos, esforços cortantes e deformações, sendo posteriormente combinados os resultados para as verificações dos Estados Limites.

O dimensionamento das terças da cobertura foi conduzido considerando as seguintes hipóteses de cálculo:

- As terças acompanham a inclinação da cobertura, igual a 10% ( $\approx 5,71^\circ$ ). Como o ângulo é inferior a  $10^\circ$ , admite-se que os carregamentos atuem perpendicularmente ao eixo das barras, caracterizando flexão simples.
- As terças são elementos metálicos submetidos a cargas lineares uniformemente distribuídas, obtidas pela conversão das cargas de área ( $\text{kN/m}^2$ ) em cargas lineares ( $\text{kN/m}$ ), a partir do espaçamento entre terças de 2,00 m.
- A carga concentrada de 1,00 kN foi considerada no ponto mais desfavorável da terça, conforme prescrito pela NBR 6120:2019, atuando isoladamente das demais ações variáveis e em conjunto com as ações permanentes.
- Para o dimensionamento em ELU (Estado Limite Último) e ELS (Estados Limite de Serviço), aplicam-se os coeficientes de ponderação da NBR 8800:2024:

- $\gamma$  (permanente) = 1,25
- $\gamma$  (sobrecarga normativa e variáveis) = 1,50
- $\gamma$  (ação do vento) = 1,40
- $\psi_0$  (ações variáveis) = 0,70                       $\psi_1 = 0,60$                        $\psi_2 = 0,40$
- $\psi_0$  (ação do vento) = 0,60                       $\psi_1 = 0,30$                        $\psi_2 = 0,00$

Figura 04: Esquema de resolução da terça, eixo de maior inércia (Eixo x).



Fonte: Autores.

### 3.1 CRITÉRIOS NORMATIVOS

Para as verificações nos Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS), adotaram-se os coeficientes parciais de segurança estabelecidos pela ABNT NBR 8800:2024, conforme segue:

- **Coeficientes de ponderação ( $\gamma$ ):**

- $\gamma_g$  (ações permanentes) = **1,25**
- $\gamma_q$  (ações variáveis normativas, como sobrecargas de uso e acidentais) = **1,50**
- $\gamma_w$  (ação do vento) = **1,40**

- **Coeficientes de combinação ( $\psi$ ):**

- Para ações variáveis de longa duração ( $\psi_0$ ) = **0,70**
- Para combinações frequentes ( $\psi_1$ ) = **0,60**
- Para combinações quase-permanentes ( $\psi_2$ ) = **0,40**
- Para a ação do vento:  $\psi_0 = \mathbf{0,60}$ ,  $\psi_1 = \mathbf{0,30}$  e  $\psi_2 = \mathbf{0,00}$

Esses coeficientes foram aplicados às combinações de ações em ELU e ELS, assegurando o atendimento simultâneo às exigências de segurança e de desempenho estrutural.

### • CARGAS ATUANTES NA TERÇA

As ações atuantes sobre a cobertura foram inicialmente expressas como cargas de área ( $\text{kN/m}^2$ ). Para aplicação direta no dimensionamento das terças, essas cargas foram convertidas em cargas lineares ( $\text{kN/m}$ ), multiplicando-se pela distância entre as terças, de 2,00 m. O resultado da conversão é apresentado a seguir:

- Permanente (telha):  $0,10 \text{ kN/m}^2 \times 2,00 \text{ m} = \mathbf{0,20 \text{ kN/m}}$
- Permanente (Painéis fotovoltaicos):  $0,0375 \text{ kN/m}^2 \times 2,00 \text{ m} = \mathbf{0,075 \text{ kN/m}}$
- Sobrecarga acidental :  $0,25 \text{ kN/m}^2 \times 2,00 \text{ m} = \mathbf{0,50 \text{ kN/m}}$
- Sobrecarga de utilidades:  $0,15 \text{ kN/m}^2 \times 2,00 \text{ m} = \mathbf{0,30 \text{ kN/m}}$
- Sobrecarga vento de sucção ( $0^\circ$ ):  $- 0,765 \text{ kN/m}^2 \times 2,00 \text{ m} = \mathbf{- 1,53 \text{ kN/m}}$
- Sobrecarga vento de sucção ( $90^\circ$ ):  $- 0,669 \text{ kN/m}^2 \times 2,00 \text{ m} = \mathbf{- 1,34 \text{ kN/m}}$
- Carga concentrada: **1,00 kN**

## 3.2 PRÉ DIMENSIONAMENTO

Para o pré-dimensionamento das terças, adotou-se a combinação rara de serviço, conforme estabelecido pela ABNT NBR 8800:2024 em conjunto com a ABNT NBR 8681:2003. Nessa combinação, considera-se a ação variável dominante acompanhada das demais ações variáveis, ponderadas pelos respectivos coeficientes de simultaneidade ( $\psi$ ).

O objetivo desse procedimento foi avaliar a estrutura sob o Estado Limite de Serviço (ELS), com ênfase na verificação da deformabilidade, garantindo que os deslocamentos permanecessem dentro dos limites normativos.

Neste estágio, aplicou-se o processo inverso da verificação da flecha admissível, ou seja, determinou-se a dimensão mínima necessária do perfil metálico capaz de atender aos critérios de deslocamento da norma. Essa abordagem permite selecionar um perfil estrutural próximo do ótimo, conciliando rigidez adequada e economia de material, além de reduzir a necessidade de ajustes durante o dimensionamento definitivo.



- **COMBINAÇÃO RARA**

$$S_{serv} = \sum F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum \psi_{1,j} \cdot F_{Qj,k}$$

**1º Caso** - sobrecarga accidental como variável principal:

$$Q_{serv} = 0,475 + 0,50 + 0,6 \cdot 0,3 = 0,565 \text{ kN/m}$$

**2º Caso** - sobrecarga de utilidades como variável principal:

$$Q_{serv} = 0,475 + 0,30 + 0,60 \cdot 0,50 = 1,075 \text{ kN/m}$$

**3º Caso** - sobrecarga de vento de sucção (0º) como variável principal:

$$Q_{serv} = 0,475 - 1,53 = -1,055 \text{ kN/m}$$

A partir das combinações de ações, foi possível determinar o envoltório de esforços ao qual o perfil da terça estará submetido, considerando a combinação rara de serviço:

$$-1,055 \text{ kN/m} < Q < 1,075 \text{ kN/m}$$

Para atender ao **Estado Limite de Serviço (ELS)**, verificou-se a flecha admissível ( $\delta_{lim}$ ) utilizando o critério:

$$\delta_{lim} = \frac{L}{250}$$

A flecha máxima calculada foi usada para determinar o momento de inércia mínimo ( $I_{mín,x}$ ) necessário para o perfil, conforme a fórmula da flexão:

$$I_{mín} = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4 \cdot 250}{384 \cdot E \cdot L}$$

Substituindo os valores obtidos:

$$\delta_{lim} = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} > \frac{L}{250} = \frac{5 \cdot 0,01725 \cdot 500^4}{384 \cdot 20000 \cdot I} > \frac{500}{250}$$

$$I_{mín} = \frac{5 \cdot 0,01725 \cdot 500^4 \cdot 250}{384 \cdot 20000 \cdot 500} > 350,952 \text{ cm}^4$$

Com base nesse valor, foi selecionado um perfil do catálogo da Gerdau que atendesse ao critério de rigidez. Optou-se pelo perfil laminado tipo “U” bitola de 6" 152,4mm x 5,08mm, cujo momento de inércia em relação ao eixo x ( $I_x$ ) é maior que o valor mínimo calculado, garantindo segurança e deformação compatível.

- Características do perfil selecionado:

$d = 152,40 \text{ mm}$	$\text{Área} = 15,50 \text{ cm}^2$	$x = 1,30 \text{ cm}$
$t_w = 5,08 \text{ mm}$	$I_x = 546,00 \text{ cm}^4$	$I_y = 28.80 \text{ cm}^4$
$b_f = 48,77 \text{ mm}$	$W_x = 71,70 \text{ cm}^3$	$W_y = 8,16 \text{ cm}^3$
$t_f = 8,71 \text{ mm}$	$R_x = 5,94 \text{ cm}$	$R_y = 1,36 \text{ cm}$
Comprimento = 5 m	Densidade = $7850 \text{ kg/m}^3$	Peso = 60,83 kg

### 3.3 CÁLCULO DOS ESFORÇOS INTERNOS

Para o dimensionamento das terças, as cargas de área previamente definidas foram convertidas em cargas lineares, considerando o espaçamento entre as terças de 2,00 m. Essa conversão permite aplicar diretamente os esforços nas barras simplesmente apoiadas, facilitando o cálculo dos momentos fletores e esforços cortantes. As cargas lineares correspondentes são:

- Permanente (telha):  $0,10 \text{ kN/m}^2 \times 2,00 \text{ m} = \mathbf{0,20 \text{ kN/m}}$
- Permanente (Painéis fotovoltaicos):  $0,0375 \text{ kN/m}^2 \times 2,00 \text{ m} = \mathbf{0,075 \text{ kN/m}}$
- Permanente (Peso próprio) =  $0,61 \text{ kN} / 5 \text{ m} = \mathbf{0,122 \text{ kN/m}}$
- Sobrecarga acidental :  $0,25 \text{ kN/m}^2 \times 2,00 \text{ m} = \mathbf{0,50 \text{ kN/m}}$
- Sobrecarga de utilidades:  $0,15 \text{ kN/m}^2 \times 2,00 \text{ m} = \mathbf{0,30 \text{ kN/m}}$
- Sobrecarga vento de sucção ( $0^\circ$ ):  $- 0,765 \text{ kN/m}^2 \times 2,00 \text{ m} = \mathbf{- 1,53 \text{ kN/m}}$
- Carga concentrada:  $\mathbf{1,00 \text{ kN}}$

Para determinação dos esforços internos máximos nas terças, considerou-se cada barra simplesmente apoiada entre os banzos das tesouras consecutivas.

Neste caso, o momento máximo devido a carga distribuída uniforme é:

$$M = \frac{Q * L^2}{8}$$

Corte máximo devido a carga distribuída uniformemente:

$$V = \frac{Q * L}{2}$$

Momento máximo devido a carga concentrada P no meio do vão:

$$M = \frac{P * L}{4}$$

Corte máximo devido a carga distribuída P sobre o apoio:

$$V = P$$

- Permanente (telha): **0,20 kN/m**

- $M = \frac{Q * L^2}{8} = \frac{0,20 * 5^2}{8} = 0,625 \text{ kN} * m$

- $V = \frac{Q * L}{2} = \frac{0,20 * 5}{2} = 0,5 \text{ kN}$

- Permanente (Painéis fotovoltaicos): **0,075 kN/m**

- $M = \frac{Q * L^2}{8} = \frac{0,075 * 5^2}{8} = 0,235 \text{ kN} * m$

- $V = \frac{Q * L}{2} = \frac{0,075 * 5}{2} = 0,188 \text{ kN}$

- Permanente (Peso próprio): **0,122 kN/m**

- $M = \frac{Q * L^2}{8} = \frac{0,122 * 5^2}{8} = 0,382 \text{ kN} * m$

- $V = \frac{Q * L}{2} = \frac{0,122 * 5}{2} = 0,305 \text{ kN}$

- Sobrecarga accidental : **0,50 kN/m**

- $M = \frac{Q * L^2}{8} = \frac{0,50 * 5^2}{8} = 1,563 \text{ kN} * m$

- $V = \frac{Q * L}{2} = \frac{0,50 * 5}{2} = 1,25 \text{ kN}$

- Sobrecarga de utilidades: **0,30 kN/m**

$$\circ M = \frac{Q * L^2}{8} = \frac{0,30 * 5^2}{8} = 0,938 \text{ kN} * m$$

$$\circ V = \frac{Q * L}{2} = \frac{0,30 * 5}{2} = 0,75 \text{ kN}$$

- Sobrecarga vento de sucção (0°): - **1,53 kN/m**

$$\circ M = \frac{Q * L^2}{8} = \frac{-1,53 * 5^2}{8} = -4,78 \text{ kN} * m$$

$$\circ V = \frac{Q * L}{2} = \frac{-1,53 * 5}{2} = -3,83 \text{ kN}$$

- Sobrecarga vento de sucção (90°): - **1,34 kN/m**

$$\circ M = \frac{Q * L^2}{8} = \frac{-1,34 * 5^2}{8} = -4,19 \text{ kN} * m$$

$$\circ V = \frac{Q * L}{2} = \frac{-1,34 * 5}{2} = -3,35 \text{ kN}$$

- Carga concentrada: **1,00 kN**

$$\circ M = \frac{P * L}{4} = \frac{1 * 5}{4} = 1,25 \text{ kN} * m$$

$$\circ V = P = 1,0 \text{ kN}$$

Para a determinação dos esforços cortantes, adotou-se a abordagem clássica de análise de vigas simplesmente apoiadas, considerando que o corte máximo ocorre nos apoios da terça, onde a reação dos apoios equilibra a carga aplicada. Logo, a carga concentrada de 1,0 kN foi considerada sobre o apoio, que é o caso mais crítico para o esforço cortante.

Quanto ao momento fletor, considerou-se que o valor máximo ocorre no meio do vão, ponto em que as forças internas resultantes das cargas aplicadas produzem o maior momento de flexão. Essa simplificação é coerente com a geometria da terça, sua inclinação reduzida ( $\approx 5,71^\circ$ ) permite a admissão de flexão simples. Logo, para a análise do momento fletor, considerou-se a carga concentrada sendo aplicada no meio do vão, onde o valor é máximo.

Essa abordagem garante uma análise conservadora e suficiente para o dimensionamento preliminar das terças, assegurando que os esforços críticos de corte e flexão sejam adequadamente considerados no projeto.

### 3.4 COMBINAÇÃO DE ESFORÇOS INTERNOS - ELU

Para o Estado Limite Último (ELU), a ABNT NBR 8800:2024 define a combinação última das ações utilizando os coeficientes de ponderação ( $\gamma$ ). As cargas permanentes, variáveis e de vento são combinadas conforme as regras normativas, de modo a gerar os momentos fletores e esforços cortantes máximos que serão usados para a verificação da resistência do perfil selecionado.

$$S_d = \sum \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_{k,principal} + \sum \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,secundária}$$

Para o dimensionamento das terças, tanto no Estado Limite Último (ELU) quanto nos Estados Limite de Serviço (ELS), aplicam-se os coeficientes de ponderação das ações já definidos anteriormente, conforme a ABNT NBR 8800:2024. A aplicação desses coeficientes permite gerar as combinações de ações que produzem os esforços internos máximos nas terças, tanto para verificação de resistência (ELU) quanto para deformabilidade e serviço (ELS), garantindo que a estrutura atenda aos critérios de segurança e desempenho normativos.

#### • COMBINAÇÕES DE MOMENTOS FLETORES

Para o Estado Limite Último (ELU), os momentos fletores máximos foram obtidos aplicando as combinações normativas de ações, considerando cada ação variável como principal, acompanhada das demais ações com seus respectivos coeficientes de ponderação ( $\gamma$ ) e coeficientes de combinação ( $\psi$ ). As combinações adotadas foram as seguintes:

**1º Caso** - Combinação considerando a sobrecarga acidental com principal:

$$M_d = 1,25 \cdot 1,242 + 1,5 \cdot 1,563 + 1,50 \cdot 0,70 \cdot 0,938 = 4,882 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**2º Caso** - Combinação considerando a sobrecarga de utilidades com principal:

$$M_d = 1,25 \cdot 1,242 + 1,5 \cdot 0,938 + 1,50 \cdot 0,70 \cdot 1,563 = 4,601 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**3º Caso** - Combinação considerando a carga acidental atuando isoladamente:

$$M_d = 1,25 \cdot 1,242 + 1,25 \cdot 1,25 = 3,115 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**4º Caso** - Combinação considerando o vento a 0º como variável principal:

$$M_d = 1,242 + 1,4 \cdot (-4,78) = -5,45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**5º Caso** - Combinação considerando o vento a 90° como variável principal:

$$M_d = 1,242 + 1,4 \cdot (-4,19) = -4,624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A partir dessas combinações, o envoltório de momentos fletores que será utilizado para verificação do perfil da terça é:

$$-5,45 \text{ kN} \cdot \text{m} < Md < 4,624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Este envoltório garante que o dimensionamento considere os momentos críticos positivos e negativos, atendendo aos critérios de resistência da ABNT NBR 8800:2024.

### • COMBINAÇÃO DE ESFORÇO CORTANTE

Para o Estado Limite Último (ELU), os esforços cortantes máximos foram determinados aplicando as combinações normativas de ações, considerando cada ação variável como principal, acompanhada das demais com seus respectivos coeficientes de ponderação ( $\gamma$ ) e coeficientes de combinação ( $\psi$ ). As combinações consideradas foram:

**1º Caso** - Combinação considerando a sobrecarga acidental com principal:

$$V_d = 1,25 \cdot 0,993 + 1,5 \cdot 1,25 + 1,50 \cdot 0,70 \cdot 0,75 = 3,904 \text{ kN}$$

**2º Caso** - Combinação considerando a sobrecarga de utilidades com principal:

$$V_d = 1,25 \cdot 0,993 + 1,5 \cdot 0,75 + 1,50 \cdot 0,70 \cdot 1,25 = 3,679 \text{ kN}$$

**3º Caso** - Combinação considerando a carga acidental atuando isoladamente:

$$V_d = 1,25 \cdot 0,993 + 1,25 \cdot 1,00 = 2,492 \text{ kN}$$

**4º Caso** - Combinação considerando o vento a 0° como variável principal:

$$V_d = 0,993 + 1,4 \cdot (-3,83) = -4,37 \text{ kN}$$

**5º Caso** - Combinação considerando o vento a 90° como variável principal:

$$V_d = 0,993 + 1,4 \cdot (-3,35) = -3,7 \text{ kN}$$

Com base nessas combinações, o envoltório de esforços cortantes utilizado para a verificação da terça é:

$$-4,37 \text{ kN} < Vd < 3,7 \text{ kN}$$

Esse envoltório garante que o dimensionamento considere os cortes máximos positivos e negativos, assegurando a resistência do perfil da terça de acordo com a ABNT NBR 8800:2024.

### 3.5 VERIFICAÇÃO PARA MOMENTO FLETOR

No dimensionamento das terças aos Estados-Limite Últimos (ELU), a resistência à flexão deve satisfazer a seguinte condição:

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

Onde:

- $M_{sd}$  é o momento fletor solicitante de cálculo, obtido com a combinação última de ações apropriada;
- $M_{rd}$  é o momento fletor resistente de cálculo.

O momento fletor resistente de cálculo é determinado por:

$$M_{rd} = \frac{M_{rk}}{\gamma_{a1}}$$

sendo:

- $M_{rk}$  é o momento fletor resistente nominal referente aos estados-limites últimos FLT, FLM e FLA;
- $\gamma_{a1}$  é o coeficiente de ponderação da resistência para estados-limites relacionados ao escoamento e instabilidade, igual a 1,10, segundo a ABNT NBR 8800:2024

Essa verificação garante que o perfil escolhido para a terça possui resistência suficiente para os momentos solicitantes máximos, conforme as combinações de ações previstas na norma.

- **FLAMBAGEM LATERAL DA MESA COMPRIMIDA (FLT)**

Para a verificação da flambagem lateral da mesa comprimida (FLT), considerou-se que os tirantes, em conjunto com o apoio das telhas, travam a terça contra a FLT na seção central.

O parâmetro de esbeltez  $\lambda$  da mesa comprimida foi calculado como:

$$\lambda = \frac{lb}{r_y} = \frac{250}{1,36} = 183,83$$

Onde:

- lb é o comprimento da mesa comprimida entre os pontos de travamento;
- ry é o raio de giração da seção;

A esbeltez limite para comportamento elástico é dada por:

$$\lambda_p = 1,76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 * \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,37$$

Como  $\lambda > \lambda_p$  ( $183,83 > 42,37$ ), a seção **não atende** ao critério elástico. O parâmetro de esbeltez reduzido foi calculado como:

$$\lambda_r = \frac{1,38 * \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$C_w = \frac{t_f \cdot b_{f0}^3 \cdot h_0^2}{12} \cdot \left( \frac{3 \cdot b_{f0} \cdot t_f + 2 \cdot h_0 \cdot t_w}{6 \cdot b_{f0} \cdot t_f + h_0 \cdot t_w} \right) = 1040 \text{ cm}^6$$

$$c_b = 1,14 \quad J = \frac{1}{3} \cdot \sum (b \cdot t^3) = 2,90 \text{ cm}^4$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_x}{E_a \cdot J} = \frac{0,7 \cdot 34,50 \cdot 71,70}{20000 \cdot 2,9} = 0,02985$$

Após substituição dos valores de inércia, momento de torção, coeficientes de comprimento efetivo e geometria da seção, obteve-se:

$$\lambda_r = \frac{1,38 * \sqrt{28,80 \cdot 2,9}}{1,36 \cdot 2,9 \cdot 0,02985} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 1040 \cdot 0,02985^2}{28,80}}} = 164,81$$

$$\lambda_r = 164,81 \text{ e } \lambda > \lambda_r$$

O momento crítico de flambagem lateral da mesa comprimida foi determinado por:

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E_a \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y}} \cdot \left( 1 + 0,039 \cdot \frac{J \cdot L_b^2}{C_w} \right)$$



$$M_{cr} = \frac{1,14 \cdot \pi^2 \cdot 20000 \cdot 28,80}{250^2} \cdot \sqrt{\frac{1040}{28,80} \cdot \left(1 + 0,039 \cdot \frac{2,9 \cdot 250^2}{1040}\right)}$$

$$M_{cr} = 1740 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad M_{cr} = 17,40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

O momento fletor resistente de cálculo para a FLT é obtido considerando o coeficiente de ponderação da resistência  $\gamma_{a1} = 1,10$ :

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} = \frac{17,40}{1,10} = 15,81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 5,45 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{sd} \leq M_{rd}$$

Essa verificação garante que **a terça resiste à flambagem lateral da mesa comprimida**, considerando o travamento proporcionado pelos tirantes e pelas telhas, em conformidade com a ABNT NBR 8800:2024.

- **FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA (FLA)**

Na verificação da Flambagem Local da Alma (FLA), a esbeltez local da alma da terça foi calculada como:

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{152,4}{5,08} = 30$$

A esbeltez limite para comportamento elástico da alma é:

$$\lambda_p = 3,76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 * \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

Como  $\lambda < \lambda_p$  ( $30 < 90,53$ ), a seção atende ao critério de estabilidade local da alma, não sendo necessária redução adicional. O momento fletor resistente nominal  $M_{Rk}$  neste caso é igual ao momento plástico da seção ( $M_{pl}$ ), calculado como:

$$M_{rd} = \frac{M_{rk}}{\gamma_{a1}} \quad M_{rk} = M_{pl} \quad M_{pl} = Z * f_y$$

A razão entre o módulo plástico ( $Z$ ) e o módulo de resistência elástico mínimo ( $W_{mín}$ ) da seção transversal recebe o nome de fator de forma e é representado por  $bf$ . Assim:

$$B_f = \frac{Z}{W_{\min,x}}$$

Para perfis U fletidos em relação ao eixo x,  $b_f$  é aproximadamente igual a 1,17 e, em relação ao eixo y, aproximadamente igual a 1,80.

$$Z = B_f \cdot W_{\min,x} = 1,17 \cdot 71,70 = 83,889 \text{ cm}^3$$

O momento fletor resistente de cálculo para a alma da terça é:

$$M_{rd} = \frac{Z \cdot f_y}{1,10} = \frac{83,889 \cdot 34,50}{1,10} = 2631,06 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd} = 26,31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Essa verificação confirma que **a alma do perfil U possui resistência suficiente para resistir à flambagem local**, em conformidade com a ABNT NBR 8800:2024.

$$M_{sd} = 5,45 \text{ kN} \cdot \text{m} \qquad M_{sd} \leq M_{rd}$$

- **FLAMBAGEM LOCAL DA MESA (FLM)**

Na verificação da Flambagem Local da Mesa (FLM), a esbeltez local da mesa foi determinada por:

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{48,77}{2 \cdot 8,71} = 2,79$$

A esbeltez limite para o comportamento elástico da mesa é:

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,14$$

Comparando-se os valores:  $\lambda < \lambda_p$  ( $2,79 < 9,14$ ), verifica-se que a mesa da seção transversal não apresenta risco de flambagem local. Neste caso, o momento resistente de cálculo da seção é o mesmo já obtido na verificação da alma (FLA):

$$M_{rd} = \frac{Z \cdot f_y}{1,10} = \frac{83,889 \cdot 34,50}{1,10} = 2631,06 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd} = 26,31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Portanto, a seção atende plenamente ao critério de **flambagem local da mesa**, conforme a ABNT NBR 8800:2024.

Com base nas análises realizadas, o perfil tipo “U” laminado 6” 152,4 mm x 7,98mm selecionado para as terças foi completamente verificado quanto à resistência ao momento fletor, considerando: o envoltório de momentos obtido pelas combinações de ELU, a flambagem lateral da mesa comprimida (FLT), a flambagem local da alma (FLA) e a flambagem local da mesa (FLM). Todas as verificações atenderam aos critérios estabelecidos pela ABNT NBR 8800:2024, confirmando que **o perfil possui resistência suficiente e adequada segurança estrutural para os esforços de flexão solicitantes**.

### 3.5 VERIFICAÇÃO PARA ESFORÇO CORTANTE

Para o dimensionamento ao esforço cortante, considera-se que a terça é uma viga sem enrijecedor transversal intermediário, com  $a = L$  e  $K_v = 5$ , de acordo com a ABNT NBR 8800:2024.

O parâmetro de verificação é dado por:

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 * \sqrt{\frac{(K_v * E)}{F_y}}$$

Substituindo os valores da seção:

$$\frac{h}{tw} = \frac{152,40}{5,08} = 30 \quad \text{e} \quad 1,1 * \sqrt{\frac{(K_v * E)}{F_y}} = 1,1 * \sqrt{\frac{(5 * 20000)}{34,5}} = 59,22$$

Como  $30 < 59,22$ , o esforço cortante resistente é dado por:

$$V_{rd} = \frac{(0,6 * f_y * d * tw)}{1,1}$$

Substituindo os valores na equação:

$$V_{rd} = \frac{(0,6 * 34,5 * 15,24 * 0,508)}{1,1} = 145,68 \text{ kN}$$

O esforço cortante solicitante de cálculo obtido nas combinações de ELU foi:

$$V_{sd} = 4,37 \text{ kN}$$

$$4,37 \text{ kN} < 145,68 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{rd} - \text{OK!}$$

Como  $V_{sd} < V_{rd}$ , a seção da terça **apresenta resistência suficiente ao esforço cortante**, atendendo às recomendações da ABNT NBR 8800:2024.

### 3.6 VERIFICAÇÃO PARA DESLOCAMENTO

Para a verificação da flecha máxima da terça, adotou-se a combinação frequente de serviço, considerando:

$$F_{serv} = \sum F_{Gi,k} + \sum \psi_{2,j} \cdot F_{Qj,k}$$

Como os esforços têm diferentes magnitudes, deverão ser calculados os deslocamentos causados por cada um dos esforços para posterior realização da combinação frequente de serviço para a verificação da flecha máxima da terça. O deslocamento limite conforme a ABNT NBR 8800:2024 para terças de cobertura é de  $L/250$ .

$$\delta_{lim} = \frac{L}{250} \qquad \delta_{lim} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

Essa verificação garante que a deflexão da terça permaneça dentro dos limites normativos, assegurando tanto o desempenho estrutural quanto a integridade da cobertura metálica, conforme recomendado pela ABNT NBR 8800:2024.

Para a determinação da flecha da terça, foram utilizadas as fórmulas clássicas de vigas simplesmente apoiadas:

- Para carga distribuída uniforme:

$$\delta = \frac{5 * Q * L^4}{384 * E * I_x}$$

- Para carga concentrada no meio do vão:

$$\delta = \frac{P * L^3}{48 * E * I_x}$$

- Carga permanente (telha, painéis fotovoltaicos e peso próprio): 0,397 kN/m

$$\delta_{perm} = \frac{5 * Q * L^4}{384 * E * I_x} = \frac{5 * 0,00397 * 500^4}{384 * 20000 * 546} = 0,296 \text{ cm}$$

- Sobrecarga accidental : 0,50 kN/m

$$\delta_{acid} = \frac{5 * Q * L^4}{384 * E * I_x} = \frac{5 * 0,0050 * 500^4}{384 * 20000 * 546} = 0,373 \text{ cm}$$

- Sobrecarga de utilidades: 0,30 kN/m

$$\delta_{util} = \frac{5 * Q * L^4}{384 * E * I_x} = \frac{5 * 0,0030 * 500^4}{384 * 20000 * 546} = 0,224 \text{ cm}$$

- Carga concentrada: 1,00 kN

$$\delta = \frac{P * L^3}{48 * E * I_x} = \frac{1 * 500^3}{48 * 20000 * 546} = 0,239 \text{ cm}$$

**1º Caso** - Combinação quase permanente para deslocamentos:

$$\delta_t = 0,296 + 0,4 \cdot 0,373 + 0,40 \cdot 0,224 = 0,6052 \text{ cm}$$

**2º Caso** - Combinação quase permanente para deslocamentos (ação pontual):

$$V_d = 0,296 + 0,239 = 0,535 \text{ cm}$$

O deslocamento máximo combinado (0,605 cm) é inferior ao limite admissível definido pela norma ( $\delta_{lim} = L/250 = 2,0 \text{ cm}$ ), ou seja:

$$0,605 \text{ cm} < 2,00 \text{ cm} \quad \delta_{ser} < \delta_{lim} - \text{OK!}$$

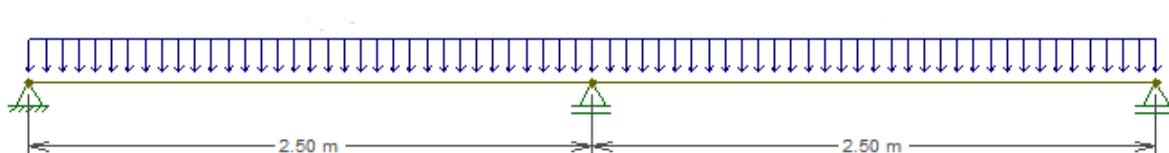
Essa verificação confirma que **a terça atende aos critérios de deformabilidade**, garantindo o desempenho estrutural e a integridade da cobertura.

#### 4 TIRANTES DAS TERÇAS

O dimensionamento dos tirantes tem como objetivo garantir a estabilidade lateral das terças e prevenir a flambagem do perfil no seu eixo de menor inércia (eixo y). Para isso, eles são projetados para resistir à componente da carga gravitacional (peso próprio e sobrecarga) que atua fora do plano do telhado. Logo, para o dimensionamento dos tirantes, a carga de vento não irá influenciar no eixo de menor inércia (y) das terças, pois ela atua perpendicularmente ao plano de atuação da força, que é o eixo x.

As terças foram consideradas como elementos de uma linha de corrente, com redução do vão teórico à metade na direção do eixo de menor inércia, admitindo-se apoio fictício de primeiro gênero nesse eixo na metade do vão, tal como segue no esquema abaixo.

Figura 05: Esquema de resolução da terça, eixo de menor inércia (Eixo Y).



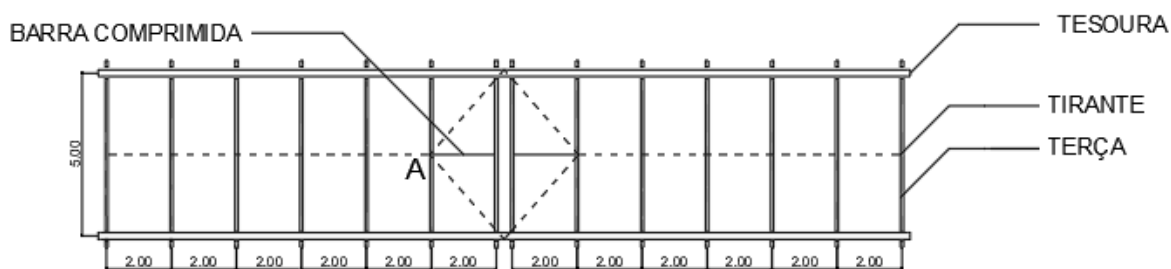
Fonte: Autores.

A força atuante  $Q$  foi decomposta em relação ao ângulo de inclinação do telhado que é de aproximadamente  $5,71^\circ$ , obtendo-se a componente  $Q_y$ , que gera a reação de tirante:

$$Q_y = \text{sen}(5,71^\circ) * Q$$

A partir da carga  $Q_y$ , a força de reação no apoio do tirante ( $P$  tirante) foi calculada, considerando a sua posição e o espaçamento entre as terças. Para a carga concentrada de 1,00 kN, considerou-se que ela estaria atuando sobre o apoio central, diretamente no tirante, que é o caso mais crítico deste carregamento.

Figura 06: Esquema dos tirantes utilizados.



Fonte: Autores.

- Permanente (telha): **0,20 kN/m**
  - $Q_y = \text{sen}(5,71^\circ) * 0,20 = 0,020 \text{ kN/m}$
  - $P \text{ tirante} = 0,0625 \text{ kN}$
- Permanente (Painéis fotovoltaicos): **0,075 kN/m**
  - $Q_y = \text{sen}(5,71^\circ) * 0,075 = 0,0075 \text{ kN/m}$
  - $P \text{ tirante} = 0,0234 \text{ kN}$
- Permanente (Peso próprio): **0,122 kN/m**
  - $Q_y = \text{sen}(5,71^\circ) * 0,122 = 0,0122 \text{ kN/m}$
  - $P \text{ tirante} = 0,0381 \text{ kN}$
- Sobrecarga acidental : **0,50 kN/m**
  - $Q_y = \text{sen}(5,71^\circ) * 0,50 = 0,050 \text{ kN/m}$
  - $P \text{ tirante} = 0,0156 \text{ kN}$
- Sobrecarga de utilidades: **0,30 kN/m**
  - $Q_y = \text{sen}(5,71^\circ) * 0,30 = 0,030 \text{ kN/m}$
  - $P \text{ tirante} = 0,0937 \text{ kN}$
- Carga concentrada: **1,00 kN**
  - $Q_y = \text{sen}(5,71^\circ) * 1,00 = 0,10 \text{ kN}$
  - $P \text{ tirante} = 0,10 \text{ kN}$

### ● COMBINAÇÕES DOS CARREGAMENTOS

Para o Estado Limite Último (ELU), os carregamentos máximos foram obtidos aplicando as combinações normativas de ações. As combinações adotadas foram as seguintes:

**1º Caso** - Combinação considerando a sobrecarga accidental com principal:

$$P_d = 1,25 \cdot 0,124 + 1,5 \cdot 0,0156 + 1,50 \cdot 0,70 \cdot 0,0937 = 0,28 \text{ kN}$$

**2º Caso** - Combinação considerando a sobrecarga de utilidades com principal:

$$P_d = 1,25 \cdot 0,124 + 1,5 \cdot 0,0937 + 1,50 \cdot 0,70 \cdot 0,0156 = 0,32 \text{ kN}$$

**3º Caso** - Combinação considerando a carga accidental atuando isoladamente:

$$P_d = 1,25 \cdot 0,124 + 1,25 \cdot 0,1 = 0,28 \text{ kN}$$

A partir dessas combinações, a força de tração em um tirante intermediário ( $N_{tl,Sd}$ ) é igual à carga  $P_d$ , pois cada tirante recebe a carga de uma única terça. Assim, a força solicitante em cada tirante é:

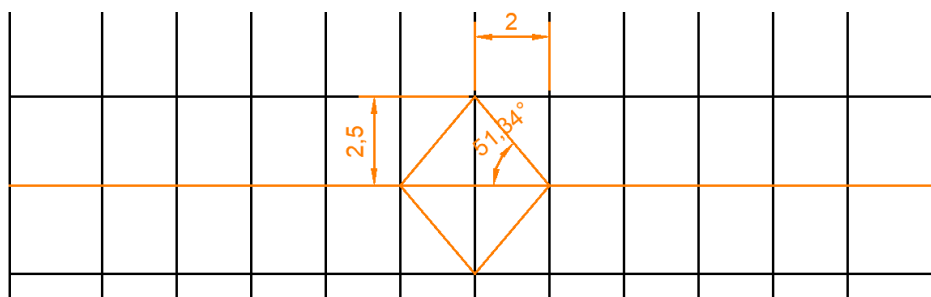
$$N_{tl,Sd} = P_d = 0,32 \text{ kN}$$

No caso mais crítico, em cada água do telhado nós temos 6 terças que recebem a carga total, mais uma terça relativa à cumeeira do telhado que recebe metade do carregamento, sendo assim, a carga crítica do tirante será dada por:

$$N_{t,Sd} = 6 \cdot 0,32 + \frac{0,32}{2} = 2,08 \text{ kN}$$

Considerando que temos dois tirantes inclinados, que separam as duas águas do telhado, temos que encontrar a carga crítica atuante nos tirantes inclinados da cobertura, que estão separados por uma inclinação de  $51,34^\circ$ , como segue o esquema abaixo:

Figura 07: Representação do tirante comprimido.



Fonte: Autores.

$$2 \cdot N_{t,Sd} \cdot \cos(51,34^\circ) = 2,08 \text{ kN} \Rightarrow N_{t,Sd} = 1,67 \text{ kN}$$



#### 4.1 VERIFICAÇÃO DO ESCOAMENTO DA SEÇÃO BRUTA

O dimensionamento das barras redondas é similar ao das demais barras tracionadas. Deve-se verificar o estado-limite último de escoamento da seção bruta, com a força axial de tração resistente de cálculo. No dimensionamento dos tirantes aos Estados-Limite Últimos (ELU), a resistência à tração deve satisfazer a seguinte condição:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

Onde:

- $N_{t,sd}$  é a força de tração solicitante de cálculo, obtido com a combinação última de ações apropriada;
- $N_{t,rd}$  é a força de tração resistente de cálculo.

A força de tração resistente de cálculo é determinado por:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_b \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

sendo:

- $A_b$  a área bruta da seção transversal;
- $f_y$  é a tensão de escoamento do material;
- $\gamma_{a1}$  é o coeficiente de ponderação da resistência para estados-limites relacionados ao escoamento e instabilidade, igual a 1,10, segundo a ABNT NBR 8800:2024.

$$N_{t,Sd} = 1,67 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_b \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{\left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right) \cdot 25}{1,10} \geq 1,67$$

$$D \geq 0,306 \text{ cm}$$

$$D \geq 3,06 \text{ mm}$$

## 4.2 VERIFICAÇÃO DA RUPTURA DA PARTE ROSQUEADA

Outro estado-limite último a se considerar é a ruptura da parte rosqueada, para o qual a força axial de tração rosca, igual, nas roscas usualmente utilizadas nas estruturas de aço, a aproximadamente 75% da área bruta do fuste. As barras redondas rosqueadas não precisam atender a quaisquer limitações relacionadas à esbeltez. No dimensionamento dos tirantes aos Estados-Limite Últimos (ELU), a resistência à tração deve satisfazer a seguinte condição:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

Onde:

- $N_{t,sd}$  é a força de tração solicitante de cálculo, obtido com a combinação última de ações apropriada;
- $N_{t,rd}$  é a força de tração resistente de cálculo.

A força de tração resistente de cálculo é determinado por:

$$N_{t,Rd} = \frac{0,75 \cdot A_b \cdot f_u}{\gamma_{a2}}$$

sendo:

- $A_b$  a área bruta da seção transversal;
- $f_u$  é a tensão última do material;
- $\gamma_{a2}$  é o coeficiente de ponderação da resistência para estados-limites relacionados ao escoamento e instabilidade, igual a 1,35, segundo a ABNT NBR 8800:2024.

$$N_{t,Sd} = 1,67 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{0,75 \cdot A_b \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \quad N_{t,Rd} = \frac{0,75 \cdot \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right) \cdot 40}{1,35} \geq 1,67$$

$$D \geq 0,309 \text{ cm}$$

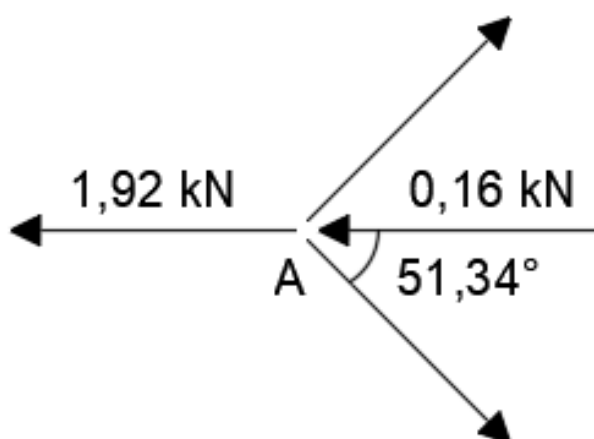
$$D \geq 3,09 \text{ mm}$$

Portanto, deve-se utilizar uma **barra redonda lisa** com diâmetro de **6,35mm**, conforme tabela do fabricante, para a execução dos tirantes das terças.

### 4.3 VERIFICAÇÃO DA BARRA COMPRIMIDA

Para travamento da seção central da terço da cumeeira, será usada uma cantoneira simples, ligada nesta terço e na terço adjacente, em cada água da cobertura, a carga atuante na barra comprimida pode ser verificada a seguir, conforme decomposição de forças efetuadas no tópico anterior:

Figura 08: Decomposição de forças da barra comprimida.



Fonte: Autores.

Os elementos com relação largura/espessura, representada sempre por  $b/t$ , pequena, ou seja, que não ultrapasse o valor  $(b/t)_{lim}$ , não estão sujeitos à flambagem local, uma vez que seu escoamento ocorre antes. A Tabela apresenta, para a maioria dos casos encontrados na prática, os valores das grandezas  $b$  e  $t$  para o cálculo da relação  $b/t$ , e de  $(b/t)_{lim}$ .

- Para a barra comprimida, foi escolhida uma cantoneira de abas iguais de 1.½"x ½":

$$A_g = 2,32 \text{ cm}^2$$

$$t = 3,18 \text{ mm}$$

$$I_x = I_y = 3,33 \text{ cm}^4$$

$$W_x = W_y = 1,15 \text{ cm}^3$$

$$R_x = R_y = 1,17 \text{ cm}$$

$$b = 38,10 \text{ mm}$$

- **Verificação do limite do índice de esbeltez:** para barras comprimidas o índice de esbeltez não deve exceder 200, conforme a ABNT NBR 8800:2024.

$$\left( \frac{L_t}{r} \right)_{\text{máx}} \leq 200$$

$$\left( \frac{200}{1,17} \right)_{\text{máx}} = 170,94 \quad 170,94 < 200 - \text{OK!}$$

- **Relação b/t com b/t lim:** verificando a relação b/t com b/t lim, temos que:

$$\frac{b}{t} = \frac{38,1}{3,18} = 11,981$$

Em que:

$$\frac{b}{t}_{lim} = 0,45 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{b}{t}_{lim} = 0,45 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 10,835$$

Se uma seção transversal possuir somente elementos AL, como é o caso das cantoneiras, toma-se  $Q_a$  igual a 1,0. Se os elementos AL tiverem relação b/t que não ultrapasse  $(b/t)_{lim}$ , não ocorre flambagem local, e o colapso se dá por escoamento. No entanto, para valores de b/t situados entre  $(b/t)_{lim}$  e  $(b/t)_{sup}$ , considera-se que o colapso ocorre em regime inelástico e, para valores de b/t superiores a  $(b/t)_{sup}$ , em regime elástico. O limite  $(b/t)_{sup}$  corresponde ao início da plastificação nas partes do elemento com maiores tensões residuais de compressão:

$$\frac{b}{t}_{sup} = 0,91 \cdot \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$$

$$\frac{b}{t}_{sup} = 0,91 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 21,91$$

$$\frac{b}{t}_{lim} < \frac{b}{t} < \frac{b}{t}_{sup}$$

$$10,835 < 11,981 < 21,91$$

Sendo:

$$Q_s = 1,34 - 0,76 \cdot \left(\frac{b}{t}\right) \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E_a}}$$

$$Q_s = 1,34 - 0,76 \cdot \left(\frac{38,1}{3,18}\right) \cdot \sqrt{\frac{34,50}{20000}} = 0,962$$

Como se trata de cantoneira simples ligada pelas duas abas, não existe excentricidade da força axial de compressão. Assim, a cantoneira deve ser tratada como uma barra de seção monossimétrica, portanto sujeita à flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia e à flambagem por flexo-torção com flexão em relação ao eixo central x. No entanto, como os comprimentos de flambagem por flexão em relação aos eixos x e y são iguais, basta verificar a flambagem por flexão em relação ao eixo y (de menor momento de inércia). Logo:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 3,33}{(1 \cdot 200)^2} = 16,43 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_{e,y}}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,962 \cdot 2,32 \cdot 34,5}{16,43}} = 2,164$$

Como,  $\lambda_0 > 1,50$ , o X é dado pela seguinte equação:

$$X = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad X = \frac{0,877}{2,164^2} = 0,187$$

Assim, a força resistente à compressão axial de cálculo é dada por:

$$N_{c,Rd} = \frac{X \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,187 \cdot 0,962 \cdot 2,32 \cdot 34,5}{1,1} = 13,1 \text{ kN}$$

verificação:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad 0,16 \text{ kN} < 13,1 \text{ kN} \Rightarrow OK$$

Portanto, adota-se como barra comprimida nos elementos de tirante a seção **cantoneira de abas iguais 1½" x ⅛"**, de acordo com os critérios da ABNT NBR 8800:2024.

## 5 TRELIÇA DE COBERTURA

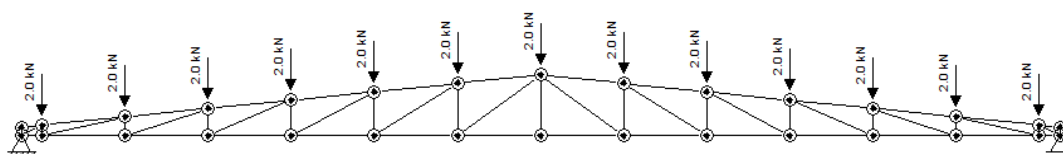
### 5.1 ESCOLHA DA TIPOLOGIA DA TRELIÇA

Com o objetivo de selecionar a tipologia estrutural mais eficiente para a cobertura proposta, foram analisadas quatro configurações distintas de treliça metálica. Para isso, adotou-se as seguintes condições de contorno, em todos os modelos:

- **Vão:** 25 metros;
- **Inclinação de cobertura:** 10%;
- **Tipo de apoio:** treliça biapoiada;
- **Carregamento:** 2 kN em cada nó;
- **Perfil:** genérico, com  $E = 20.000 \text{ kN/cm}^2$  e  $f_y = 34,50 \text{ kN/cm}^2$ ;

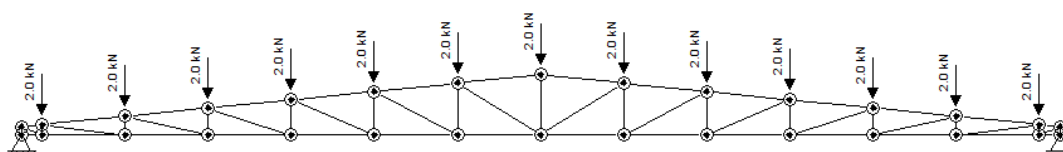
Assim, a análise não buscou dimensionar a estrutura definitiva, mas sim classificar as tipologias quanto ao desempenho relativo sob condições comparáveis. Foram modeladas diversas tipologias, dessas quatro alternativas se destacaram: uma do tipo Howe e uma do tipo Pratt (ambas com altura inicial de 20 cm), duas treliças do tipo Warren sem montantes (altura inicial de 30 cm e 20 cm).

Figura 09: Treliça tipo Howe.



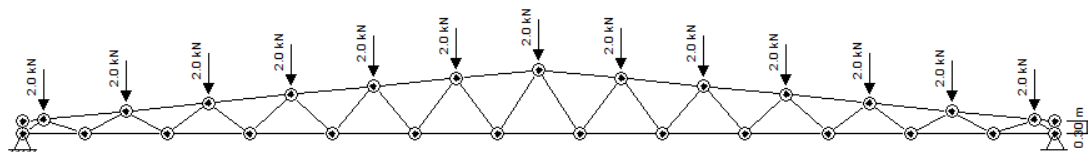
Fonte: Autores.

Figura 10: Treliça tipo Pratt.



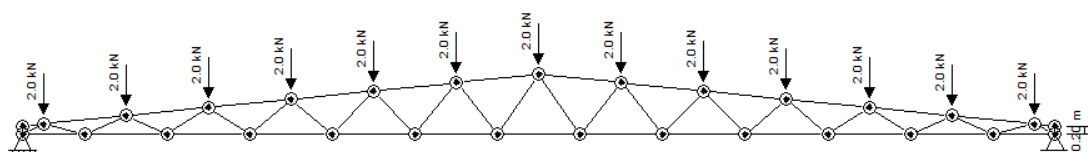
Fonte: Autores.

Figura 11: Treliça tipo Warren com 30 cm.



Fonte: Autores.

Figura 12: Treliça tipo Warren com 20 cm.



Fonte: Autores.

A Tabela 01 apresenta os valores máximos de **tração e compressão** obtidos em cada tipologia para os banzos e para as diagonais, além de apresentar as máximas deformações para cada tipologia.

Tabela 01: Deslocamentos e esforços máximos.

TRELIÇA	BANZO		DIAGONAIS		DEFORMAÇÃO
	Tração Máxima (kN)	Compressão Máxima (kN)	Tração Máxima (kN)	Compressão Máxima (kN)	Máxima (cm)
Treliça Howe	71,50	71,90	8,70	26,10	3,73
Treliça Pratt	71,50	71,90	37,60	8,30	3,73
Treliça Warren (30cm)	63,70	63,30	21,50	22,70	2,92
Treliça Warren (20cm)	71,50	71,70	24,70	29,10	3,69

Fonte: Autores.

A análise dos esforços axiais evidenciou diferenças claras entre as tipologias. As treliças do tipo Warren apresentaram uma distribuição mais uniforme das solicitações, aproveitando melhor a capacidade resistente de todas as barras.

Quanto aos deslocamentos, todas as tipologias atenderam ao critério normativo de deformabilidade, permanecendo significativamente abaixo do limite de serviço. Ainda assim, a treliça Warren mais eficiente apresentou o menor deslocamento, enquanto as demais oscilaram em torno de 25% a mais nesse parâmetro.

No que se refere ao consumo de material, expresso pelo comprimento total de barras, as variações entre os modelos foram da ordem de 8%. Embora uma das configurações tenha demandado menor quantidade de barras, seu desempenho em deslocamento e esforços foi inferior. A treliça Warren com melhor comportamento demonstrou o equilíbrio mais vantajoso, conciliando eficiência estrutural com racionalização de material.

Dessa forma, os resultados obtidos permitem concluir que, embora todas as tipologias analisadas sejam viáveis para o vão considerado, a treliça do tipo Warren sem montantes com altura inicial de 30 cm apresentou o desempenho mais satisfatório no conjunto dos critérios, unindo menor deslocamento relativo, esforços internos reduzidos e boa economia de material.

Em função disso, será adotada como solução de referência sobre a qual serão desenvolvidos os cálculos de dimensionamento definitivo, verificações de estabilidade global e local, bem como o detalhamento construtivo. Esta escolha garante não apenas a segurança e a rigidez necessárias à estrutura, mas também uma racionalização construtiva condizente com os princípios de economia e eficiência que devem nortear o projeto.

## **5.2 HIPÓTESES DE CÁLCULO**

A treliça de cobertura analisada neste memorial foi modelada como uma treliça plana biapoiada. Todas as barras da treliça foram consideradas como rotuladas em suas extremidades, hipótese clássica para o dimensionamento de treliças, na qual se admite que cada barra resista apenas a esforços normais de tração ou compressão, sem solicitação significativa de momentos fletores. Essa simplificação é compatível com o comportamento estrutural das treliças metálicas, desde que as ligações sejam executadas de forma adequada.

Adotou-se o carregamento transmitido pelas terças diretamente aos nós da treliça, hipótese válida uma vez que o espaçamento entre terças coincide com os pontos de ligação da cobertura à estrutura principal, evitando introdução de momentos secundários nos banzos. Dessa forma, as cargas distribuídas da cobertura foram previamente transformadas em cargas concentradas nos nós correspondentes. No cálculo estrutural, foram consideradas as seguintes premissas:



- As cargas foram distribuídas proporcionalmente aos nós;
- As ações variáveis foram aplicadas conforme as combinações de ações estabelecidas pelas ABNT NBR 8681:2003 e ABNT NBR 8800:2024;
- O comportamento dos materiais foi admitido como elástico linear até o limite de escoamento do aço estrutural.

Essa modelagem assegura uma análise simplificada, porém suficientemente rigorosa para o dimensionamento da treliça, atendendo às recomendações normativas e permitindo a determinação precisa dos esforços normais em cada barra.

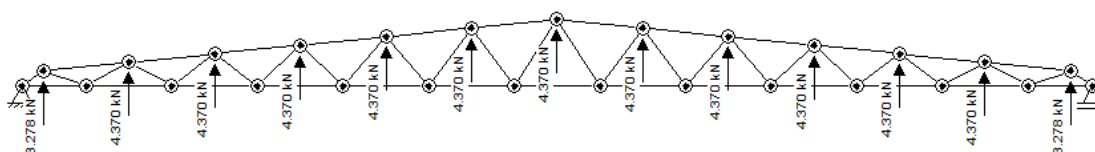
### 5.3 CASOS DE CARREGAMENTO

As cargas atuantes sobre a treliça são provenientes do dimensionamento das terças, as quais transmitem seus esforços de reação vertical para os nós do banzo superior. Assim, o carregamento da treliça é representado por forças concentradas nos nós correspondentes, resultantes da transformação dos carregamentos distribuídos da cobertura.

Devido à ação do vento e à inclinação da cobertura, ocorre a possibilidade de inversão de esforços nas terças, o que implica que, em determinadas combinações de ações, os carregamentos nodais atuem para baixo (compressão transmitida ao nó) e, em outras situações, atuem para cima (sucção no nó).

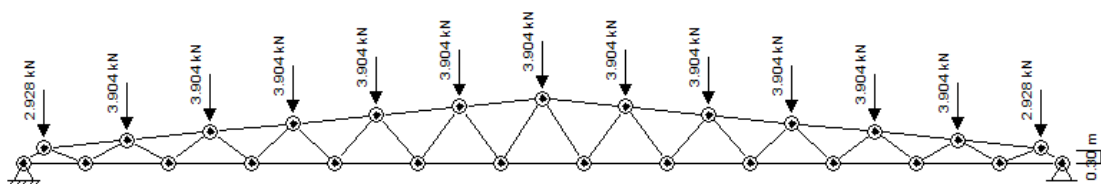
Dessa forma, estabelecem-se dois casos de carregamento para análise da treliça:

Figura 13: Análise com o carregamento vertical ascendente (Caso 01).



Fonte: Autores.

Figura 14: Análise com o carregamento vertical descendente (Caso 02).



Fonte: Autores.

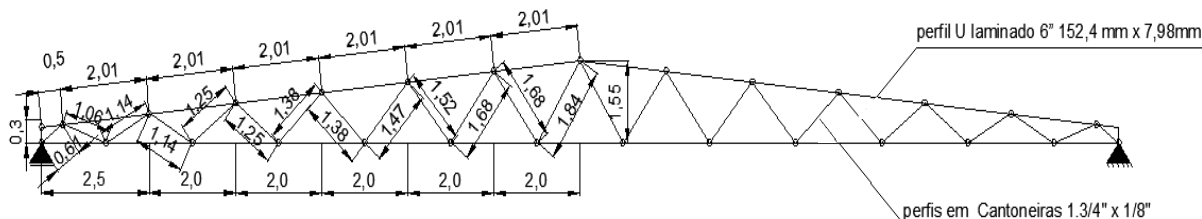
Essa consideração é necessária para a formação do envelopamento dos esforços internos nas barras da treliça, garantindo que sejam verificadas as situações mais desfavoráveis, tanto para tração quanto para compressão, em conformidade com os critérios de combinações de ações da ABNT NBR 8681:2003 e com as recomendações da ABNT NBR 8800:2024.

## 5.4 PERFIS ADOTADOS

Na definição dos elementos estruturais da treliça, foram adotados os seguintes perfis:

- **Banzos superior e inferior:** perfil U laminado 6" 152,4 mm x 7,98 mm, escolhido por apresentar boa eficiência estrutural na absorção dos esforços predominantes de tração e compressão, além de facilitar a ligação das terças no banzo superior.
- **Diagonais:** perfis Cantoneiras 1.3/4" x 1/8", solução mais leve e compatível com os esforços solicitantes obtidos nas análises.

Figura 15: Definição dos elementos estruturais da treliça.



Fonte: Autores.

Durante a etapa de estudos, também foi considerada a utilização de perfis compostos, constituídos por duas cantoneiras em forma de Tê, especialmente para diagonais comprimidas. Contudo, verificou-se que a adoção dessa solução resultaria em um aumento significativo do peso próprio da estrutura, sem apresentar ganhos proporcionais em termos de resistência e estabilidade.

Assim, manteve-se a configuração inicial de cantoneira simples, que atendeu satisfatoriamente aos critérios normativos de dimensionamento, garantindo uma solução estruturalmente segura, econômica e otimizada.

## 5.5 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS

O dimensionamento das barras da treliça é realizado a partir dos esforços internos obtidos na análise estrutural, considerando os dois casos de carregamento definidos anteriormente. De acordo com os esforços solicitantes, cada barra pode estar submetida predominantemente à **tração** ou à **compressão**, sendo necessário verificar a capacidade resistente de ambas as situações.

Para esse dimensionamento foram adotados os seguintes critérios:

- Todas as barras da treliça são consideradas **rotuladas** em suas extremidades;
- A treliça é **biapoiada** nos apoios extremos;
- O carregamento é transmitido para os nós a partir das terças, podendo haver **inversão de esforços** (tração em um caso e compressão em outro);
- O dimensionamento segue as prescrições da **ABNT NBR 8800:2024** para elementos de aço sob tração e compressão;
- Foram selecionados perfis **U laminados** para os banzos e **cantoneiras simples** para diagonais, por se mostrarem mais econômicos em relação a alternativas compostas.

Os cálculos seguem o passo a passo normativo descrito a seguir, enquanto os resultados numéricos detalhados foram organizados em planilha eletrônica (Anexo A), para maior clareza e objetividade.

### 5.5.1 BARRAS TRACIONADAS

Por se tratar de um memorial descritivo, segue o roteiro metodológico adotado no dimensionamento das peças tracionadas. Para cada barra tracionada são considerados como dados de entrada:

- Identificação da barra;
- Comprimento geométrico  $L$  entre pontos de restrição (comprimentos de flambagem);
- Condição de apoio -  $K$  (coeficiente de comprimento efetivo) em  $x$  e  $y$ ;
- Perfil adotado:  $A_g$ ,  $I_x$ ,  $I_y$ ,  $r_x$ ,  $r_y$ , etc.;
- Material:  $E$ ,  $f_y$ ;
- Esforço solicitante de cálculo  $N_{t,Sd}$  (envoltório ELU, extraído da análise estrutural).
- Coeficiente de redução ( $C_t$ ) igual a 0,8475 (dimensionado na ligação soldada).

No dimensionamento aos estados-limites últimos de uma barra submetida a força axial de tração, é preciso satisfazer a seguinte relação:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

onde  $N_{t,Sd}$  é a força axial de tração solicitante de cálculo, obtida com a combinação de ações de cálculo apropriada, e  $N_{t,Rd}$ , a força axial de tração resistente de cálculo, considerando os estados-limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida.

Para o escoamento da seção bruta, tem-se que a força de tração resistente de cálculo é determinado por:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_b \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

onde o produto  $A_b f_y$  é a força axial resistente nominal, e  $\gamma_{a1}$ , o coeficiente de ponderação da resistência para escoamento, igual a 1,10.

Para a ruptura da seção líquida, tem-se que a força de tração resistente de cálculo é determinado por:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \cdot f_u}{\gamma_{a2}}$$

onde o produto  $A_e f_u$  é a força axial resistente nominal, e  $\gamma_{a2}$ , o coeficiente de ponderação da resistência para ruptura, igual a 1,35.

No presente dimensionamento, para a determinação da área líquida efetiva, **optou-se pela utilização de soldas nas ligações**. Dessa forma, utilizou-se o coeficiente  $C_t = 0,8475$  (Tópico 8 - Ligações Soldadas) para a determinação da área efetiva resistente à tração.

- **Limitação do Índice de Esbeltez:** é recomendável que o índice de esbeltez das barras tracionadas, tomado como a maior relação entre o comprimento destravado  $L_t$  e o raio de giração  $r$  correspondente não supere 300, ou seja, que:

$$\left( \frac{L_t}{r} \right)_{\text{máx}} \leq 300$$

### 5.5.1.1 CASO 01

A seguir, apresenta-se o dimensionamento para os elementos submetidos à tração referentes ao **Caso 01** de carregamento (todas as forças verticais atuando para cima):

Tabela 02: Dimensionamento do banzo superior tracionado (Caso 01).

CASO 01 - DIMENSIONAMENTO DO BANZO SUPERIOR TRACIONADO													
DADOS DO PERFIL					ESBELTEZ		ESC. ÁREA BRUTA			RUPTURA ÁREA LÍQUIDA			
Trecho	L (cm)	Ke	Ag (cm²)	Ry (cm)	γ(y)	VER.	Nt,sd (kN)	Nt,rd (kN)	VER.	Ct	Nt,sd (kN)	Nt,Rd (kN)	VER.
BANZO-SUP-1	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	84,18	624,14	OK	0,85	84,18	562,18	OK
BANZO-SUP-2	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	125,84	624,14	OK	0,85	125,84	562,18	OK
BANZO-SUP-3	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	137,57	624,14	OK	0,85	137,57	562,18	OK
BANZO-SUP-4	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	136,46	624,14	OK	0,85	136,46	562,18	OK
BANZO-SUP-5	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	128,68	624,14	OK	0,85	128,68	562,18	OK
BANZO-SUP-6	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	116,99	624,14	OK	0,85	116,99	562,18	OK
BANZO-SUP-7	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	116,99	624,14	OK	0,85	116,99	562,18	OK
BANZO-SUP-8	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	128,68	624,14	OK	0,85	128,68	562,18	OK
BANZO-SUP-9	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	136,46	624,14	OK	0,85	136,46	562,18	OK
BANZO-SUP-10	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	137,57	624,14	OK	0,85	137,57	562,18	OK
BANZO-SUP-11	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	125,84	624,14	OK	0,85	125,84	562,18	OK
BANZO-SUP-12	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	84,18	624,14	OK	0,85	84,18	562,18	OK

Fonte: Autores.

Tabela 03: Dimensionamento das diagonais tracionadas (Caso 01).

CASO 01 - DIMENSIONAMENTO DAS DIAGONAIS TRACIONADAS													
DADOS DO PERFIL					ESBELTEZ		ESC. ÁREA BRUTA			RUPTURA ÁREA LÍQUIDA			
Trecho	L (cm)	Ke	Ag (cm²)	Ry (cm)	γ(y)	VER.	Nt,sd (kN)	Nt,rd (kN)	VER.	Ct	Nt,sd (kN)	Nt,Rd (kN)	VER.
DIAGONAL-0	61,00	1,00	2,71	1,40	47,63	OK!	32,49	85,00	OK	0,85	32,49	76,56	OK
DIAGONAL-2	114,00	1,00	2,71	1,40	81,43	OK!	32,49	85,00	OK	0,85	32,49	76,56	OK
DIAGONAL-4	125,00	1,00	2,71	1,40	89,29	OK!	11,91	85,00	OK	0,85	11,91	76,56	OK
DIAGONAL-6	138,00	1,00	2,71	1,40	98,57	OK!	2,33	85,00	OK	0,85	2,33	76,56	OK
DIAGONAL-7	138,00	1,00	2,71	1,40	98,57	OK!	3,85	85,00	OK	0,85	3,85	76,56	OK
DIAGONAL-9	152,00	1,00	2,71	1,40	108,57	OK!	8,28	85,00	OK	0,85	8,28	76,56	OK
DIAGONAL-11	168,00	1,00	2,71	1,40	120,00	OK!	11,77	85,00	OK	0,85	11,77	76,56	OK
DIAGONAL-14	168,00	1,00	2,71	1,40	120,00	OK!	11,77	85,00	OK	0,85	11,77	76,56	OK
DIAGONAL-16	152,00	1,00	2,71	1,40	108,57	OK!	8,28	85,00	OK	0,85	8,28	76,56	OK
DIAGONAL-18	138,00	1,00	2,71	1,40	98,57	OK!	3,85	85,00	OK	0,85	3,85	76,56	OK
DIAGONAL-19	138,00	1,00	2,71	1,40	98,57	OK!	2,33	85,00	OK	0,85	2,33	76,56	OK
DIAGONAL-21	125,00	1,00	2,71	1,40	89,29	OK!	11,91	85,00	OK	0,85	11,91	76,56	OK
DIAGONAL-23	114,00	1,00	2,71	1,40	81,43	OK!	32,49	85,00	OK	0,85	32,49	76,56	OK
DIAGONAL-25	61,00	1,00	2,71	1,40	47,63	OK!	32,49	85,00	OK	0,85	32,49	76,56	OK

Fonte: Autores.

### 5.5.1.2 CASO 02

A seguir, apresenta-se o dimensionamento para os elementos submetidos à tração referentes ao **Caso 02** de carregamento (todas as forças verticais atuando para baixo):

Tabela 04: Dimensionamento do banzo inferior tracionado (Caso 02).

CASO 02 - DIMENSIONAMENTO DO BANZO INFERIOR TRACIONADO													
DADOS DO PERFIL					ESBELTEZ		ESC. ÁREA BRUTA			RUPTURA ÁREA LÍQUIDA			
Trecho	L (cm)	Ke	Ag (cm²)	Ry (cm)	$\gamma(y)$	VER.	Nt,sd (kN)	Nt,rd (kN)	VER.	Ct	Nt,sd (kN)	Nt,Rd (kN)	VER.
BANZO-INF-1	150,00	1,00	19,90	1,34	111,94	OK!	34,86	624,14	OK	0,85	34,86	562,18	OK
BANZO-INF-2	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	100,26	624,14	OK	0,85	100,26	562,18	OK
BANZO-INF-3	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	120,37	624,14	OK	0,85	120,37	562,18	OK
BANZO-INF-4	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	123,80	624,14	OK	0,85	123,80	562,18	OK
BANZO-INF-5	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	119,24	624,14	OK	0,85	119,24	562,18	OK
BANZO-INF-6	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	110,25	624,14	OK	0,85	110,25	562,18	OK
BANZO-INF-7	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	98,55	624,14	OK	0,85	98,55	562,18	OK
BANZO-INF-8	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	110,25	624,14	OK	0,85	110,25	562,18	OK
BANZO-INF-9	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	119,24	624,14	OK	0,85	119,24	562,18	OK
BANZO-INF-10	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	123,80	624,14	OK	0,85	123,80	562,18	OK
BANZO-INF-11	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	120,37	624,14	OK	0,85	120,37	562,18	OK
BANZO-INF-12	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	100,26	624,14	OK	0,85	100,26	562,18	OK
BANZO-INF-13	150,00	1,00	19,90	1,34	111,94	OK!	34,86	624,14	OK	0,85	34,86	562,18	OK

Fonte: Autores.

Tabela 05: Dimensionamento das diagonais tracionadas (Caso 02).

CASO 02 - DIMENSIONAMENTO DAS DIAGONAIS TRACIONADAS													
DADOS DO PERFIL					ESBELTEZ		ESC. ÁREA BRUTA			RUPTURA ÁREA LÍQUIDA			
Trecho	L (cm)	Ke	Ag (cm²)	Ry (cm)	$\gamma(y)$	VER.	Nt,sd (kN)	Nt,rd (kN)	VER.	Ct	Nt,sd (kN)	Nt,Rd (kN)	VER.
DIAGONAL-1	106,00	1,00	2,71	1,40	75,71	OK!	42,35	85,00	OK	0,85	42,35	76,56	OK
DIAGONAL-3	114,00	1,00	2,71	1,40	81,43	OK!	13,24	85,00	OK	0,85	13,24	76,56	OK
DIAGONAL-5	125,00	1,00	2,71	1,40	89,29	OK!	2,39	85,00	OK	0,85	2,39	76,56	OK
DIAGONAL-8	152,00	1,00	2,71	1,40	108,57	OK!	3,14	85,00	OK	0,85	3,14	76,56	OK
DIAGONAL-10	168,00	1,00	2,71	1,40	120,00	OK!	6,95	85,00	OK	0,85	6,95	76,56	OK
DIAGONAL-12	184,00	1,00	2,71	1,40	131,43	OK!	10,05	85,00	OK	0,85	10,05	76,56	OK
DIAGONAL-13	184,00	1,00	2,71	1,40	131,43	OK!	10,05	85,00	OK	0,85	10,05	76,56	OK
DIAGONAL-15	168,00	1,00	2,71	1,40	120,00	OK!	6,95	85,00	OK	0,85	6,95	76,56	OK
DIAGONAL-17	152,00	1,00	2,71	1,40	108,57	OK!	3,14	85,00	OK	0,85	3,14	76,56	OK
DIAGONAL-20	125,00	1,00	2,71	1,40	89,29	OK!	2,39	85,00	OK	0,85	2,39	76,56	OK
DIAGONAL-22	114,00	1,00	2,71	1,40	81,43	OK!	13,24	85,00	OK	0,85	13,24	76,56	OK
DIAGONAL-24	106,00	1,00	2,71	1,40	75,71	OK!	42,35	85,00	OK	0,85	42,35	76,56	OK

Fonte: Autores.

Foram analisadas todas as barras da treliça para os dois casos de carregamento considerados (carregamento descendente e carregamento ascendente — inversão de esforços). Os perfis adotados (U laminado 6" 152,4 mm x 7,98 mm para banzos e cantoneiras simples 1.3/4" x 1/8" para diagonais/montantes) mostraram-se **suficientemente resistentes** às solicitações exigidas em ambos os cenários.

### 5.5.2 BARRAS COMPRIMIDAS

O dimensionamento das barras submetidas a esforço axial de compressão foi realizado segundo as prescrições da ABNT NBR 8800:2024, contemplando tanto a **flambagem local** de elementos (mesas e alma) quanto a **instabilidade global**. Para cada barra comprimida são considerados como dados de entrada:

- Identificação da barra;
- Comprimento geométrico  $L$  entre pontos de restrição (comprimentos de flambagem);
- Condição de apoio /  $K$  (coeficiente de comprimento efetivo) em  $x$  e  $y$ ;
- Perfil adotado:  $A_g$ ,  $I_x$ ,  $I_y$ ,  $r_x$ ,  $r_y$ ,  $b$  (largura da aba),  $t$  (espessura), etc.;
- Material:  $E$ ,  $f_y$ ;
- Esforço solicitante de cálculo  $N_{c,Sd}$  (envoltório ELU, extraído da análise estrutural).

#### Passos do procedimento de verificação

1. **Verificação do índice de esbeltez:** é recomendável que o índice de esbeltez das barras comprimidas, tomado como a maior relação entre o comprimento destravado  $L_t$  e o raio de giração  $r$  correspondente não supere 200, ou seja, que:

$$\left( \frac{L_t}{r} \right)_{\max} \leq 200$$

2. **Classificação geométrica dos elementos (AA / AL) e verificação  $b/t$ :**

- Determina-se, para cada elemento componente da seção (mesas, alma, abas), a largura e a espessura conforme os critérios do Anexo F.
- Calcula-se a relação  $b/t$  e compara-se com os limites normativos  $(b/t)_{\lim}$  e  $(b/t)_{\sup}$  (valores definidos na norma para o tipo do perfil).

- A partir dessa comparação classifica-se o comportamento local e escolhe-se a expressão apropriada para o fator redutor local.
- Conclusão a registrar: se  $b/t \leq (b/t)_{\text{lim}}$  não há flambagem local; se  $(b/t)_{\text{lim}} < b/t < (b/t)_{\text{sup}}$  aplica-se o procedimento para regime inelástico; se  $b/t \geq (b/t)_{\text{sup}}$  aplica-se a formulação elástica.

### 3. Cálculo dos fatores de redução por flambagem local ( $Q_a$ e $Q_s$ ):

- Calculam-se os fatores  $Q_a$  (para elementos AA, quando aplicável) e  $Q_s$  (para elementos AL) conforme as expressões do Anexo F da norma.
- Define-se o fator total  $Q = Q_s * Q_a$

### 4. Cálculo dos comprimentos e do coeficiente K: Para cada barra determina-se o comprimento de flambagem, na planilha são usados critérios adotados para K (ex.: barras articuladas em ambas as extremidades $\rightarrow K=1,0$ ).

### 5. Cálculo das cargas críticas elásticas:

- Calcula-se a carga crítica por flexão em cada eixo ( $N_{ex}$  e  $N_{ey}$ ).

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} \quad N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2}$$

### 6. Determinação da esbeltez reduzida: Determina-se a esbeltez adimensional, onde $N_e$ é a carga crítica elástica governante (menor entre $N_{e,x}$ , ou $N_{e,y}$ ).

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_{e,x}}} \quad \lambda_{0y} = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_{e,y}}}$$

### 7. Cálculo do fator de redução por instabilidade global $\chi$ :

- Se  $\lambda > 1,5$ :  $X = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$
- Se  $\lambda < 1,5$ :  $X = 0,658 \lambda_0^2$

### 8. Resistência de cálculo à compressão:



$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

## 9. Verificação e razão de utilização:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

### 5.5.2.1 CASO 01

A seguir, apresenta-se o dimensionamento para os elementos comprimidos referentes ao **Caso 01** de carregamento (todas as forças verticais atuando para cima):

Tabela 06: Banzo inferior comprimido (Caso 01).

CASO 01 - BANZO INFERIOR COMPRIMIDO																			
	ESBELTEZ		ELEMENTO AA					ELEMENTO AL					RESULTADOS						
Trecho	$\gamma(y)$	VER	b (mm)	t (mm)	b/t	b/t lim	VER	b (mm)	t (mm)	b/t	b/t lim	VER	Q	Ney (kN)	$\gamma_0$	X	Nc,rd (kN)	Nc,sd (kN)	VER
BANZO-INF-1	111,94	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	315,83	1,47	0,40	251,27	39,02	OK
BANZO-INF-2	149,25	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	112,23	OK
BANZO-INF-3	149,25	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	134,74	OK
BANZO-INF-4	149,25	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	138,58	OK
BANZO-INF-5	149,25	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	133,48	OK
BANZO-INF-6	149,25	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	123,41	OK
BANZO-INF-7	149,25	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	110,31	OK
BANZO-INF-8	149,25	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	123,41	OK
BANZO-INF-9	149,25	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	133,48	OK
BANZO-INF-10	149,25	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	138,58	OK
BANZO-INF-11	149,25	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	134,74	OK
BANZO-INF-12	149,25	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	112,23	OK
BANZO-INF-13	111,94	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	315,83	1,47	0,40	251,27	39,02	OK

Fonte: Autores.

Tabela 07: Diagonais comprimidas (Caso 01).

CASO 01 - DIAGONAIS COMPRIMIDAS															
	ESBELTEZ		ELEMENTO AL							RESULTADOS					
Trecho	$\gamma(y)$	VER.	b (mm)	t (mm)	b/t	b/t lim	VER.	b/t sup	Qs	Ney (kN)	$\gamma_0$	X	Nc,rd (kN)	Nc,sd (kN)	VER.
DIAGONAL-1	75,71	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	95,04	0,94	0,69	52,76	47,40	OK
DIAGONAL-3	81,43	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	82,17	1,01	0,65	49,79	14,82	OK
DIAGONAL-5	89,29	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	68,35	1,11	0,60	45,66	2,68	OK
DIAGONAL-8	108,57	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	46,22	1,35	0,47	35,69	3,52	OK
DIAGONAL-10	120,00	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	37,84	1,49	0,39	30,15	7,78	OK
DIAGONAL-12	131,43	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	31,54	1,63	0,33	25,15	11,25	OK
DIAGONAL-13	131,43	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	31,54	1,63	0,33	25,15	11,25	OK
DIAGONAL-15	120,00	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	37,84	1,49	0,39	30,15	7,78	OK
DIAGONAL-17	108,57	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	46,22	1,35	0,47	35,69	3,52	OK
DIAGONAL-20	89,29	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	68,35	1,11	0,60	45,66	2,68	OK
DIAGONAL-22	81,43	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	82,17	1,01	0,65	49,79	14,82	OK
DIAGONAL-24	75,71	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	95,04	0,94	0,69	52,76	47,40	OK

Fonte: Autores.

### 5.5.2.2 CASO 02

A seguir, apresenta-se o dimensionamento para os elementos comprimidos referentes ao **Caso 02** de carregamento (todas as forças verticais atuando para baixo):

Tabela 08: Banzo superior comprimido (Caso 02).

CASO 02 - BANZO SUPERIOR COMPRIMIDO																			
	ESBELTEZ		ELEMENTO AA					ELEMENTO AL					RESULTADOS						
Trecho	γ(y)	VER	b (mm)	t (mm)	b/t	b/t lim	VER	b (mm)	t (mm)	b/t	b/t lim	VER	Q	Ney (kN)	γ0	X	Nc,rd (kN)	Nc,sd (kN)	VER
BANZO-SUP-1	150,00	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	75,20	OK
BANZO-SUP-2	150,00	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	112,42	OK
BANZO-SUP-3	150,00	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	122,90	OK
BANZO-SUP-4	150,00	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	121,91	OK
BANZO-SUP-5	150,00	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	114,96	OK
BANZO-SUP-6	150,00	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	104,51	OK
BANZO-SUP-7	150,00	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	104,51	OK
BANZO-SUP-8	150,00	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	114,96	OK
BANZO-SUP-9	150,00	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	121,91	OK
BANZO-SUP-10	150,00	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	122,90	OK
BANZO-SUP-11	150,00	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	112,42	OK
BANZO-SUP-12	150,00	OK!	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	75,20	OK

Fonte: Autores.

Tabela 09: Diagonais comprimidas (Caso 02).

CASO 02 - DIAGONAIS COMPRIMIDAS															
	ESBELTEZ		ELEMENTO AL							RESULTADOS					
Trecho	γ(y)	VER.	b (mm)	t (mm)	b/t	b/t lim	VER.	b/t sup	Qs	Ney (kN)	γ0	X	Nc,rd (kN)	Nc,sd (kN)	VER.
DIAGONAL-0	43,57	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	286,99	0,54	0,88	67,58	42,55	OK
DIAGONAL-2	81,43	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	82,17	1,01	0,65	49,79	29,03	OK
DIAGONAL-4	89,29	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	68,35	1,11	0,60	45,66	10,64	OK
DIAGONAL-6	98,57	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	56,07	1,22	0,53	40,80	2,08	OK
DIAGONAL-7	98,57	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	56,07	1,22	0,53	40,80	3,44	OK
DIAGONAL-9	108,57	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	46,22	1,35	0,47	35,69	7,40	OK
DIAGONAL-11	120,00	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	37,84	1,49	0,39	30,15	10,51	OK
DIAGONAL-14	120,00	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	37,84	1,49	0,39	30,15	10,51	OK
DIAGONAL-16	108,57	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	46,22	1,35	0,47	35,69	7,40	OK
DIAGONAL-18	98,57	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	56,07	1,22	0,53	40,80	3,44	OK
DIAGONAL-19	98,57	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	56,07	1,22	0,53	40,80	2,08	OK
DIAGONAL-21	89,29	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	68,35	1,11	0,60	45,66	10,64	OK
DIAGONAL-23	81,43	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	82,17	1,01	0,65	49,79	29,03	OK
DIAGONAL-25	43,57	OK!	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	286,99	0,54	0,88	67,58	42,55	OK

Fonte: Autores.

Foram analisadas todas as barras da treliça para os dois casos de carregamento considerados (carregamento descendente e carregamento ascendente — inversão de esforços). Os perfis adotados (U laminado 6" 152,4 mm x 7,98 mm para banzos e cantoneiras simples 1.3/4" x 1/8" para diagonais/montantes) mostraram-se **suficientemente resistentes** às solicitações exigidas em ambos os cenários.

Ressalta-se que, para efeito de apresentação neste memorial de cálculo, foram expostos apenas os resultados principais das verificações. As informações complementares, incluindo o detalhamento completo de todas as barras da treliça, etapas intermediárias de cálculo e verificações adicionais, encontram-se organizadas na planilha eletrônica (Anexo A). Assim, garante-se tanto a clareza na exposição dos resultados neste documento quanto a rastreabilidade integral dos cálculos para conferência e auditoria.

## 5.6 DESLOCAMENTO DA TRELIÇA

O deslocamento em uma treliça metálica representa a deformação sofrida pela estrutura quando submetida às cargas aplicadas. Esse comportamento ocorre devido à flexibilidade dos elementos e é fundamental analisá-lo para garantir a estabilidade e a segurança da obra. A verificação dos deslocamentos permite avaliar se os valores obtidos

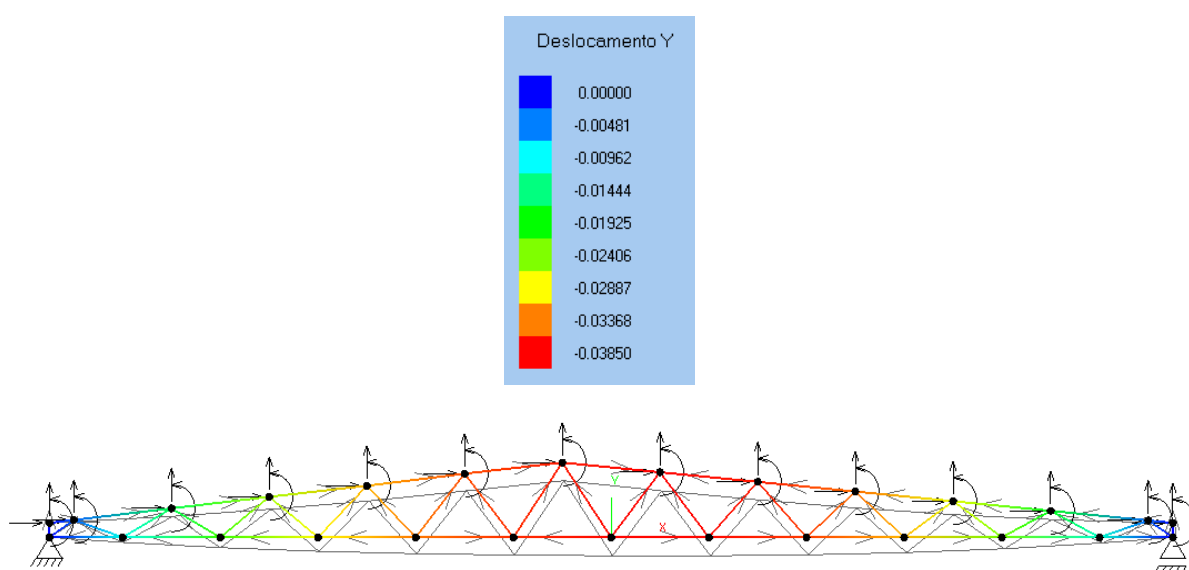
estão dentro dos limites estabelecidos pelas normas técnicas, assegurando que não haja prejuízos ao desempenho estrutural ou à utilização da edificação.

A determinação dos deslocamentos em estruturas treliçadas envolve procedimentos matemáticos complexos, sobretudo quando se considera a quantidade de barras, condições de contorno e combinações de carregamentos atuantes. A execução manual desse cálculo demandaria um elevado tempo de processamento e seria mais suscetível a erros operacionais, principalmente em estruturas de maior porte e com diferentes condições de carregamento.

Dessa forma, optou-se pela utilização de softwares de análise estrutural, como o **AcadFrame** e o **Ftool**, amplamente reconhecidos no meio acadêmico e profissional. Esses programas permitem a modelagem precisa da treliça, a inserção dos carregamentos e a obtenção direta dos deslocamentos nodais máximos. Tal abordagem garante maior agilidade e confiabilidade nos resultados, assegurando que os deslocamentos verificados estejam em conformidade com os limites normativos.

Na sequência, a **Figura 16** apresenta os deslocamentos para cada nó da treliça, obtidos por meio do software **AcadFrame**. Essa representação gráfica permite uma compreensão clara do comportamento estrutural e facilita a identificação dos deslocamentos críticos.

Figura 16: Deslocamentos da treliça.



Fonte: Software AcadFrame.

A verificação da flecha limite é fundamental no dimensionamento de estruturas metálicas, pois garante segurança e bom desempenho em serviço. A flecha corresponde ao deslocamento vertical máximo da treliça, geralmente no vão central, e deve ser comparada ao valor limite definido pela ABNT NBR 8800:2024. Para vigas de cobertura, a norma estabelece uma flecha máxima de **L/250** (Tabela C.1), sendo L o vão da estrutura.

$$\delta_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{2500}{250} = 10cm$$

Como o deslocamento máximo encontrado na treliça é de 3,85cm estamos dentro do limite estabelecido por norma:

$$\delta = 3,85\text{ cm} < \delta_{lim} = 10cm \Rightarrow OK$$

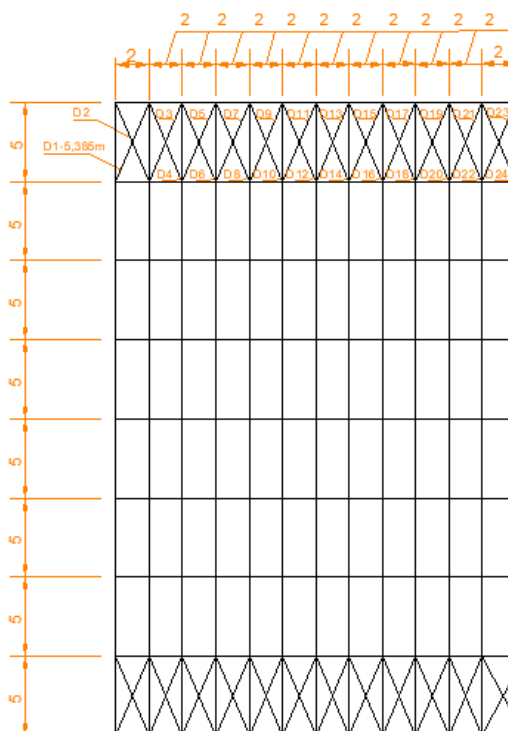
## 6 CONTRAVENTAMENTO

O dimensionamento dos contraventamentos de cobertura é fundamental para garantir a estabilidade global da estrutura frente às ações do vento. Para esse cálculo, é analisado apenas o esforço atuante no elemento tracionado do contraventamento, uma vez que os elementos comprimidos não são considerados eficazes para resistir a esse tipo de solicitação devido à possibilidade de flambagem.

O modelo de cálculo recomendado pelo CBCA foi adotado, por se tratar de um procedimento simples, seguro e economicamente viável, que representa de forma adequada o comportamento estrutural dos contraventores. Nesse modelo, o esforço solicitante é obtido a partir da multiplicação da **pressão dinâmica** do vento pela **área do vão considerado ( $S_{vão}$ )**, juntamente com a aplicação do **coeficiente de ponderação da ação do vento ( $\gamma_q$ )**.

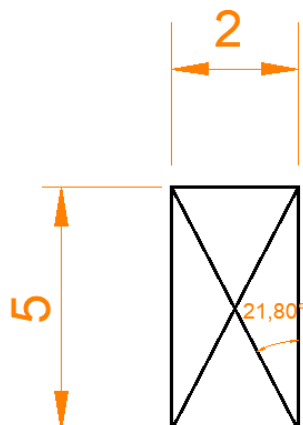
Assim, o contraventamento de cobertura é projetado para resistir às forças horizontais transmitidas às treliças, assegurando a transferência das cargas de vento para os apoios e contribuindo para a rigidez e segurança da estrutura como um todo.

Figura 17: Esquema de contraventamento da cobertura.



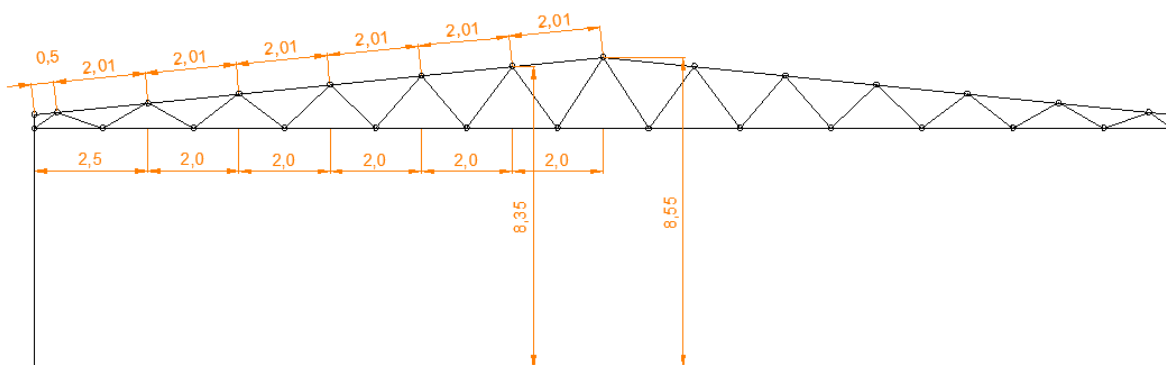
Fonte: Autores.

Figura 18: Esquema de aplicação de contraventamento na cobertura (crítico).



Fonte: Autores.

Figura 19: Esquema da treliça.



Fonte: Autores.

## 6.1 DETERMINAÇÃO DA SOLICITAÇÃO

$$F = \gamma q \times q \times Sv\tilde{a}o$$

sendo,  $\gamma q = 1,4$ ,  $q = 0,669 \text{ kN/m}^2$  (item 2.2)

$$Sv\tilde{a}o \text{ (Área do trapézio)} = \frac{(B_{maior} + B_{menor}) \times H}{2}$$

$$Sv\tilde{a}o = \frac{(8,55 + 8,35) \times 2}{2} = 16,9 \text{ m}^2$$

$$F = 1,4 \times 0,669 \times 16,9 = 15,83 \text{ kN}$$

Ângulo do contraventamento:

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{2}{5}\right) = 21,80^\circ$$

Força atuante na barra resultante:

$$F_t = \frac{15,83}{\cos(21,80^\circ)} = 17,05 \text{ kN}$$

## 6.2 VERIFICAÇÃO DO CONTRAVENTAMENTO

Para o dimensionamento do contraventamento de cobertura, adotou-se uma barra com diâmetro nominal de 12,7 mm. No dimensionamento do contraventamento aos Estados-Limite Últimos (ELU), a resistência à tração deve satisfazer a seguinte condição:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

Para elementos tracionados, conforme prescreve a ABNT NBR 8800:2024, devem ser verificadas duas condições de Estado Limite Último (ELU):

- **Estado Limite Último de Escoamento da Seção Bruta:** a força de tração resistente de cálculo é determinado por:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_b \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{\left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right) \cdot 25}{1,10}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{\left(\frac{\pi \cdot 1,27^2}{4}\right) \cdot 25}{1,10} = 27,80 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = 27,80 \text{ kN}$$

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$17,05 \text{ kN} \leq 27,80 \text{ kN} - \text{OK!}$$



- **Estado Limite Último de Ruptura da Parte Rosqueada:** outro estado-limite último a se considerar é a ruptura da parte rosqueada, para o qual a força axial de tração rosca, igual, nas roscas usualmente utilizadas nas estruturas de aço, a aproximadamente 75% da área bruta do fuste. A força de tração resistente de cálculo é determinado por:

$$N_{t,Rd} = \frac{0,75 \cdot A_b \cdot f_u}{\gamma_{a2}}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{0,75 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 1,27^2}{4} \right) \cdot 40}{1,35} = 28,15 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = 28,15 \text{ kN}$$

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$17,05 \text{ kN} \leq 28,15 \text{ kN} - \text{OK!}$$

Para o contraventamento de cobertura, deve-se utilizar **barra redonda de 12,7 mm**, adequada à verificação de tração no ELU, garantindo resistência suficiente às solicitações.

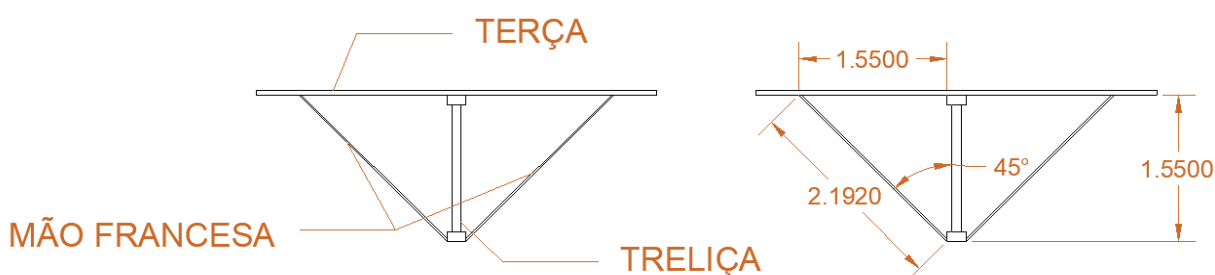
## 7 TRAVAMENTO LATERAL DO BANZO

Para garantir a estabilidade dos banzos inferiores da treliça, recomenda-se a utilização de mãos francesas, constituídas por barras de aço fixadas entre o banzo inferior e o apoio, neste caso as terças. Esse elemento estrutural auxilia na contenção lateral, prevenindo a flambagem e contribuindo para o aumento da rigidez global da estrutura.

O emprego das mãos francesas no travamento dos banzos inferiores tem como principal função reduzir o risco de instabilidade lateral, aumentando a segurança e a durabilidade da treliça. Ressalta-se que a mão francesa é considerada um elemento estrutural secundário e, portanto, não substitui outros dispositivos de travamento ou reforço. Seu uso deve ocorrer em conjunto com as demais soluções de estabilidade previstas no projeto, garantindo a atuação integrada da estrutura.

Para o dimensionamento das mãos francesas, adota-se o critério da ABNT NBR 8800:2024 referente às barras comprimidas. Adicionalmente, segundo as recomendações do CBCA, a barra de travamento deve possuir capacidade resistente equivalente a, no mínimo, 2,5% do esforço axial de compressão atuante na barra travada. Dessa forma, obtém-se os esforços de projeto a serem utilizados no dimensionamento das mãos francesas.

Figura 20: Representação da mão francesa.



Fonte: Autores.

### 7.1 SOLICITAÇÃO TRAVAMENTO LATERAL

Conforme descrito a solicitação do travamento lateral será considerada como 2,5% do esforço axial de compressão atuante na barra travada.

$$Nc, sd_{Banzo} = 138,58 \text{ kN}$$

$$Nc, sd_{M\tilde{a}o\ Francesa} = 2,5\% \cdot Nc, sd_{Banzo}$$

$$Nc, sd_{M\tilde{a}o\ Francesa} = 2,5\% \cdot 138,58 = 3,47\ kN$$

Como travamento lateral, optou-se pela utilização da cantoneira simples 1.½” x ½”, a mesma cantoneira utilizada para a barra comprimida nos tirantes das terças de cobertura. Sendo assim, temos os seguintes dados para o perfil:

$$Ag = 2,32\ cm^2 \qquad t = 3,18\ mm \qquad I_x = I_y = 3,33\ cm^4$$

$$W_x = W_y = 1,15\ cm^3 \qquad R_x = R_y = 1,17\ cm \qquad b = 38,10\ mm$$

## 7.2 VERIFICAÇÃO DA MÃO FRANCESA

- **Verificação do limite do índice de esbeltez:** para barras comprimidas o índice de esbeltez não deve exceder 200, conforme a ABNT NBR 8800:2024.

$$\left(\frac{L_t}{r}\right)_{m\acute{a}x} \leq 200$$

$$\left(\frac{219,20}{1,17}\right)_{m\acute{a}x} = 187,35 \qquad 186,35 < 200 - \mathbf{OK!}$$

- **Relação b/t com b/t lim:** Verificando a relação b/t com b/t lim, temos que:

$$\frac{b}{t} = \frac{38,1}{3,18} = 11,981$$

Em que:

$$\frac{b}{t}_{lim} = 0,45 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{b}{t}_{lim} = 0,45 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 10,835$$

Se uma seção transversal possuir somente elementos AL, como é o caso das cantoneiras, toma-se  $Q_a$  igual a 1,0. Se os elementos AL tiverem relação b/t que não ultrapasse  $(b/t)_{lim}$ , não ocorre flambagem local, e o colapso se dá por escoamento. No entanto, para valores de b/t situados entre  $(b/t)_{lim}$  e  $(b/t)_{sup}$ , considera-se que o colapso ocorre em

regime inelástico e, para valores de  $b/t$  superiores a  $(b/t)_{sup}$ , em regime elástico. O limite  $(b/t)_{sup}$  corresponde ao início da plastificação nas partes do elemento com maiores tensões residuais de compressão:

$$\frac{b}{t}_{sup} = 0,91 \cdot \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$$

$$\frac{b}{t}_{sup} = 0,91 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 21,91$$

$$\frac{b}{t}_{lim} < \frac{b}{t} < \frac{b}{t}_{sup}$$

$$10,835 < 11,981 < 21,91$$

Sendo:

$$Q_s = 1,34 - 0,76 \cdot \left(\frac{b}{t}\right) \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E_a}}$$

$$Q_s = 1,34 - 0,76 \cdot \left(\frac{38,1}{3,18}\right) \cdot \sqrt{\frac{34,50}{20000}} = 0,962$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 3,33}{(1 \cdot 219,2)^2} = 13,68 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_{e,y}}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,962 \cdot 2,32 \cdot 34,5}{13,48}} = 2,372$$

Como,  $\lambda_0 > 1,50$ , o  $X$  é dado pela seguinte equação:

$$X = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$X = \frac{0,877}{2,372^2} = 0,156$$

Assim, a força resistente à compressão axial de cálculo é dada por:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,156 \cdot 0,962 \cdot 2,32 \cdot 34,5}{1,1} = 10,92 kN$$

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

$$3,47 kN < 10,92 kN - \mathbf{OK!}$$

Portanto, adota-se para os elementos das mãos francesas a seção **cantoneira de abas iguais** 1½” x ⅛”, dimensionada como barra comprimida, em conformidade com os critérios da ABNT NBR 8800:2024 e com as recomendações do CBCA.

## 8 LIGAÇÕES SOLDADAS

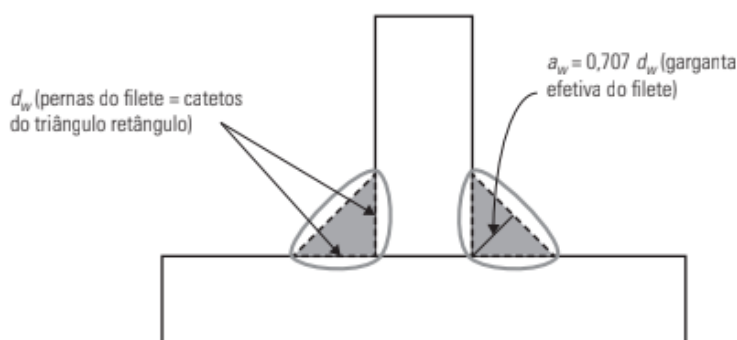
Para a realização das ligações, optou-se pela execução das mesmas por meio do processo de solda por eletrodo revestido, em razão da simplicidade do equipamento necessário, da boa resistência obtida, da qualidade das juntas produzidas e do baixo custo de aplicação. Além disso, trata-se de um processo que apresenta grande flexibilidade, sendo capaz de unir a maioria dos metais em uma ampla faixa de espessuras.

O tipo de solda adotado foi o de filete, por se tratar de uma solução mais econômica e de execução simplificada em comparação com as soldas de penetração total. As soldas de filete podem ser executadas de forma contínua ou intermitente, de acordo com a solicitação estrutural e os critérios construtivos.

Além disso, para a execução das ligações entre os banzos (perfis U) e as diagonais (cantoneiras simples), adotou-se a utilização de **chapas de gusset**. Essas chapas têm como função principal **facilitar a execução das soldas** e, ao mesmo tempo, **garantir o correto posicionamento geométrico dos elementos da treliça**.

Com a presença das chapas de gusset, os eixos das diagonais são alinhados diretamente com os **nós teóricos** definidos no modelo estrutural, o que assegura que os esforços sejam transmitidos de forma centrada e sem excentricidades significativas. Dessa forma, o comportamento real da treliça se aproxima do comportamento idealizado no cálculo, evitando a introdução de momentos indesejados ou tensões adicionais nos elementos. Na solda de filete, o metal de solda possui seção transversal aproximadamente triangular e se situa externamente às superfícies, geralmente ortogonais, das peças de aço soldadas.

Figura 21: Solda de filete.



Fonte: PFEIL, W. *Estruturas de Aço*.

Nas soldas de filete, o único estado-limite último aplicável é ruptura por cisalhamento da área efetiva do metal da solda,  $A_{ew}$ . Essa área é dada pelo produto entre o comprimento,  $l_w$ , e a garganta efetiva do filete,  $a_w$ . Além disso, deve-se verificar a possibilidade de escoamento do metal base na face da fusão.

em que:

$$A_{ew} = 0,707 \cdot D_w \cdot L_w \qquad A_{mb} = L_w \cdot D_w$$

A força resistente será dado pelo menor entre os dois valores, em que:

$$F_{Rd} = A_{ew} \cdot \frac{0,60 \cdot f_w}{\gamma_{w2}}, \text{ para a ruptura da solda}$$

$$F_{Rd} = A_{mb} \cdot \frac{f_y}{1,1}, \text{ escoamento do metal base}$$

onde  $\gamma_{w2}$  é o coeficiente de ponderação da resistência para ruptura, igual a 1,35.

A dimensão mínima da perna da solda é limitada em função da espessura da chapa mais fina, conforme indica a Tabela a seguir. Essa exigência visa garantir a fusão adequada dos elementos a serem unidos.

Figura 22: Espessura da chapa x dimensão de perna.

Espessura da chapa mais fina, $t$ (mm)	Dimensão mínima da perna, $d_w$ (mm)
$t \leq 6,35$	3
$6,35 < t \leq 12,5$	5
$12,5 < t \leq 19,0$	6
$t > 19,0$	8

Fonte: PFEIL, W. *Estruturas de Aço*.

O tamanho máximo da perna da solda, quando executada na borda de uma chapa, não pode superar a espessura da chapa, se esta for inferior a 6,35 mm, ou a espessura subtraída de 1,5 mm, se esta for igual ou superior a 6,35 mm. Como a cantoneira escolhida para compor as

diagonais da treliça foi a  $1\frac{3}{4}'' \times \frac{1}{8}''$ , ela tem uma espessura igual a 3,18 mm, logo usaremos a **solda com dimensão de 3mm**, que é única espessura menor que 3,18 mm.

Além disso, quando forem usadas somente soldas longitudinais nas ligações de chapas tracionadas, o comprimento de cada filete não pode ser menor que a distância transversal entre eles, e o espaçamento transversal entre esses filetes não pode superar 200 mm, como demonstrado na imagem a seguir.

Figura 23: Esquema de solda.



Fonte: PFEIL, W. *Estruturas de Aço*.

Serão utilizadas soldas nas duas abas das cantoneiras, conforme detalhamento em projeto. Neste caso a distância transversal entre os dois cordões de solda serão iguais à largura  $b$  da cantoneira, que para o perfil  $1\frac{3}{4}'' \times \frac{1}{8}''$  é igual a 44,45 mm. Logo, o comprimento do **cordão de solda mínimo** possível de ser utilizado é de **44,45 mm**.

O eletrodo deve ser escolhido de modo a garantir uma solda com resistência pelo menos igual à do metal base. A tabela a seguir fornece as classes de resistência dos eletrodos e a resistência mínima à tração do metal de solda fornecida.

Figura 24: Escolha do eletrodo.

Eletrodo	Resistência $f_w$ (MPa)	Metal-base compatível
Classe de resistência 6 ou 60	415	$f_y \leq 250$ MPa e espessura $t \leq 19$ mm
Classe de resistência 7 ou 70	485	$f_y \leq 380$ MPa
Classe de resistência 8 ou 80	550	$f_y \leq 450$ MPa

Fonte: PFEIL, W. *Estruturas de Aço*.



Como o material utilizado neste projeto tem uma resistência  $f_y = 345$  MPa, optou-se por adotar o Eletrodo com **Classe de Resistência 7 ou 70**, cuja resistência  $f_w = 485$  MPa, para garantir a compatibilidade entre os materiais conforme a tabela apresentada.

- **Solicitação:** para o dimensionamento da ligação soldada, escolheu-se a maior solicitação presente em ambos os casos de carregamento analisados, tanto para compressão, quanto para tração.

$$F_{sd} = 47,40 \text{ kN}$$

### 8.1 DIMENSIONAMENTO DA SOLDA NA CANTONEIRA

O dimensionamento das ligações soldadas foi realizado segundo as prescrições da **ABNT NBR 8800:2024**, contemplando a resistência do cordão de solda em filete e a compatibilidade entre a resistência do material de base e do eletrodo adotado.

Para cada ligação soldada, são considerados como dados de entrada:

- **Perfil e chapa conectada:** dimensões, espessura e tipo de material;
  - **Comprimento do cordão:** o comprimento de cada cordão de solda é de **80,00 mm**;
  - **Geometria da solda:** soldas de filete com dois cordões, com perna de **3 mm** cada;
  - **Material de base:** aço estrutural com resistência ao escoamento  $f_y = 345$  MPa;
  - **Eletrodo:** revestido, classe de resistência 70, resistência característica  $f_w = 485$  MPa;
  - **Força solicitante de cálculo:** determinada a partir das combinações últimas de ações (neste caso,  $F_{sd} = 47,40$  kN).
- 
- **Ruptura da solda:** iniciou-se com a verificação para a ruptura da solda, considerando a perna de 3 mm e a atuação de dois cordões de 80 mm cada.

$$A_{ew} = 0,707 \cdot D_w \cdot L_w$$

$$A_{ew} = 0,707 \cdot 0,3 \cdot 2 \cdot 8 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rd} = A_{ew} \cdot \frac{0,60 \cdot f_w}{\gamma_{w2}}$$

$$F_{Rd} = 3,39 \cdot \frac{0,60 \cdot 48,5}{1,35} = 73,07 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 73,07 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 47,40 \text{ kN}$$

$$F_{Sd} \leq F_{Rd} \quad 47,40 \text{ kN} \leq 73,07 \text{ kN} - \text{OK!}$$

- **Escoamento do material base:** em seguida verificou-se se há o escoamento do material base da solda.

$$A_{mb} = L_w \cdot D_w$$

$$A_{mb} = 8 \cdot 0,3 = 2,40 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rd} = A_{mb} \cdot \frac{f_y}{1,1}$$

$$F_{Rd} = 2,40 \cdot \frac{34,50}{1,1} = 75,27 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 75,27 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 47,40 \text{ kN}$$

$$F_{Sd} \leq F_{Rd} \quad 47,40 \text{ kN} \leq 75,27 \text{ kN} - \text{OK!}$$

Com base nos parâmetros adotados para o dimensionamento e nas prescrições da ABNT NBR 8800:2024, verifica-se que o cordão de solda de filete selecionado, com perna de 3 mm e disposto em cordão duplo de 80 mm de comprimento, apresenta resistência de cálculo superior ao esforço solicitante de projeto ( $F_{sd} = 47,40 \text{ kN}$ ). Dessa forma, a ligação projetada é considerada **segura e adequada** para resistir aos esforços atuantes, atendendo integralmente aos requisitos normativos de segurança estrutural.

- **Coefficiente de redução (Ct):** nas barras com seção transversal aberta, não incluindo os elementos planos (chapas), quando a força de tração é transmitida somente por parafusos ou por soldas longitudinais, o coeficiente  $C_t$  é dado pela seguinte expressão:

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_w}$$

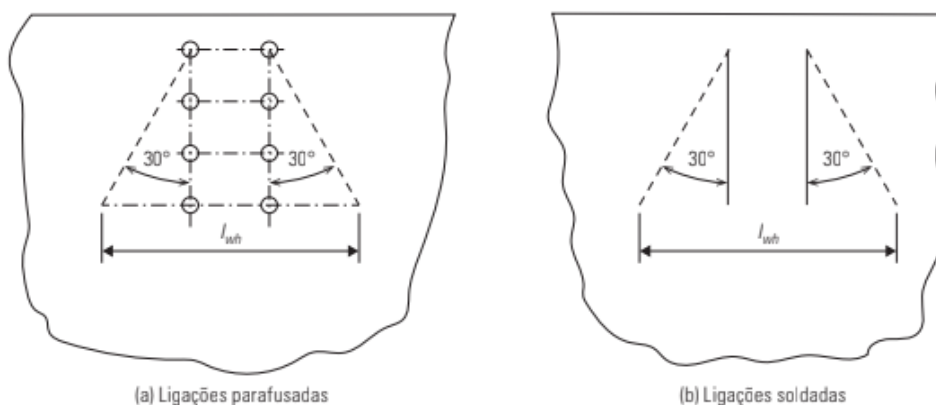
$$C_t = 1 - \frac{1,22}{8} = 0,8475 - \text{OK!}$$

As ligações devem ter um coeficiente  $C_t$  maior que 0,60 e menor que 0,90.

## 8.2 DIMENSIONAMENTO DA CHAPA DE GUSSET

A chapa de gusset tem a função de articular as barras da treliça nos nós, transmitir esforços entre os elementos e facilitar a montagem. No dimensionamento das chapas de ligação de treliças (gussets), a resistência é avaliada com base na **largura de Whitmore ( $l_{wh}$ )**, que representa a distribuição efetiva das tensões a partir da região de ligação, em um ângulo de 30° de cada lado da linha de aplicação da força.

Figura 25: Largura de Whitmore para ligações parafusadas e soldadas.



Fonte: PFEIL, W. *Estruturas de Aço*.

Para o caso de chapas tracionadas, verifica-se o estado limite último de escoamento da seção bruta definida pela largura de Whitmore ( $l_{wh}$ ) e, se a largura líquida for inferior, também o estado limite último de ruptura da seção líquida. Entretanto, como neste projeto todas as ligações são soldadas, não existem furos de parafusos reduzindo a seção resistente. Assim, a

área líquida coincide com a área bruta, sendo necessária apenas a verificação do **escoamento da seção bruta**.

Já no caso de chapas comprimidas, a força resistente de cálculo deve ser obtida segundo as prescrições do dimensionamento de barras comprimidas, considerando igualmente a área resistente correspondente à seção de Whitmore.

- **CÁLCULO DA LARGURA DE WHITMORE:** para efeito de cálculo da largura de Whitmore, considerou-se o comprimento da solda de 80 mm calculado anteriormente e a largura da cantoneira adotada para as diagonais da treliça, que é de 44,45mm.

$$L_{wh} = b + 2 \cdot L_w \cdot \operatorname{tg}(30^\circ)$$

$$L_{wh} = 4,445 + 2 \cdot 8,00 \cdot \operatorname{tg}(30^\circ) = 13,682 \text{ cm}$$

$$L_{wh} = 13,682 \text{ cm}$$

- **SOLICITAÇÃO MÍNIMA DE CÁLCULO**

Além das verificações já apresentadas, cabe destacar que, conforme prescreve a norma, as ligações devem ser dimensionadas para uma força solicitante de cálculo mínima de 45 kN, caso os esforços obtidos na análise estrutural sejam inferiores a esse valor. Essa exigência, entretanto, não se aplica às ligações de tirantes constituídos por barras redondas, travessas de fechamento lateral e terças de cobertura de edifícios.

Adicionalmente, recomenda-se que as ligações de barras tracionadas ou comprimidas sejam dimensionadas para resistir, no mínimo, a 50% da força axial resistente de cálculo da barra. No presente projeto, a maior resistência calculada para uma barra foi de 76,56 kN, enquanto as solicitações máximas foram de 52,76 kN (compressão) e 42,35 kN (tração). Dessa forma, observa-se que os valores normativos mínimos estão plenamente atendidos, garantindo a segurança e a integridade estrutural da treliça.

Assim, os esforços a serem utilizados para o dimensionamento da ligação serão:

- Para tração → **45 kN** (ajuste pelo critério normativo);
- Para compressão → **52,76 kN** (esforço real, já maior que 45 kN).

### • TRACÇÃO NA CHAPA DE NÓ

O dimensionamento da chapa de nó tracionada é realizado considerando-se a largura de Whitmore, que define a área efetiva da chapa submetida à tração a partir da linha de ação da força. Para esta análise, adotou-se a espessura da chapa igual a 9,5 mm.

Como as ligações serão executadas por **solda**, a área líquida da chapa corresponde à área bruta, não sendo necessário considerar reduções para furos ou para cortes de penetração. Dessa forma, a verificação estrutural será realizada apenas quanto ao **estado limite último de escoamento da seção bruta**, utilizando os esforços solicitantes máximos da treliça obtidos na análise estrutural.

$$N_{t,sd} = 45 \text{ kN}, \text{ proveniente do critério de solicitação mínima.}$$

$$N_{t,rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{1,1}$$

Considerando a Seção de Whitmore para o Escoamento da Seção Bruta, temos que:

$$A_g = e_{chapa} \cdot L_{wh}$$

$$A_g = 0,95 \cdot 13,68 = 12,99 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,rd} = \frac{12,99 \cdot 34,50}{1,1} = 407,41 \text{ kN}$$

$$N_{t,sd} = 45 \text{ kN}$$

$$N_{t,sd} \leq N_{t,rd}$$

$$45,00 \text{ kN} \leq 407,41 \text{ kN} - \text{OK!}$$

Portanto, a chapa com espessura de 9,5 mm apresenta resistência suficiente para suportar os esforços de tração atuantes na ligação, atendendo aos critérios de projeto definidos.

### • COMPRESSÃO NA CHAPA DE NÓ

Como as ligações serão executadas por solda, a área resistente da chapa comprimida também corresponde à área bruta, não sendo necessário considerar reduções para furos ou cortes. Dessa forma, a força resistente de cálculo deve ser obtida segundo as prescrições do dimensionamento de barras comprimidas, considerando igualmente a área resistente correspondente à seção de Whitmore.

$$N_{c,sd} = 52,76 \text{ kN}, \text{ máxima solicitação de compressão nas diagonais.}$$

$$N_{c,rd} = \frac{X \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot I}{(K \cdot L)^2}$$

$$I = \frac{L_{wh} \cdot e_{chapa}^3}{12}$$

$$I = \frac{13,682 \cdot 0,95^3}{12} = 0,977 \text{ cm}^4$$

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 0,977}{(0,65 \cdot 7)^2} = 9.315,40 \text{ kN}$$

$$Q = 1,00, \text{ não há flambagem local}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 12,99 \cdot 34,5}{9315,40}} = 0,219$$

Como,  $\lambda_0 < 1,50$ , o X é dado pela seguinte equação:

$$X = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$X = 0,658^{0,219^2} = 0,98$$

Assim, a força resistente à compressão axial de cálculo é dada por:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,98 \cdot 1,00 \cdot 12,99 \cdot 34,5}{1,1} = 399,26 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 52,76 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

$$52,76 \text{ kN} \leq 399,26 \text{ kN} - \text{OK!}$$

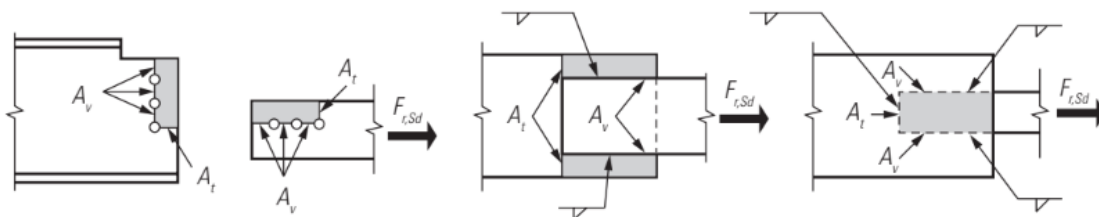
Portanto, a chapa com espessura de 9,5 mm apresenta resistência suficiente para suportar os esforços de compressão atuantes na ligação, atendendo aos critérios de projeto definidos.

#### • COLAPSO POR RASGAMENTO

Em situações de ligações de extremidade de vigas, chapas e barras submetidas à tração ou cisalhamento, incluindo as chapas de nó (gusset), existe a possibilidade de ocorrer um colapso simultâneo por tração e cisalhamento. Esse modo de falha é denominado **rasgamento** e corresponde ao estado-limite último em que a chapa pode se romper tanto nas regiões submetidas à tração ( $A_t$ ) quanto nas regiões submetidas ao cisalhamento ( $A_v$ ).

Para a verificação do rasgamento, considera-se o perímetro de rasgamento indicado para cada tipo de ligação e as áreas críticas que podem ser afetadas. A força solicitante de cálculo a ser utilizada ( $F_{r,sd}$ ) é aquela resultante da análise estrutural da treliça, considerando o esforço máximo atuante na chapa de ligação. Dessa forma, garante-se que a chapa seja dimensionada de modo seguro, prevenindo falhas por ruptura simultânea por tração e cisalhamento.

Figura 26: Situações em que pode ocorrer o colapso por rasgamento.



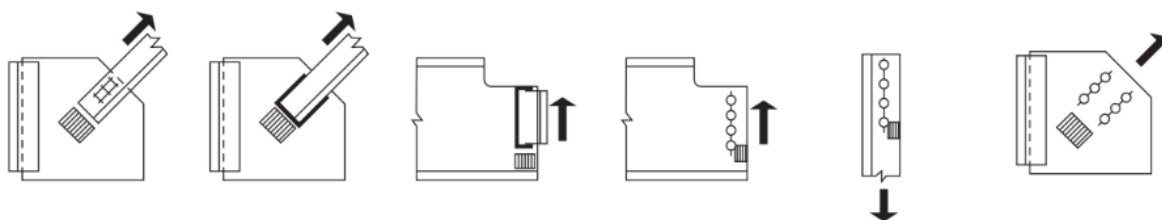
Fonte: PFEIL, W. *Estruturas de Aço*.

A força resistente de cálculo é dada pelo menor valor entre as duas equações abaixo:

$$F_{r,Rd1} = \frac{0,60 \cdot A_{nv} \cdot f_u + C_{ts} \cdot A_{nt} \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \quad F_{r,Rd2} = \frac{0,60 \cdot A_{gv} \cdot f_y + C_{ts} \cdot A_{nt} \cdot f_u}{\gamma_{a2}}$$

onde,  $A_{nv}$  é a área líquida sujeita ao cisalhamento,  $A_{nt}$  é a área líquida sujeita à tração,  $A_{gv}$  é a área bruta sujeita ao cisalhamento (que neste caso é igual à área líquida, pois as ligações são soldadas) e  $C_{ts}$  é um coeficiente relacionado ao nível de uniformidade da tensão de tração na área líquida, sendo tomado igual a 1,0 nas situações mostradas abaixo.

Figura 27: Modos de ruptura.



Fonte: Autores.

$$A_{nv} = A_{gv} = 8,00 \cdot 0,95 = 7,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 13,68 \cdot 0,95 = 12,99 \text{ cm}^2$$

$$F_{r,Rd1} = \frac{0,60 \cdot 7,60 \cdot 45 + 1,00 \cdot 12,99 \cdot 45}{1,35} = 585,00 \text{ kN}$$

$$F_{r,Rd2} = \frac{0,60 \cdot 7,60 \cdot 34,50 + 1,00 \cdot 12,99 \cdot 45}{1,35} = 549,53 \text{ kN}$$



$$F_{r,rd} = 549,53 \text{ kN}$$

$$F_{r,sd} \leq F_{r,rd}$$

$$45,00 \text{ kN} \leq 549,53 \text{ kN} - \text{OK!}$$

A chapa de ligação dimensionada apresenta resistência ao rasgamento de  $F_{r,rd} = 549,53$  kN, valor muito superior à força solicitante de cálculo  $F_{r,sd} = 45,00$  kN. Portanto, conclui-se que **não ocorre colapso por rasgamento na chapa de ligação**, estando a seção suficientemente segura para resistir aos esforços atuantes.

### 8.3 DIMENSIONAMENTO DA SOLDA DA CHAPA DE LIGAÇÃO

Para o dimensionamento das ligações das chapas de nó nos banzos da treliça, optou-se pela utilização de soldas de filete, devido à sua simplicidade construtiva, baixo custo e boa resistência mecânica. Os cordões de solda foram definidos com perna de 3 mm, considerando a adoção do eletrodo revestido Classe 70, com resistência característica à tração  $f_w = 485$  MPa.

Como referência para os carregamentos críticos, considerou-se o pior cenário de atuação das barras tracionadas da treliça: duas barras aplicando simultaneamente forças de 45 kN cada, totalizando 90 kN de tração. Para efeito de verificação do cisalhamento da solda, adotou-se que toda essa força atua no plano perpendicular ao cordão de solda, garantindo uma análise conservadora e segura, capaz de atender a qualquer nó da treliça submetido aos esforços máximos previstos.

- **Tração na solda:** as duas barras tracionadas atuando simultaneamente sobre a chapa. Como cada barra transmite 45 kN, a solda deve resistir a 90 kN de tração.
- **Cisalhamento na solda:** para simplificação e segurança, considerou-se que esses 90 kN atuam no plano perpendicular à solda, ou seja, todo o esforço é transmitido como cisalhamento na linha de contato do cordão de solda.

Iniciou-se com a verificação para a ruptura da solda, considerando a perna de 3 mm e a atuação de dois cordões de 150 mm cada, sendo assim, temos:

$$A_{ew} = 0,707 \cdot D_w \cdot L_w$$

$$A_{ew} = 0,707 \cdot 0,3 \cdot 2 \cdot 15 = 6,363 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{w,sd} = \frac{N_{t,sd}}{A_{ew}}$$

$$\sigma_{w,sd} = \frac{90}{6,363} = 14,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{w,sd} = \frac{\tau_{sd}}{A_{ew}}$$

$$\tau_{w,sd} = \frac{90}{6,363} = 14,14 \text{ kN/cm}^2$$

Caso atuem tensões normais e de cisalhamento em um mesmo ponto, a seguinte condição deve ser verificada:

$$\sqrt{\sigma_{w,sd}^2 + \tau_{w,sd}^2} \leq \frac{0,60 \cdot f_w}{\gamma_{w2}}$$

$$\sqrt{14,14^2 + 14,14^2} \leq \frac{0,60 \cdot 48,5}{1,35}$$

$$19,99 \text{ kN/cm}^2 \leq 21,55 \text{ kN/cm}^2 - \text{OK!}$$

Considerando um comprimento total de solda de 150 mm atuando em ambos os lados da chapa de ligação, a resistência calculada mostrou-se significativamente superior à solicitação conjunta dos esforços. Ressalta-se que os esforços solicitantes adotados para o dimensionamento foram considerados conservadores, dessa forma, conclui-se que a solda de filete escolhida é **plenamente suficiente** para resistir às solicitações previstas.

## 9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 9.1 MANUTENÇÃO DA ESTRUTURA METÁLICA

A concepção de uma estrutura metálica de alto desempenho transcende o mero dimensionamento para os estados-limite últimos e de serviço. Ela deve incorporar, desde a sua fase embrionária, uma estratégia robusta de durabilidade que assegure a integridade, a segurança e a viabilidade econômica da edificação ao longo de todo o seu ciclo de vida.

Para a presente estrutura, a durabilidade não foi tratada como um requisito secundário, mas como um parâmetro fundamental de projeto, influenciando diretamente a seleção de materiais, sistemas de proteção e protocolos de inspeção.

## 9.2 DURABILIDADE E SISTEMA DE PROTEÇÃO CONTRA CORROSÃO

A localização da obra em Guarulhos, SP , insere a estrutura em um ambiente urbano-industrial, caracterizado por uma atmosfera com moderado nível de poluentes. Conforme os critérios da norma internacional ISO 9223, tal ambiente é classificado na categoria de corrosividade atmosférica C3 (média), o que exige um sistema de proteção anticorrosiva de alta performance para garantir a vida útil projetada.

Diante deste requisito, foi realizada uma análise comparativa entre os principais métodos de proteção primária para o aço estrutural. De um lado, sistemas de pintura industrial, como esquemas epóxi-poliuretano, oferecem uma barreira eficaz e versatilidade estética, mas demandam um rigoroso controle de aplicação em campo e são vulneráveis a danos mecânicos durante o transporte e a montagem.

Por outro lado, a galvanização por imersão a quente (a fogo) proporciona uma proteção superior, atuando por um duplo mecanismo: forma uma barreira física de zinco e, adicionalmente, oferece proteção catódica (ou de sacrifício), na qual o zinco se corrói preferencialmente em caso de danos no revestimento, preservando o aço base.

A decisão técnica para este projeto recaiu sobre a galvanização por imersão a quente para todos os elementos estruturais da cobertura (tesouras, terças, contraventamentos e travamentos). Esta escolha é defendida por três pilares fundamentais alinhados aos objetivos do concurso:

1. **Economia em Longo Prazo:** Embora represente um custo inicial potencialmente superior ao de sistemas de pintura convencionais, a galvanização minimiza drasticamente os custos de manutenção ao longo do ciclo de vida da estrutura, eliminando a necessidade de repinturas periódicas e reparos de corrosão.
2. **Simplicidade e Qualidade Executiva:** A aplicação do revestimento é realizada em um ambiente industrial controlado, fora do canteiro de obras. Esta abordagem está em perfeita sintonia com a filosofia da construção industrializada, que preconiza o máximo de planejamento e fabricação *off-site* para garantir velocidade e precisão na

montagem *on-site*. Ao industrializar o processo de proteção, assegura-se uma qualidade e uniformidade de camada inatingíveis em aplicações de campo, mitigando riscos e dependências climáticas.

3. **Segurança e Confiabilidade:** A proteção catódica inerente à galvanização confere uma resiliência superior ao sistema, garantindo a integridade estrutural mesmo diante de pequenas avarias mecânicas no revestimento.

### 9.3 PROTOCOLO DE INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO PREDITIVA

Uma estratégia de durabilidade eficaz se completa com um plano de inspeção e manutenção bem definido. Conforme preconiza a ABNT NBR 8800, os componentes estruturais devem ser projetados para permitir o acesso seguro para fins de inspeção e manutenção. O projeto desta cobertura foi concebido com essa premissa, garantindo que todos os nós, banzos e sistemas secundários sejam visualmente acessíveis.

O protocolo de manutenção proposto adota uma abordagem preditiva, focada na verificação da performance do sistema de proteção e na detecção precoce de quaisquer anomalias, em vez de uma abordagem reativa de reparo.

A flexibilidade inerente ao aço estrutural, destacada como uma de suas vantagens intrínsecas, facilita intervenções de reparo ou reforço, caso sejam necessárias ao longo da vida útil da edificação. Essa facilidade de manutenção, combinada com um sistema de proteção robusto e um protocolo de inspeção proativo, assegura que a estrutura da cobertura atenda e supere as expectativas de desempenho e longevidade.

Tabela 10: Protocolo de manutenção.

Frequência	Tipo de Inspeção	Escopo	Critérios de Aceitação e Ações
Anual	Inspeção Visual Qualificada	Todos os elementos estruturais (tesouras, terças, contraventamentos, ligações).	Verificar a integridade do revestimento galvanizado, ausência de danos mecânicos (amassamentos), acúmulo de detritos ou umidade em pontos críticos (nós do banzo inferior).
A cada 5 anos	Inspeção Detalhada	Pontos críticos selecionados da estrutura.	Além da inspeção visual, realizar medições de espessura da camada de zinco com medidores de camada seca (conforme NBR 10443) para monitorar a taxa de consumo do revestimento e validar as premissas de durabilidade.

Fonte: Autores.

## 9.4 COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA EM CASO DE INCÊNDIO

A segurança contra incêndio é um requisito inegociável em qualquer edificação, especialmente em locais de reunião de público como um ginásio poliesportivo. A análise do comportamento da estrutura de aço em situação de incêndio foi conduzida com o máximo rigor, em conformidade com a legislação e as normas técnicas brasileiras, garantindo a estabilidade estrutural pelo tempo necessário para a evacuação segura dos ocupantes e para as ações de combate ao fogo.

## 9.5 ANÁLISE TERMOESTRUTURAL E REQUISITOS DE SEGURANÇA

O comportamento do aço estrutural sob a ação de temperaturas elevadas é caracterizado por uma acentuada degradação de suas propriedades mecânicas. Com o aumento da temperatura, ocorrem reduções significativas no módulo de elasticidade e na resistência ao escoamento, o que pode levar ao colapso da estrutura se não houver um sistema de proteção adequado.

O primeiro passo para o dimensionamento em situação de incêndio é a determinação do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF). Com base na ABNT NBR 14432, para uma edificação de uso como ginásio (classificada como local de reunião de público), de pavimento único e com as dimensões especificadas, adota-se um TRRF de 60 minutos. Este período representa o tempo mínimo durante o qual a estrutura deve manter sua capacidade portante sob a ação do incêndio-padrão.

### ● Dimensionamento do Sistema de Proteção Passiva

A vulnerabilidade de um perfil de aço ao fogo é inversamente proporcional à sua massa é diretamente proporcional ao seu perímetro exposto ao calor. Essa relação é quantificada pelo fator de massividade ( $H_p/A$ ), que representa a razão entre o perímetro aquecido e a área da seção transversal do perfil. Perfis esbeltos e de seção aberta, como as cantoneiras e os perfis U adotados nas diagonais e banzos da treliça, respectivamente, possuem um alto fator de massividade, aquecendo-se mais rapidamente e, portanto, exigindo proteção.

A otimização estrutural que levou à escolha de perfis eficientes para as cargas em temperatura ambiente resulta, como consequência direta, em uma maior vulnerabilidade ao

fogo. Reconhecer essa interdependência entre o dimensionamento convencional e a engenharia de incêndio é crucial para uma concepção segura e holística.

Para garantir o TRRF de 60 minutos, foi selecionado um sistema de proteção passiva por tinta intumescente. Este método foi escolhido por três razões principais:

1. **Eficiência:** Adiciona uma massa desprezível à estrutura, preservando a leveza e a otimização de peso alcançadas no dimensionamento.
2. **Versatilidade:** Sua aplicação por pintura (spray) permite um recobrimento uniforme e eficaz das geometrias complexas presentes nos nós da treliça e nas seções abertas dos perfis.
3. **Estética:** Proporciona um acabamento de alta qualidade, que não interfere na expressão arquitetônica da estrutura metálica.

A espessura de película seca (EPS) da tinta intumescente foi dimensionada para cada grupo de elementos (banzos e diagonais) em função de seus respectivos fatores de massividade e da temperatura crítica do aço (adotada como 550 °C), seguindo rigorosamente os procedimentos de cálculo prescritos pela ABNT NBR 14323. Este dimensionamento garante que a temperatura do substrato de aço não exceda a sua temperatura crítica durante o período de 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão.

#### ● **Inovação em Materiais e Perspectivas Futuras**

O campo da engenharia de incêndio está em constante evolução, impulsionado pela ciência dos materiais. É pertinente notar que existem pesquisas avançadas no Brasil e no mundo sobre o uso de aços microligados, notadamente com a adição de nióbio, para aprimorar o desempenho em altas temperaturas. Essas ligas exibem uma retenção superior de resistência mecânica sob aquecimento, o que pode, no futuro, reduzir ou até mesmo eliminar a necessidade de sistemas de proteção passiva aplicados, como as tintas intumescentes. A menção a essa tecnologia de ponta posiciona o projeto na vanguarda do conhecimento técnico, demonstrando que a solução adotada, embora estritamente normativa e segura, está ciente das inovações que moldarão o futuro da construção em aço.

## 10 CONCLUSÃO TÉCNICA

O projeto estrutural desenvolvido para a cobertura do ginásio poliesportivo representa uma solução otimizada que equilibra com rigor os critérios de segurança, funcionalidade, economia e exequibilidade, conforme exigido pelo 7º Concurso CBCA para Estudantes de Engenharia. A escolha de uma treliça plana do tipo Warren sem montantes, após análise comparativa de tipologias, demonstrou ser a mais eficiente para o vão de 25 metros, resultando em uma distribuição de esforços mais uniforme e em deslocamentos controlados, conforme detalhado na análise estrutural. Esta conclusão técnica sintetiza os resultados quantitativos do projeto e defende as escolhas sistêmicas adotadas.

### 10.1 CONSUMO TOTAL DE AÇO ESTRUTURAL

A otimização da massa estrutural, critério de desempate do concurso, foi um dos principais vetores do processo de dimensionamento. Através de uma análise criteriosa e da seleção de perfis adequados para cada função estrutural, alcançou-se um consumo de aço notavelmente eficiente. A tabela a seguir consolida o quantitativo de material para a totalidade da estrutura de cobertura, compreendendo as nove tesouras, o sistema de terças e os sistemas de travamento e contraventamento.

Tabela 11: Consumo total de aço.

Elemento Estrutural	Perfil Adotado	Massa Linear (kg/m)	Quantidade	Comprimento Total (m)	Massa Subtotal (kg)
<b>Tesouras (9 un.)</b>					<b>7573,25</b>
Banzos (Sup. e Inf.)	Perfil U 152.4 x 7.98 mm	15.62	18 linhas	453,06	6905,05
Diagonais	Cantoneira L 1.3/4" x 1/8"	2.13	216 un.	314,10	668,20
<b>Sistema de Terças</b>					<b>6932,98</b>
Terças	Perfil U 152.4 x 5.08 mm	12.17	14 linhas	560,00	6,832
Tirantes (Tração)	Barra Redonda Ø 6.35 mm	0.25	8 linhas	168,00	42,00
Tirantes (Compressão)	Cantoneira L 1.1/2" x 1/8"	1.82	8 linhas.	32,00	58,56
<b>Sistemas de Travamento</b>					<b>1466,78</b>
Contraventamento	Barra Redonda Ø 12.5 mm	0.96	24 un.	258,89	256,30
Travamento Lateral	Cantoneira L 1.1/2" x 1/8"	1.82	108 un.	660,80	1.209,26
<b>MASSA ESTRUTURAL TOTAL (KG)</b>					<b>15.972,28</b>

Fonte: Autores.

A massa estrutural total para a cobertura de 1,000 m<sup>2</sup> é de 15.972,28 kg, resultando em um índice de consumo de 15.972 kg/m<sup>2</sup>. Este valor, extremamente competitivo, é a prova quantitativa da eficiência da solução, que emprega o material de forma racional e otimizada, sem comprometer a segurança.

## 10.2 VANTAGENS DO USO DO AÇO ESTRUTURAL

A performance alcançada neste projeto é intrinsecamente ligada às vantagens do aço como material estrutural, que foram exploradas ao máximo:

- **Leveza e Eficiência:** A elevada relação resistência/peso do aço permitiu vencer o vão de 25 metros com uma estrutura de apenas 15.972 kg/m<sup>2</sup>. Essa leveza se traduz em economia direta, reduzindo as cargas transmitidas às fundações e aos elementos de apoio.
- **Precisão e Segurança:** A fabricação dos componentes em ambiente industrial garante uma precisão dimensional milimétrica, eliminando as incertezas e variabilidades da construção em concreto moldado *in loco*. A estrutura montada é, portanto, idêntica àquela analisada nos modelos computacionais, o que confere um nível de segurança e confiabilidade muito superior.
- **Sustentabilidade:** O aço é um material reciclável, podendo ser reutilizado indefinidamente sem perda de qualidade. A escolha por uma estrutura metálica minimiza a geração de resíduos no canteiro e oferece uma solução com menor impacto ambiental em uma análise de ciclo de vida, alinhada às práticas construtivas mais responsáveis.

## 10.3 VANTAGENS DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA

A decisão de utilizar treliças planas como elemento principal da cobertura não foi apenas uma escolha estrutural, mas uma decisão estratégica em favor da construção industrializada. Este sistema construtivo, que prioriza o planejamento e a fabricação off-site, foi a chave para maximizar a eficiência do projeto como um todo. As vantagens são manifestas:

1. **Velocidade de Execução:** A fabricação das nove treliças ocorre em paralelo com os serviços de fundação no canteiro. A atividade *on-site* se resume à montagem de

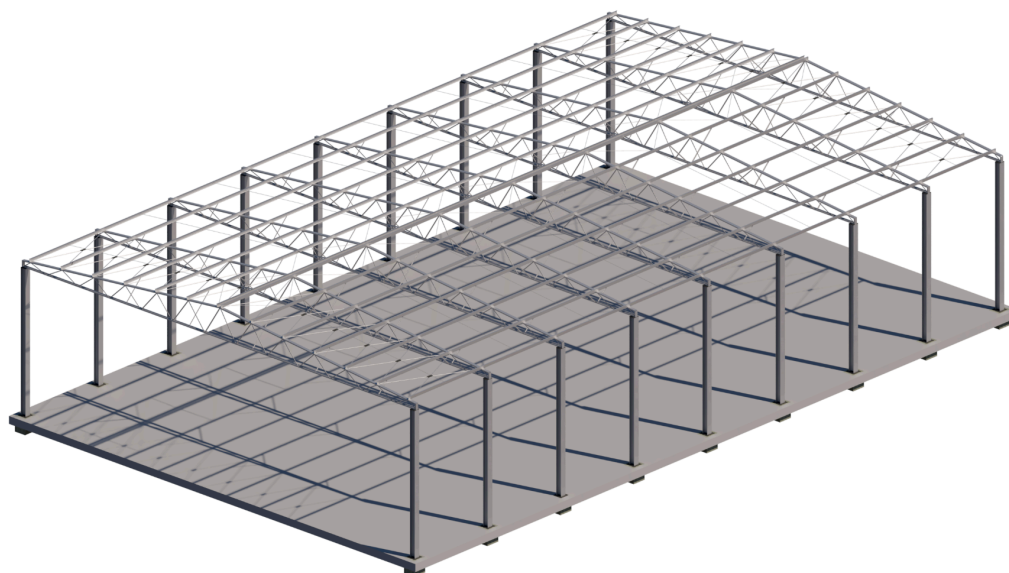


componentes pré-fabricados, um processo análogo a um "mecano", que é drasticamente mais rápido, limpo e seguro do que os métodos construtivos tradicionais.

2. **Qualidade Superior:** A fabricação em um ambiente industrial controlado permite um rigoroso controle de qualidade dos processos de soldagem, furação e aplicação dos sistemas de proteção, resultando em um produto final de maior durabilidade e confiabilidade.
3. **Racionalização de Recursos:** A industrialização minimiza o desperdício de materiais, otimiza a mão de obra e reduz a necessidade de um canteiro de obras extenso. A obra torna-se mais limpa, organizada e segura.

Em suma, a solução apresentada não é apenas um projeto de uma estrutura metálica; é a implementação de um sistema construtivo inteligente. Demonstra-se que, através de um planejamento detalhado e da industrialização dos componentes, é possível alcançar uma simplicidade executiva notável, que se traduz em segurança, economia e qualidade superior, representando o estado da arte na engenharia de estruturas de aço.

Figura 28: Vista isométrica do galpão.



Fonte: Autores.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323: Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio — Procedimento. Rio de Janeiro, 1999.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações — Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2023.
- 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, 2024.
- CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO (CBCA). Manuais de Construção em Aço: Ligações em Estruturas Metálicas; Estabilidade de Estruturas de Aço; Segurança Contra Incêndio em Estruturas de Aço.
- PFEIL, W. ESTRUTURAS DE AÇO: Dimensionamento Prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.
- SILVA, V. P. ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO. São Paulo: Zigurate Editora, 2003.
- SANTOS, J.C. P. SOUSA, R. A. Análise comparativa de modelos de treliças metálicas planas para coberturas de grandes vãos. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, v. 24, n. 75, 2022. (Artigo recomendado no edital do concurso ).
- JUNIOR, A. F. S. JUNIOR, J. B. F. Análise da influência da geometria na otimização de treliças metálicas planas. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, v. 23, n. 68, 2021. (Artigo recomendado no edital do concurso ).

## **ANEXO A**

## DIMENSIONAMENTO DE BARRAS TRACIONADAS

### CASO 01 - DIMENSIONAMENTO DO BANZO SUPERIOR TRACIONADO

DIMENSIONAMENTO PERFIL U			DADOS DO PERFIL				ESBELTEZ		ESC. AREA BRUTA			RUP. AREA LÍQUIDA			
Trecho	Perfil	Descrição	L (cm)	Ke	Ag (cm²)	Ry (cm)	y(y)	VER.	Nt,sd (kN)	Nt,rd (kN)	VER.	Ct	Nt,sd (kN)	Nt,Rd (kN)	VER.
BANZO-SUP-1	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	84,18	624,14	OK	0,85	84,18	562,18	OK
BANZO-SUP-2	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	125,84	624,14	OK	0,85	125,84	562,18	OK
BANZO-SUP-3	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	137,57	624,14	OK	0,85	137,57	562,18	OK
BANZO-SUP-4	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	136,46	624,14	OK	0,85	136,46	562,18	OK
BANZO-SUP-5	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	128,68	624,14	OK	0,85	128,68	562,18	OK
BANZO-SUP-6	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	116,99	624,14	OK	0,85	116,99	562,18	OK
BANZO-SUP-7	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	116,99	624,14	OK	0,85	116,99	562,18	OK
BANZO-SUP-8	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	128,68	624,14	OK	0,85	128,68	562,18	OK
BANZO-SUP-9	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	136,46	624,14	OK	0,85	136,46	562,18	OK
BANZO-SUP-10	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	137,57	624,14	OK	0,85	137,57	562,18	OK
BANZO-SUP-11	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	125,84	624,14	OK	0,85	125,84	562,18	OK
BANZO-SUP-12	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	1,34	150,00	OK!	84,18	624,14	OK	0,85	84,18	562,18	OK

### CASO 01 - DIMENSIONAMENTO DAS DIAGONAIS TRACIONADAS

DIMENSIONAMENTO PERFIL U			DADOS DO PERFIL				ESBELTEZ		ESC. AREA BRUTA			RUP. AREA LÍQUIDA			
Trecho	Perfil	Descrição	L (cm)	Ke	Ag (cm²)	Ry (cm)	y(y)	VER.	Nt,sd (kN)	Nt,rd (kN)	VER.	Ct	Nt,sd (kN)	Nt,Rd (kN)	VER.
DIAGONAL-0	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	61,00	1,00	2,71	1,40	47,63	OK!	32,49	85,00	OK	0,85	32,49	76,56	OK
DIAGONAL-2	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	114,00	1,00	2,71	1,40	81,43	OK!	32,49	85,00	OK	0,85	32,49	76,56	OK
DIAGONAL-4	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	125,00	1,00	2,71	1,40	89,29	OK!	11,91	85,00	OK	0,85	11,91	76,56	OK
DIAGONAL-6	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	138,00	1,00	2,71	1,40	98,57	OK!	2,33	85,00	OK	0,85	2,33	76,56	OK
DIAGONAL-7	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	138,00	1,00	2,71	1,40	98,57	OK!	3,85	85,00	OK	0,85	3,85	76,56	OK
DIAGONAL-9	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	152,00	1,00	2,71	1,40	108,57	OK!	8,28	85,00	OK	0,85	8,28	76,56	OK
DIAGONAL-11	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	168,00	1,00	2,71	1,40	120,00	OK!	11,77	85,00	OK	0,85	11,77	76,56	OK
DIAGONAL-14	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	168,00	1,00	2,71	1,40	120,00	OK!	11,77	85,00	OK	0,85	11,77	76,56	OK
DIAGONAL-16	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	152,00	1,00	2,71	1,40	108,57	OK!	8,28	85,00	OK	0,85	8,28	76,56	OK
DIAGONAL-18	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	138,00	1,00	2,71	1,40	98,57	OK!	3,85	85,00	OK	0,85	3,85	76,56	OK
DIAGONAL-19	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	138,00	1,00	2,71	1,40	98,57	OK!	2,33	85,00	OK	0,85	2,33	76,56	OK
DIAGONAL-21	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	125,00	1,00	2,71	1,40	89,29	OK!	11,91	85,00	OK	0,85	11,91	76,56	OK
DIAGONAL-23	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	114,00	1,00	2,71	1,40	81,43	OK!	32,49	85,00	OK	0,85	32,49	76,56	OK
DIAGONAL-25	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	61,00	1,00	2,71	1,40	47,63	OK!	32,49	85,00	OK	0,85	32,49	76,56	OK

### CASO 02 - DIMENSIONAMENTO DO BANZO INFERIOR TRACIONADO

DIMENSIONAMENTO PERFIL U			DADOS DO PERFIL				ESBELTEZ		ESC. AREA BRUTA			RUP. AREA LÍQUIDA			
Trecho	Perfil	Descrição	L (cm)	Ke	Ag (cm²)	Ry (cm)	y(y)	VER.	Nt,sd (kN)	Nt,rd (kN)	VER.	Ct	Nt,sd (kN)	Nt,Rd (kN)	VER.
BANZO-INF-1	Perfil U	6" x 7,98 mm	150,00	1,00	19,90	1,34	111,94	OK!	34,86	624,14	OK	0,85	34,86	562,18	OK
BANZO-INF-2	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	100,26	624,14	OK	0,85	100,26	562,18	OK
BANZO-INF-3	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	120,37	624,14	OK	0,85	120,37	562,18	OK
BANZO-INF-4	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	123,80	624,14	OK	0,85	123,80	562,18	OK
BANZO-INF-5	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	119,24	624,14	OK	0,85	119,24	562,18	OK
BANZO-INF-6	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	110,25	624,14	OK	0,85	110,25	562,18	OK
BANZO-INF-7	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	98,55	624,14	OK	0,85	98,55	562,18	OK
BANZO-INF-8	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	110,25	624,14	OK	0,85	110,25	562,18	OK
BANZO-INF-9	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	119,24	624,14	OK	0,85	119,24	562,18	OK
BANZO-INF-10	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	123,80	624,14	OK	0,85	123,80	562,18	OK
BANZO-INF-11	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	120,37	624,14	OK	0,85	120,37	562,18	OK
BANZO-INF-12	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	1,34	149,25	OK!	100,26	624,14	OK	0,85	100,26	562,18	OK
BANZO-INF-13	Perfil U	6" x 7,98 mm	150,00	1,00	19,90	1,34	111,94	OK!	34,86	624,14	OK	0,85	34,86	562,18	OK

### CASO 02 - DIMENSIONAMENTO DAS DIAGONAIS TRACIONADAS

DIMENSIONAMENTO PERFIL U			DADOS DO PERFIL				ESBELTEZ		ESC. AREA BRUTA			RUP. AREA LÍQUIDA			
Trecho	Perfil	Descrição	L (cm)	Ke	Ag (cm²)	Ry (cm)	y(y)	VER.	Nt,sd (kN)	Nt,rd (kN)	VER.	Ct	Nt,sd (kN)	Nt,Rd (kN)	VER.
DIAGONAL-1	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	106,00	1,00	2,71	1,40	75,71	OK!	42,35	85,00	OK	0,85	42,35	76,56	OK
DIAGONAL-3	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	114,00	1,00	2,71	1,40	81,43	OK!	13,24	85,00	OK	0,85	13,24	76,56	OK
DIAGONAL-5	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	125,00	1,00	2,71	1,40	89,29	OK!	2,39	85,00	OK	0,85	2,39	76,56	OK
DIAGONAL-8	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	152,00	1,00	2,71	1,40	108,57	OK!	3,14	85,00	OK	0,85	3,14	76,56	OK
DIAGONAL-10	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	168,00	1,00	2,71	1,40	120,00	OK!	6,95	85,00	OK	0,85	6,95	76,56	OK
DIAGONAL-12	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	184,00	1,00	2,71	1,40	131,43	OK!	10,05	85,00	OK	0,85	10,05	76,56	OK
DIAGONAL-13	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	184,00	1,00	2,71	1,40	131,43	OK!	10,05	85,00	OK	0,85	10,05	76,56	OK
DIAGONAL-15	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	168,00	1,00	2,71	1,40	120,00	OK!	6,95	85,00	OK	0,85	6,95	76,56	OK
DIAGONAL-17	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	152,00	1,00	2,71	1,40	108,57	OK!	3,14	85,00	OK	0,85	3,14	76,56	OK
DIAGONAL-20	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	125,00	1,00	2,71	1,40	89,29	OK!	2,39	85,00	OK	0,85	2,39	76,56	OK
DIAGONAL-22	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	114,00	1,00	2,71	1,40	81,43	OK!	13,24	85,00	OK	0,85	13,24	76,56	OK
DIAGONAL-24	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	106,00	1,00	2,71	1,40	75,71	OK!	42,35	85,00	OK	0,85	42,35	76,56	OK

DIMENSIONAMENTO DE BARRAS COMPRIMIDAS

CASO 01 - BANZO INFERIOR COMPRIMIDO																													
DIMENSIONAMENTO PERFIL U			DADOS DO PERFIL							ESBELTEZ					AA					AL					RESULTADOS				
Trecho	Perfil	Descrição	L (cm)	Ke	Ag (cm²)	Iy (cm4)	Ry (cm)	yTy	VER.	b (mm)	t (mm)	b/t	b/t lim	VER.	Qs	b (mm)	t (mm)	b/t	b/t lim	VER.	Qa	Q	Ney (kN)	y0	X	Nc.rd (kN)	Nc.sd (kN)	VER.	
BANZO-INF-1	Perfil U	6" x 7,98 mm	150,00	1,00	19,90	36,00	1,34	111,94	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	315,83	1,47	0,40	251,27	36,02	OK	
BANZO-INF-2	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	36,00	1,34	149,25	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	112,23	OK	
BANZO-INF-3	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	36,00	1,34	149,25	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	134,74	OK	
BANZO-INF-4	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	36,00	1,34	149,25	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	138,58	OK	
BANZO-INF-5	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	36,00	1,34	149,25	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	133,48	OK	
BANZO-INF-6	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	36,00	1,34	149,25	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	123,41	OK	
BANZO-INF-7	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	36,00	1,34	149,25	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	110,31	OK	
BANZO-INF-8	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	36,00	1,34	149,25	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	123,41	OK	
BANZO-INF-9	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	36,00	1,34	149,25	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	133,48	OK	
BANZO-INF-10	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	36,00	1,34	149,25	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	138,58	OK	
BANZO-INF-11	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	36,00	1,34	149,25	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	134,74	OK	
BANZO-INF-12	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	1,00	19,90	36,00	1,34	149,25	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	177,65	1,97	0,23	141,64	112,23	OK	
BANZO-INF-13	Perfil U	6" x 7,98 mm	150,00	1,00	19,90	36,00	1,34	111,94	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	315,83	1,47	0,40	251,27	36,02	OK	

CASO 01 - DIAGONAIS COMPRIMIDAS																												
DIMENSIONAMENTO PERFIL U			DADOS DO PERFIL					ESBELTEZ			AL					RESULTADOS												
Trecho	Perfil	Descrição	L (cm)	Ke	Ag (cm²)	Iy (cm4)	Ry (cm)	y(y)	VER.	b (mm)	t (mm)	b/t	b/t lim	VER.	b/t sup	Qs	Ney (kN)	y0	X	Nc.rd (kN)	Nc.sd (kN)	VER.						
DIAGONAL-1	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	106,00	1,00	2,71	5,41	1,40	75,71	OKI	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	95,04	0,94	0,69	52,76	47,40	OK						
DIAGONAL-3	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	114,00	1,00	2,71	5,41	1,40	81,43	OKI	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	82,17	1,01	0,65	49,79	14,82	OK						
DIAGONAL-5	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	125,00	1,00	2,71	5,41	1,40	89,29	OKI	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	68,35	1,11	0,60	45,66	2,68	OK						
DIAGONAL-8	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	152,00	1,00	2,71	5,41	1,40	108,57	OKI	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	46,22	1,35	0,47	35,69	3,52	OK						
DIAGONAL-10	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	168,00	1,00	2,71	5,41	1,40	120,00	OKI	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	37,84	1,49	0,39	30,15	7,78	OK						
DIAGONAL-12	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	184,00	1,00	2,71	5,41	1,40	131,43	OKI	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	31,54	1,63	0,33	25,15	11,25	OK						
DIAGONAL-13	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	184,00	1,00	2,71	5,41	1,40	131,43	OKI	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	31,54	1,63	0,33	25,15	11,25	OK						
DIAGONAL-15	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	168,00	1,00	2,71	5,41	1,40	120,00	OKI	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	37,84	1,49	0,39	30,15	7,78	OK						
DIAGONAL-17	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	152,00	1,00	2,71	5,41	1,40	108,57	OKI	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	46,22	1,35	0,47	35,69	3,52	OK						
DIAGONAL-20	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	125,00	1,00	2,71	5,41	1,40	89,29	OKI	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	68,35	1,11	0,60	45,66	2,68	OK						
DIAGONAL-22	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	114,00	1,00	2,71	5,41	1,40	81,43	OKI	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	82,17	1,01	0,65	49,79	14,82	OK						
DIAGONAL-24	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	106,00	1,00	2,71	5,41	1,40	75,71	OKI	44,45	3,18	13,98	10,83	>bt lim	21,91	0,90	95,04	0,94	0,69	52,76	47,40	OK						

CASO 02 - BANZO SUPERIOR COMPRIMIDO																													
DIMENSIONAMENTO PERFIL U			DADOS DO PERFIL						ESBELTEZ		AA					AL					RESULTADOS								
Trecho	Perfil	Descrição	L (cm)	Ke	Ag (cm²)	Iy (cm4)	Ry (cm)	Yy (cm)	VER.	b (mm)	t (mm)	b/t	b/t lim	VER.	Qs	b (mm)	t (mm)	b/t	b/t lim	VER.	Qa	Q	Ney (kN)	y0	X	Nc rd (kN)	Nc sd (kN)	VER.	
BANZO-SUP-1	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	36,00	1,34	150,00	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	75,20	OK	
BANZO-SUP-2	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	36,00	1,34	150,00	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	112,42	OK	
BANZO-SUP-3	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	36,00	1,34	150,00	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	122,90	OK	
BANZO-SUP-4	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	36,00	1,34	150,00	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	121,91	OK	
BANZO-SUP-5	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	36,00	1,34	150,00	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	114,96	OK	
BANZO-SUP-6	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	36,00	1,34	150,00	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	104,51	OK	
BANZO-SUP-7	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	36,00	1,34	150,00	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	104,51	OK	
BANZO-SUP-8	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	36,00	1,34	150,00	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	114,96	OK	
BANZO-SUP-9	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	36,00	1,34	150,00	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	121,91	OK	
BANZO-SUP-10	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	36,00	1,34	150,00	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	122,90	OK	
BANZO-SUP-11	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	36,00	1,34	150,00	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	112,42	OK	
BANZO-SUP-12	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	1,00	19,90	36,00	1,34	150,00	OKI	134,98	7,98	16,91	35,87	OK	1,00	51,66	8,71	5,93	13,48	OK	1,00	1,00	175,89	1,98	0,22	140,23	75,20	OK	

RELATÓRIO DE MASSA

TRELIÇA					
BANZO SUP			DADOS DO PERFIL		
Trecho	Perfil	Descrição	L (cm)	Kg/m	Kg
BANZO-SUP-1	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	15,62	31,40
BANZO-SUP-2	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	15,62	31,40
BANZO-SUP-3	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	15,62	31,40
BANZO-SUP-4	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	15,62	31,40
BANZO-SUP-5	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	15,62	31,40
BANZO-SUP-6	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	15,62	31,40
BANZO-SUP-7	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	15,62	31,40
BANZO-SUP-8	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	15,62	31,40
BANZO-SUP-9	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	15,62	31,40
BANZO-SUP-10	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	15,62	31,40
BANZO-SUP-11	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	15,62	31,40
BANZO-SUP-12	Perfil U	6" x 7,98 mm	201,00	15,62	31,40
DIAGONAL 1			DADOS DO PERFIL		
Trecho	Perfil	Descrição	L (cm)	Kg/m	Kg
DIAGONAL-0	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	61,00	2,13	1,30
DIAGONAL-2	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	114,00	2,13	2,43
DIAGONAL-4	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	125,00	2,13	2,66
DIAGONAL-6	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	138,00	2,13	2,94
DIAGONAL-7	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	138,00	2,13	2,94
DIAGONAL-9	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	152,00	2,13	3,23
DIAGONAL-11	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	168,00	2,13	3,57
DIAGONAL-14	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	168,00	2,13	3,57
DIAGONAL-16	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	152,00	2,13	3,23
DIAGONAL-18	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	138,00	2,13	2,94
DIAGONAL-19	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	138,00	2,13	2,94
DIAGONAL-21	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	125,00	2,13	2,66
DIAGONAL-23	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	114,00	2,13	2,43
DIAGONAL-25	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	61,00	2,13	1,30
BANZO INF			DADOS DO PERFIL		
Trecho	Perfil	Descrição	L (cm)	Kg/m	Kg
BANZO-INF-1	Perfil U	6" x 7,98 mm	150,00	15,62	23,43
BANZO-INF-2	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	15,62	31,24
BANZO-INF-3	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	15,62	31,24
BANZO-INF-4	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	15,62	31,24
BANZO-INF-5	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	15,62	31,24
BANZO-INF-6	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	15,62	31,24
BANZO-INF-7	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	15,62	31,24
BANZO-INF-8	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	15,62	31,24
BANZO-INF-9	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	15,62	31,24
BANZO-INF-10	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	15,62	31,24
BANZO-INF-11	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	15,62	31,24
BANZO-INF-12	Perfil U	6" x 7,98 mm	200,00	15,62	31,24
BANZO-INF-13	Perfil U	6" x 7,98 mm	150,00	15,62	23,43
DIAGONAL 2			DADOS DO PERFIL		
Trecho	Perfil	Descrição	L (cm)	Kg/m	Kg
DIAGONAL-1	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	106,00	2,13	2,25
DIAGONAL-3	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	114,00	2,13	2,43
DIAGONAL-5	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	125,00	2,13	2,66
DIAGONAL-8	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	152,00	2,13	3,23
DIAGONAL-10	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	168,00	2,13	3,57
DIAGONAL-12	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	184,00	2,13	3,91
DIAGONAL-13	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	184,00	2,13	3,91
DIAGONAL-15	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	168,00	2,13	3,57
DIAGONAL-17	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	152,00	2,13	3,23
DIAGONAL-20	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	125,00	2,13	2,66
DIAGONAL-22	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	114,00	2,13	2,43
DIAGONAL-24	Cantoneira	1,3/4" x 1/8"	106,00	2,13	2,25

TRAVAMENTO LATERAL DO BANZO					
TESOURA			DADOS DO PERFIL		
Trecho	Perfil	Descrição	L (cm)	Kg/m	Kg
T1	Cantoneira	1½" x ¼"	810,00	1,83	14,82
T2	Cantoneira	1½" x ¼"	1380,00	1,83	25,25
T3	Cantoneira	1½" x ¼"	1940,00	1,83	35,50
T4	Cantoneira	1½" x ¼"	1940,00	1,83	35,50
T5	Cantoneira	1½" x ¼"	1380,00	1,83	25,25
T6	Cantoneira	1½" x ¼"	810,00	1,83	14,82

CONTRAVENTAMENTO					
DIAGONAL			DADOS DO PERFIL		
Trecho	Perfil	Descrição	L (cm)	Kg/m	Kg
D1	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D2	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D3	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D4	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D5	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D6	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D7	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D8	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D9	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D10	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D11	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D12	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D13	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D14	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D15	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D16	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D17	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D18	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D19	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D20	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D21	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D22	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D23	Barra	1/2"	538,50	0,99	5,33
D24	Barra	1/2"	559,00	0,99	5,53

TERÇAS					
TERÇA			DADOS DO PERFIL		
Trecho	Perfil	Descrição	L (cm)	Kg/m	Kg
T1	Perfil U	6" 5,08mm	500,00	12,20	61,00
T2	Perfil U	6" 5,08mm	500,00	12,20	61,00
T3	Perfil U	6" 5,08mm	500,00	12,20	61,00
T4	Perfil U	6" 5,08mm	500,00	12,20	61,00
T5	Perfil U	6" 5,08mm	500,00	12,20	61,00
T6	Perfil U	6" 5,08mm	500,00	12,20	61,00
T7	Perfil U	6" 5,08mm	500,00	12,20	61,00
T8	Perfil U	6" 5,08mm	500,00	12,20	61,00
T9	Perfil U	6" 5,08mm	500,00	12,20	61,00
T10	Perfil U	6" 5,08mm	500,00	12,20	61,00
T11	Perfil U	6" 5,08mm	500,00	12,20	61,00
T12	Perfil U	6" 5,08mm	500,00	12,20	61,00
T13	Perfil U	6" 5,08mm	500,00	12,20	61,00
T14	Perfil U	6" 5,08mm	500,00	12,20	61,00

TIRANTES					
TIRANTE			DADOS DO PERFIL		
Trecho	Perfil	Descrição	L (cm)	Kg/m	Kg
T1	Barra	6,35	250,00	0,25	0,63
T2	Barra	6,35	200,00	0,25	0,50
T3	Barra	6,35	200,00	0,25	0,50
T4	Barra	6,35	200,00	0,25	0,50
T5	Barra	6,35	200,00	0,25	0,50
T6	Cantoneira	1½" x ¼"	200,00	1,83	3,66
T7	Cantoneira	1½" x ¼"	200,00	1,83	3,66
T8	Barra	6,35	200,00	0,25	0,50
T9	Barra	6,35	200,00	0,25	0,50
T10	Barra	6,35	200,00	0,25	0,50
T11	Barra	6,35	200,00	0,25	0,50
T12	Barra	6,35	250,00	0,25	0,63

RELATÓRIO FINAL		
PERFIL	L (m)	Kg
PERFIL U 6" x 7,98 mm	428,58	6905,95
PERFIL U 6" x 5,08 mm	560,00	6832,00
CANTONEIRA 1,3/4" x 1/8"	314,10	668,20
CANTONEIRA 1½" x ¼"	692,80	1267,82
BARRA 6,35 mm	168,00	42,00
BARRA 1/2"	258,89	256,30
TOTAL	2422,37	15972,28