

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Vinícius Guerra de Mello**

**Dimensionamento de Cobertura Metálica:  
Comparativo entre o Projeto Proposto e o Executado**

Porto Alegre  
Julho 2019

**VINÍCIUS GUERRA DE MELLO**

**Dimensionamento de Cobertura Metálica:  
Comparativo entre o Projeto Proposto e o Executado**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de Graduação do curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

**Orientador: Alexandre R. Pacheco**

Porto Alegre  
Julho 2019

**VINÍCIUS GUERRA DE MELLO**

**Dimensionamento de Cobertura Metálica:  
Comparativo entre o Projeto Proposto e o Executado**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo Professor Orientador e pela Comissão de Graduação do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, Julho de 2019

**BANCA EXAMINADORA**

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)  
PhD. pela The Pennsylvania State University, EUA  
Orientador

Prof. Enio Carlos Mesacasa Júnior (UFRGS)  
Dr. pela Universidade de São Paulo, USP

Eng. Guilherme Granata Marques (UFRGS)  
MSc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS

Dedico este trabalho aos meus pais por  
todo apoio durante a vida.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente aos meus pais por todo apoio durante todos os momentos da vida, minha companheira por toda compreensão e paciência e também todos que fizeram parte de alguma maneira contribuindo para que este trabalho fosse concluído.

“A experiência é algo que temos quando  
não precisamos mais”.

## RESUMO

No dimensionamento de estruturas metálicas, além das condições financeiras, a definição dos perfis mais adequados é função de diferentes fatores, tais como, por exemplo, as cargas atuantes, os processos de fabricação e produção, os custos com matérias-primas, entre outros. Ainda, posteriormente à escolha dos perfis, existem também outros aspectos que, ao serem avaliados, podem ser decisivos na busca pela melhor relação custo-benefício. Desta forma, esse trabalho analisa o projeto estrutural de uma cobertura metálica, realizando os cálculos de dimensionamento das tesouras, vigas de transição, terças de cobertura e de fechamento, vigas de travamento e contraventamento, comparando com os dados obtidos do projeto executado. São seguidas as recomendações de projeto dada pela normatização vigente, bem como as indicações encontradas na literatura técnica disponível. As comparações finais entre as soluções proposta e executada, feitas em termos de peso de aço a ser empregado, mostrou uma diferença significativa com um grande impacto no custo final da obra.

***Palavras-chave:*** estruturas metálicas; dimensionamento estrutural; comparativos

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Planta baixa da expansão projetada.....	13
Figura 2 – Coeficientes de pressão e de forma externo de parede.....	15
Figura 3 – Coeficientes de pressão externa para telhado com duas águas.....	16
Figura 4 – Geometria das tesouras.....	17
Figura 5 – Geometria das vidas de transição.....	18
Figura 6 – Pontos de apoio das tesouras.....	19
Figura 7 – Exemplo de carga na viga de transição.....	19
Figura 8 – Geometria da terça de cobertura para o vão de 10,7m.....	20
Figura 9 – Geometria da terça de cobertura para o vão de 13m.....	21
Figura 10 – Geometria das terças de fechamento.....	22
Figura 11 – Treliça fictícia usada para o cálculo de esforços.....	24
Figura 12 – Geometria da viga de travamento da tesoura para o vão de 13m.....	24
Figura 13 - Geometria da viga de travamento da tesoura para o vão de 10,7m.....	24
Figura 14 – Gráfico de comparação de custo entre projeto proposto e executado por peça.....	27

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Perfis e seus respectivos pesos utilizados para as tesouras.....	18
Tabela 2 – Perfis e seus respectivos pesos utilizados para as vigas de transição.....	20
Tabela 3 – Perfis e seus respectivos pesos utilizados para as terças de cobertura.....	22
Tabela 4 – Perfis e seus respectivos pesos utilizados para as terças de fechamento.....	23
Tabela 5 - Perfis e seus respectivos pesos utilizados para as vigas de travamento.....	25
Tabela 6 – Comparação de custo entre as estruturas de cobertura dos projetos proposto e executado.....	26

## LISTA DE SÍMBOLOS

$Q$  – pressão dinâmica

$V_k$  – Velocidade característica do vento

$V_0$  – Velocidade básica do vento

$C_{pi1}$  e  $C_{pi2}$  – Coeficientes de pressão interna do vento

# SUMÁRIO

<b>1 Introdução</b> .....	12
<b>2 Análise e Dimensionamento</b> .....	13
<b>2.1 Carregamentos</b> .....	13
<b>2.2 Coeficientes de pressão e de forma externos para as paredes</b> .....	14
<b>2.3 Coeficientes de pressão externa para o telhado com duas águas</b> .....	15
<b>2.4 Coeficientes de pressão interna</b> .....	15
<b>3 Dimensionamento das Estruturas que Compõe o Pavilhão</b> .....	16
<b>3.1 Tesouras</b> .....	16
<b>3.2 Vigas de transição</b> .....	17
<b>3.3 Terças de cobertura</b> .....	19
<b>3.4 Terças de fechamento</b> .....	21
<b>3.5 Vigas de travamento da tesoura e de contraventamento da cobertura</b> .....	22
<b>4 Análise dos Resultados</b> .....	24
<b>5 Conclusão</b> .....	26
<b>6 Referências Bibliográficas</b> .....	27

## 1 Introdução

A utilização do sistema construtivo em estruturas metálicas vem sendo amplamente difundido, visto que o mesmo traz vantagens interessantes, como a alta resistência do material nos diversos estados de tensão, a grande margem para segurança no trabalho e os elementos poderem ser desmontados e substituídos com facilidade (BELLEI, 2004). Entretanto, é notória a diferença entre projetos dimensionados por diferentes escritórios de cálculo, visto que se pode assumir diferentes opções para os dimensionamentos, gerando, assim, consequências que se refletem no custo. Na elaboração do projeto de estruturas metálicas, assim como em outras modalidades, o engenheiro precisa dispor de uma série de informações para desenvolver o seu trabalho. Pode-se citar os seguintes elementos como necessários para a escolha da solução mais adequada: particularidades do local da obra, detalhamento das necessidades do cliente, prazos e custos de execução.

No contexto do presente trabalho, o cliente tem a necessidade de ampliação de seu pavilhão para que tivesse maior espaço para um centro de distribuição. Assim, foram dimensionados os elementos estruturais para compor a cobertura metálica de uma ampliação que tem por dimensões 120m de comprimento e 125m de largura. Porém, como exigência do cliente, foi mantida a linha da cumeeira original, gerando, assim, uma assimetria na tesoura. A planta baixa está apresentada na Figura 1, onde a área hachurada representa a parte existente da obra.

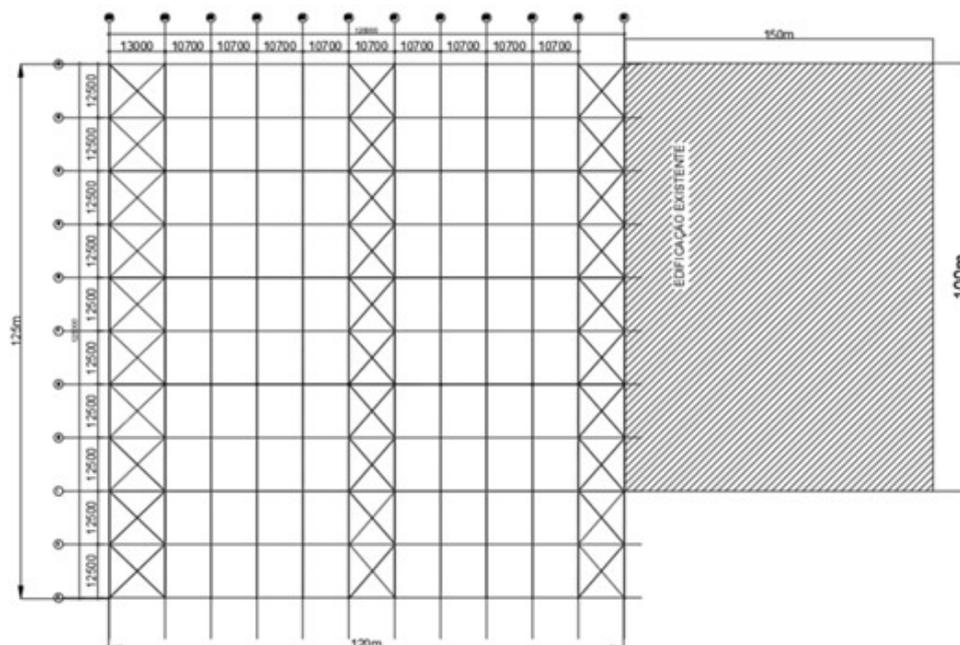


Figura 1 – Planta baixa da expansão projetada.

Foram dimensionadas, portanto, as tesouras, as vigas de transição, as terças de cobertura, as terças de fechamento, as vigas de travamento da tesoura e o contraventamento. Todo o processo de dimensionamento se baseou na criação da geometria das subestruturas, na definição dos carregamentos atuantes, com diferentes combinações desses carregamentos, e na otimização do modelo através da melhor escolha dos diferentes perfis metálicos a serem empregados.

## 2 Análise e Dimensionamento

Para a análise da estrutura e dimensionamento de seus elementos, foram utilizadas as ações a seguir apresentadas.

### 2.1 Carregamentos

As cargas permanentes consideradas para a análise e dimensionamento dos elementos estruturais totalizaram  $12\text{kgf/m}^2$  ( $0,12\text{ kN/m}^2$ ); a sobrecarga mínima de norma é de  $25\text{kgf/m}^2$  ( $0,25\text{ kN/m}^2$ ) e a sobrecarga de utilidades é também de  $25\text{kgf/m}^2$  ( $0,25\text{ kN/m}^2$ ).

Para a determinação da pressão dinâmica, foi necessário determinar os parâmetros de velocidade básica do vento, tais como o fator topográfico, o fator estatístico e a velocidade característica, conforme a norma NBR 6123 (ABNT, 1988). Definindo-se estes parâmetros, foi possível calcular a pressão dinâmica do vento. Ainda, visto que a edificação se localizaria em Eldorado do Sul – RS, chegou-se a uma velocidade básica do vento de  $45\text{m/s}$ .

O fator topográfico  $S_1$ , que leva em consideração as variações do relevo do terreno, e considerando-se, a partir do item 5.2.a da norma NBR 6123 (ABNT, 1988), terreno plano ou fracamente acidentados, definiu-se este fator como sendo igual a 1. O terreno ficou classificado como de categoria III, ou seja, terrenos planos ou ondulados com obstáculos, bem como a sua classe como sendo a C, definida quando toda a edificação ou parte dela possua a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal excedendo  $50\text{m}$ . Assim, utilizando-se a tabela 2 da norma NBR 6123 (ABNT, 1988), e tendo em vista a categoria e classe, chegou-se a um fator  $S_2$  de  $0,915$ . Já o fator estatístico  $S_3$ , que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, foi obtido de acordo com a tabela 3 da norma NBR 6123 (ABNT, 1988), grupo 3 – “Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)”, definindo-se o valor de  $0,95$ . A velocidade característica é determinada de acordo com a expressão:

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (1)$$

Depois, foi possível determinar a pressão dinâmica através da expressão:

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

Segundo o anexo A da NBR6123 (ABNT, 1988), e considerando que a obra possui dimensão que excede 80m, pode-se fazer a normalização da velocidade para a redução do fator  $S_2$ , diminuindo a carga dinâmica. Assim, chegou-se a um novo valor do fator  $S_2$ , igual a 0,852 e, portanto, aos valores finais de velocidade característica de pressão dinâmicas  $V_k$  de 36,41m/s e a uma carga  $q$  de 82,88kgf/m<sup>2</sup>. (0,83 kN/m<sup>2</sup>)

## 2.2 Coeficientes de pressão e de forma externos para as paredes

Os coeficientes de pressão e de forma externos para as paredes foram definidos a partir da altura relativa da edificação e, posteriormente, através de um intervalo referente à proporção das dimensões da mesma, de acordo com a tabela 4 da norma NBR 6123 (ABNT, 1988). Feita a classificação, foram obtidos os seguintes valores de coeficientes mostrados na Figura 2 para os ventos de 0 e 90 graus.

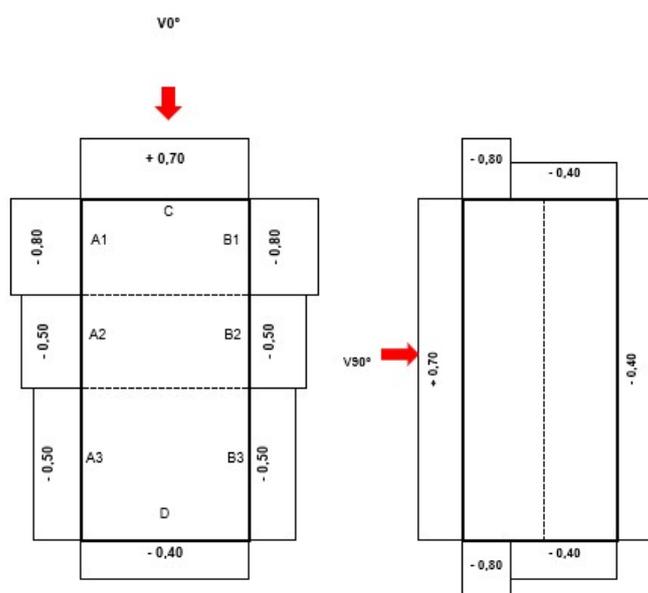


Figura 2 – Coeficientes de pressão e de forma externos de parede.

### 2.3 Coeficientes de pressão externa para o telhado com duas águas

Os coeficientes de pressão externa para telhados com duas águas foram definidos a partir da altura relativa da edificação e, posteriormente, através do ângulo de inclinação dos telhados, que era de 1,72 grau. O telhado da cobertura seria assimétrico, visto que existe um trecho de 50m e outro trecho de 75m determinados pela linha da cumeeira. Porém, como em ambos os trechos a inclinação é a mesma, foi utilizado os valores dados pela tabela 5 da NBR 6123 (ABNT, 1988), para coeficientes de pressão e de forma externos em telhados simétricos com duas águas, o que pode gerar, assim, um erro não avaliado neste trabalho. Interpolando-se linearmente os valores para o ângulo em questão, chegou-se aos valores mostrados na Figura 3.

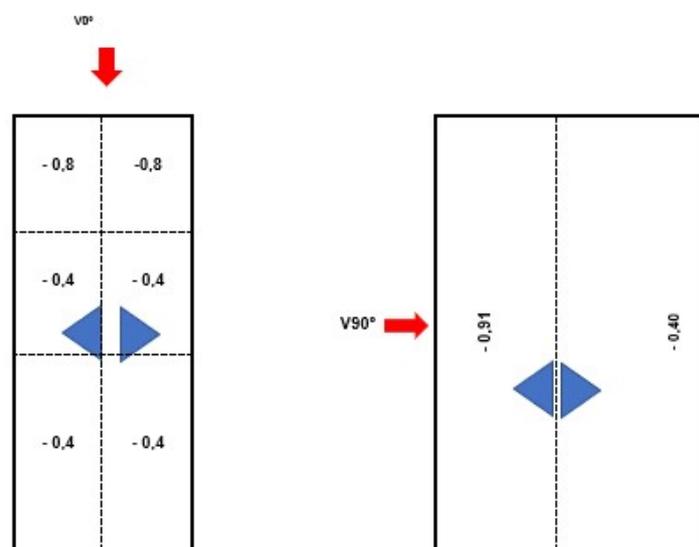


Figura 3 – Coeficientes de pressão externa para telhado com duas águas.

### 2.4 Coeficientes de pressão interna

A partir do item 6.2.5 da norma NBR 6123 (ABNT, 1988), para edificações com paredes internas permeáveis, a pressão interna pode ser considerada uniforme. Assim, adotaram-se os seguintes valores de vento perpendicular a uma face:  $C_{pi1}$  igual a  $+0,2$  para vento perpendicular a uma face permeável; e  $C_{pi2}$  igual a  $-0,3$  para vento perpendicular a uma face impermeável.

### 3 Dimensionamento das Estruturas que Compõe o Pavilhão

#### 3.1 Tesouras

Para que fosse seguido o mesmo eixo da cumeeira do pavilhão já existente, e visto que foi adotada uma geometria onde o primeiro trecho das tesouras deveria ter 50m e o segundo 75m, determinou-se um ângulo de  $1,72^\circ$  para as mesmas, conforme é apresentado na Figura 4.

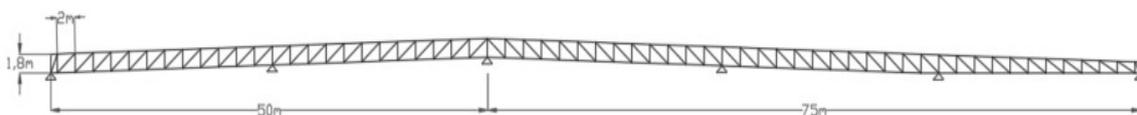


Figura 4 – Geometria das tesouras.

Para o dimensionamento, utilizou-se o peso próprio da estrutura, a sobrecarga, a sobrecarga útil e as cargas de vento. Para o cálculo das cargas de vento se fez uma combinação dos parâmetros  $C_{pi1}$ ,  $C_{pi2}$  e os valores dos coeficientes de pressão e de forma externos para telhados com duas águas, de acordo com a tabela 5 da NBR 6123, para ventos a  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $180^\circ$  e  $270^\circ$ , seguidas da multiplicação dos valores obtidos pela pressão dinâmica  $q$ . Obteve-se, assim, o valor da carga de vento para cada uma das águas da tesoura para as diferentes composições de vento. Das doze tesouras, onze possuíam uma área de influência delimitada por 10,7m para cada lado, enquanto apenas uma possuía uma delimitação de 11,85m, referente a um vão de 13m.

Foram utilizadas, então, nove combinações diferentes de cargas que englobavam o peso próprio, cargas permanentes, sobrecargas, sobrecargas úteis e cada um dos ventos, individualmente, para se chegar ao modelo de estrutura que, após otimizações, ficaram com o peso final que é dado na Tabela 1.

Tabela 1 – Perfis e seus respectivos pesos utilizados para as tesouras.

<b>Tesoura com 125m e área de influência de 10,7m</b>				
<b>Grupo</b>	<b>Perfil</b>	<b>Aço</b>	<b>L total (cm)</b>	<b>Peso(kgf)</b>
1	U300 x 18	ASTM A36	22663,53	4064,77
2	U300 x 23,65	ASTM A36	415,2	98,23
3	U300 x 21,66	ASTM A36	411,88	89,23
4	U300 x 28,64	ASTM A36	205,9	58,98
5	U300 x 23,48	ASTM A36	1441,66	338,52
6	2U300 x 12,00	ASTM A36	15938,6	1913,68
7	2U300 x 15,41	ASTM A36	551,54	85,01
8	2U300 x 10,87	ASTM A36	11028,64	1199,49
TOTAL				7847,9
<b>Tesoura com 125m e área de influência de 11,85m</b>				
<b>Grupo</b>	<b>Perfil</b>	<b>Aço</b>	<b>L total (cm)</b>	<b>Peso(kgf)</b>
1	U210 x 14,15	COS-CIVIL 300	24517,11	5922,38
2	U235 x 25,40	COS-CIVIL 300	415,2	105,47
3	U210 x 28,14	COS-CIVIL 300	205,86	57,94
4	2U120 x 10,87	COS-CIVIL 300	16185,7	1760,09
5	2U120 x 13,41	COS-CIVIL 300	1085,35	145,56
6	2U100 x 12	COS-CIVIL 300	4499,88	540,28
7	2U100 x 10,87	COS-CIVIL 300	4139,84	450,26
8	2U100 x 6	COS-CIVIL 300	1608,01	97,13
TOTAL				9079,11

### 3.2 Vigas de transição

As vigas de transição devem atuar entre dois vãos de tesoura, sendo esse vão de 21,4m. Assim, foi dividido esse intervalo em partes iguais, o que gerou peças com 1,78m de espaçamento, bem como uma altura de 1,80m para que se tenha a mesma altura da tesoura.

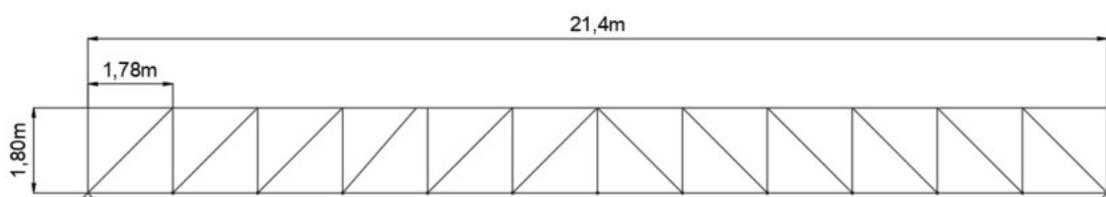


Figura 5 – Geometria das vigas de transição.

As cargas das vigas de transição foram obtidas através da análise estrutural realizada para o dimensionamento das tesouras, pois as reações dos apoios das tesouras atuam como cargas para a viga de transição.

As tesouras possuem seis apoios, como mostrado na Figura 6.



Figura 6 – Pontos de apoio das tesouras.

Existe uma viga de transição nos eixos C, E, G e I, transversais às tesouras, onde cada uma recebe uma carga diferente, visto que, em uma viga de transição, a mesma sofre influência de três tesouras diferentes, onde apenas a tesoura central aplica a totalidade da carga. Como a viga de transição é simplesmente apoiada nas extremidades, utilizou-se a metade da carga, pois a mesma é compartilhada com a viga de transição seguinte.

Conforme mostra a Figura 7, destaca-se a carga permanente para a viga de transição do eixo C. Existe uma tesoura nos nós 1, 2 e 3 da viga de transição, cada uma delas possuindo uma reação de 5002,38 kgf (50,0 kN). Assim, utilizou-se a totalidade dessa carga para a parte central da viga de transição e metade dela para as extremidades, onde há outra viga de transição que recebe a outra metade dessa carga.

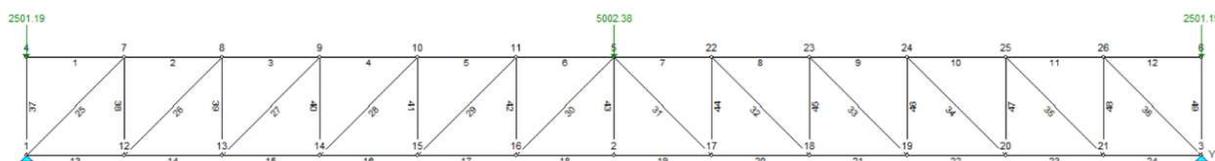


Figura 7 – Exemplo de carga na viga de transição.

A partir dos valores das cargas obtidos para as vigas de transição, utilizou-se a mesma combinação de cargas das tesouras para se realizar um dimensionamento inicial que, após otimização, rendeu os perfis e respectivos pesos mostrados na Tabela 2.

Tabela 2 – Perfis e seus respectivos pesos utilizados para as vigas de transição.

<b><i>Vigas de transição dos eixos C, E e G</i></b>				
<b>Grupo</b>	<b>Perfil</b>	<b>Aço</b>	<b>L total</b>	<b>Peso(kgf)</b>
1	W310 x 21	ASTM A572 GR50	2496,66	533,09
2	W310 x 28,3	ASTM A572 GR50	1069,92	306,56
3	W310 x 38,7	ASTM A572 GR50	713,34	278,31
4	2U140 x 12,78	ASTM A36	5380,56	687,82
			TOTAL	1805,77
<b><i>Vigas de transição do eixo I</i></b>				
<b>Grupo</b>	<b>Perfil</b>	<b>Aço</b>	<b>L total</b>	<b>Peso(kgf)</b>
1	W310 x 21	ASTM A572 GR50	1783,32	380,77
2	W310 x 28,3	ASTM A572 GR50	1426,64	408,77
3	W310 x 38,7	ASTM A572 GR50	713,29	278,29
4	W310 x 44,5	ASTM A572 GR50	356,67	160,15
5	U140 x 12,78	ASTM A36	5380,56	687,82
			TOTAL	1915,8

### 3.3 Terças de cobertura

Tendo em vista que se teria dois vãos diferentes, um com 13m e outro com 10,7m, foi necessário se utilizar duas geometrias diferentes, como mostram as Figuras 8 e 9. Para ambas as geometrias, adotou-se uma terça de cobertura simplesmente apoiada, bem como a utilização de mãos francesas conectadas à tesoura.

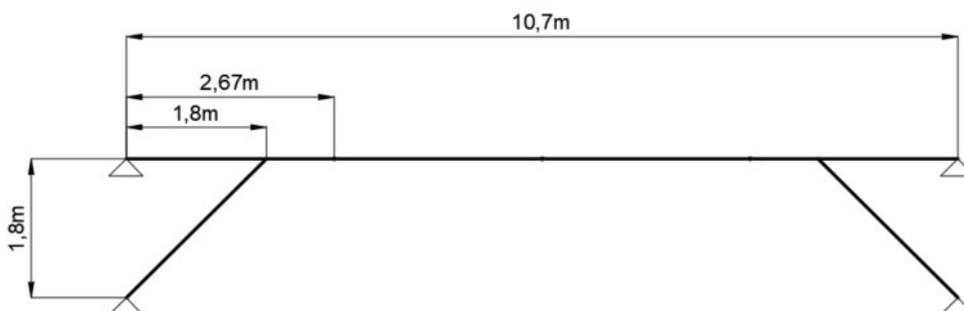


Figura 8 – Geometria de terça de cobertura para o vão de 10,7m.

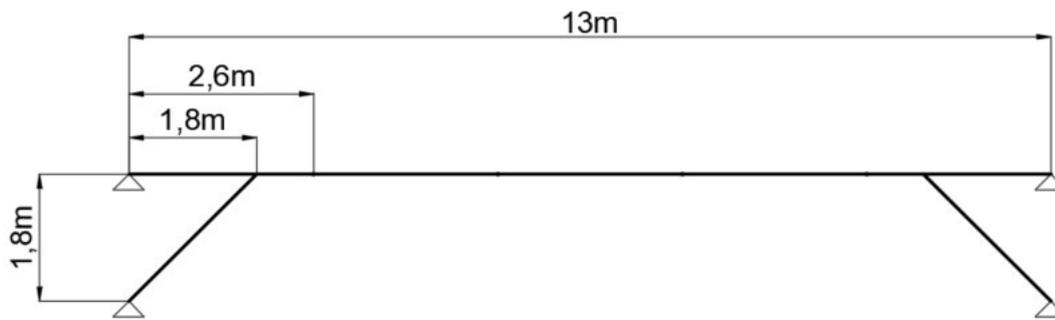


Figura 9 – Geometria de terça de cobertura para o vão de 13m.

As terças de cobertura de 10,7m foram divididas em quatro partes iguais de 2,67m, travadas com outro perfil metálico. As terças de cobertura de 13m foram divididas em cinco partes iguais de 2,6m, também travadas com outro perfil metálico.

As cargas adotadas para a terça de cobertura foram o peso próprio, as cargas permanentes, a sobrecarga, a sobrecarga útil e a carga de vento crítica. Para a definição da carga de vento foi utilizada a combinação dos valores dos coeficientes de pressão e de forma externos para telhados com duas águas para ventos a 90°, igual a 0,8344, somados com o coeficiente de pressão interna,  $C_{pi1}$ , de 0,2, resultando em um total de 1,0344. Após a multiplicação da área de influência da terça pelo valor da carga de vento e a pior combinação dos coeficientes, obteve-se o valor de 175,85 kgf/m (1,76 kN/m), que foi utilizado como carga de vento para o dimensionamento.

Foi utilizada apenas duas combinações de carga, onde, na primeira, foi feita a combinação entre o peso próprio, as cargas permanentes, a sobrecarga e a sobrecarga útil. Na segunda, entre o peso próprio, as cargas permanentes e a carga de vento.

A partir dos valores das cargas obtidos e utilizando-se das combinação de carga descritas, realizou-se um dimensionamento inicial que, após otimizado, rendeu os perfis mostrados na Tabela 3.

Tabela 3 – Perfis e seus respectivos pesos utilizados para as terças de cobertura.

<b>Terça de cobertura de 10,7m</b>				
<b>Grupo</b>	<b>Perfil</b>	<b>Aço</b>	<b>L total</b>	<b>Peso(kgf)</b>
1	UENR 160 x 6,65	ASTM A36	1069,98	71,21
2	L 80 x 2,66	ASTM A36	509,12	16,44
			TOTAL	87,65
<b>Terça de cobertura de 13m</b>				
<b>Grupo</b>	<b>Perfil</b>	<b>Aço</b>	<b>L total</b>	<b>Peso(kgf)</b>
1	UENR 160 x 14,41	ASTM A36	1299,98	187,4
2	L 80 x 4,76	ASTM A36	509,12	28,63
			TOTAL	216,03

### 3.4 Terças de fechamento

O fechamento do centro de distribuição se dá em torno de três vãos diferentes, que representam o entorno do mesmo, ou seja: 10,7m; 12,5m e 13m. Para cada um desses vãos foi necessário se projetar uma terça de fechamento independente, gerando assim as três geometrias representadas na Figura 10.

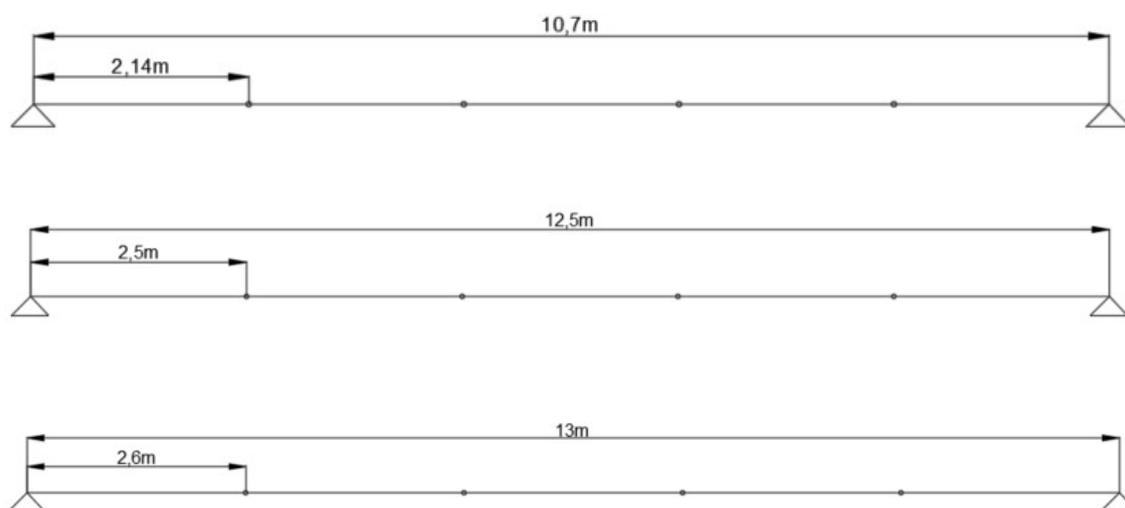


Figura 10 – Geometria de terça das terças de fechamento.

As cargas adotadas para as terças de fechamento foram o peso próprio, as cargas permanentes e a carga de vento. A altura total do fechamento era de 12,02m, diminuindo-se a parte inferior que teria 0,95m de alvenaria e dividindo-se o restante por seis partes, ou seja, o mesmo número de terças, o que resultou em 1,84m. Tal distância foi utilizada para delimitar a área de influência para a carga permanente.

Para a definição da carga de vento foi utilizada a combinação dos valores dos coeficientes de pressão e de forma externos para telhados com duas águas para ventos a 90°, igual a 0,8344, somados com o coeficiente de pressão interna, Cpi1, de 0,2, o que resultou num total de 1,0344. Após a multiplicação da área de influência da terço, do valor da carga de vento e a pior combinação dos coeficientes, obteve-se o valor de 157,074 kgf/m (1,57 kN/m), que foi utilizado como carga de vento para o dimensionamento das terças de cobertura.

Foram utilizadas apenas duas combinações de carga, onde, na primeira, foi feita a combinação entre o peso próprio e as cargas permanentes. Na segunda, entre o peso próprio, as cargas permanentes e o vento.

A partir dos valores das cargas obtidos e utilizando-se da combinação de cargas descritas, obteve-se um dimensionamento inicial que, após otimização, resultou nos perfis mostrados na Tabela 4.

Tabela 4 – Perfis e seus respectivos pesos utilizados para as terças de fechamento.

<b><i>Terço de fechamento de 13m</i></b>				
<b>Grupo</b>	<b>Perfil</b>	<b>Aço</b>	<b>L total</b>	<b>Peso(kgf)</b>
1	UENR 400 x 15,88	ASTM A36	1069,98	169,97
			TOTAL	169,97
<b><i>Terço de fechamento de 12,5m</i></b>				
<b>Grupo</b>	<b>Perfil</b>	<b>Aço</b>	<b>L total</b>	<b>Peso(kgf)</b>
1	UENR 400 x 15,88	ASTM A36	499,03	79,27
2	UENR 400 x 24,35	ASTM A36	750,95	182,93
			TOTAL	262,2
<b><i>Terço de fechamento de 13m</i></b>				
<b>Grupo</b>	<b>Perfil</b>	<b>Aço</b>	<b>L total</b>	<b>Peso(kgf)</b>
1	UENR 400 x 15,88	ASTM A36	520,03	82,61
2	UENR 400 x 24,35	ASTM A36	779,95	189,99
			TOTAL	272,6

### 3.5 Vigas de travamento da tesoura e de contraventamento da cobertura

A combinação das vigas de travamento da tesoura e de contraventamento da cobertura formaram um diafragma rígido que garantiria a estabilidade da obra durante a sua vida útil, bem como na sua fase de montagem.

Para se chegar na geometria final das vigas de travamento e do contraventamento, primeiramente foi calculada a carga de vento incidente na parede do oitão da edificação, a qual transmite uma carga horizontal para o pilar. Dessa forma, foi então utilizado um modelo fictício de

viga treliçada para se obter as solicitações em seus montantes para as vigas de travamento da tesoura, e em suas diagonais para os contraventamentos.

A viga treliçada fictícia em questão se encontraria transversal à tesoura, posicionada como se fosse uma grelha. Porém, as solicitações são no mesmo plano da estrutura, comportando-se assim, de fato, como numa treliça. A mesma está representada na Figura 11, na qual, das barras 31 até a 41, tem-se os montantes que representariam as vigas de travamento e, das barras 21 até a 30, ter-se-ia as diagonais que representariam os contraventamentos.

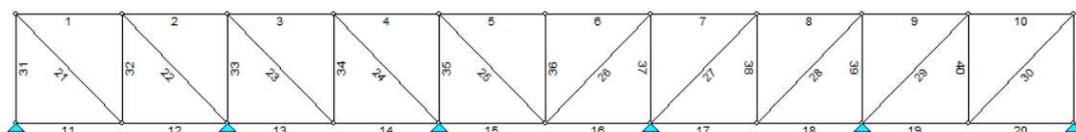


Figura 11 – Treliça fictícia usada para o cálculo de esforços.

Necessitar-se-ia de dois perfis de viga de travamento, visto que há um vão de 13m e outros de 10,7m. Estes estão representados nas Figuras 12 e 13.

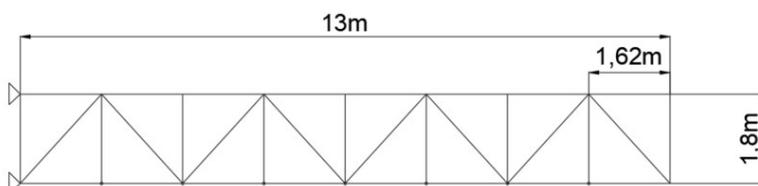


Figura 12 – Geometria da viga de travamento da tesoura para o vão de 13m.

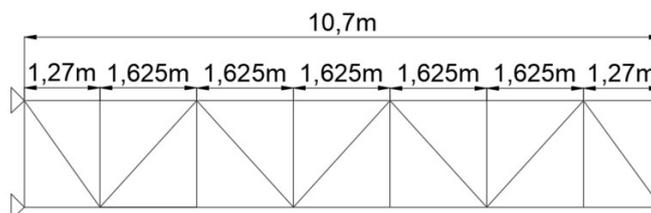


Figura 13 – Geometria da viga de travamento da tesoura para o vão de 10,7m.

Utilizou-se apenas uma combinação com as cargas de vento resultante da análise já descrita, obtendo-se um dimensionamento inicial que, após otimização, gerou os perfis da Tabela 5.

Tabela 5 – Perfis e seus respectivos pesos utilizados para as vigas de travamento.

<b>Viga de travamento da tesoura de 10,7m</b>				
<b>Grupo</b>	<b>Perfil</b>	<b>Aço</b>	<b>L total</b>	<b>Peso(kgf)</b>
1	U230 x 12,37	ASTM A36	2599,98	321,71
2	2U40 x 3,23	ASTM A36	3559,99	115,27
			TOTAL	436,98
<b>Viga de travamento da tesoura de 13m</b>				
<b>Grupo</b>	<b>Perfil</b>	<b>Aço</b>	<b>L total</b>	<b>Peso(kgf)</b>
1	U230 x 12,37	ASTM A36	2140,96	264,91
2	2U40 x 3,23	ASTM A36	3095,39	100,22
			TOTAL	365,14

Para se definir o tirante utilizado no contraventamento, foi utilizada a carga crítica das barras diagonais da viga treliçada previamente descrita. Utilizando-se a carga de 8470kgf (84,7 kN), a partir da expressão definida no item 5.2.2 da norma NBR 8800 (ABNT, 2008) – “Força axial resistente de cálculo”, subitem a – “para escoamento da seção bruta”, chegou-se ao diâmetro de 21,58mm para o cabo de contraventamento, utilizando o aço ASTM A36 com limite de escoamento de 250MPa. Para o cálculo do peso do contraventamento, utilizou-se o valor de 1,2 vezes a área de cobertura da estrutura, totalizando assim, um peso de 18000 kgf (180 kN).

#### 4 Análise dos Resultados

A partir do dimensionamento das estruturas descrito anteriormente, foi calculada a quantidade de peças necessária para a estrutura completa da cobertura metálica do pavilhão do centro de distribuição considerado. A partir dos pesos unitários multiplicados pela quantidade de peças necessárias, obteve-se o peso total.

Foi utilizado o preço hipotético de R\$ 12,00 por kg de aço para efeitos de custo e análise da diferença entre a estrutura executada e a projetada neste trabalho. Todo o detalhamento de quantidade, peso unitário, peso total e custo em R\$ dos dois projetos, bem como a diferença entre eles, estão resumidos na Tabela 6.

Tabela 6 – Comparação de custos entre as estruturas de cobertura dos projetos proposto e executado.

Estrutura	Peças	Calculado			Peças	Utilizado na obra			Diferença		
		Peso unitário (kgf)	Peso total (kgf)	Custo (R\$)		Peso unitário (kgf)	Peso total (kgf)	Custo (R\$)	Peso (kgf)	Custo (R\$)	%
Tesoura 125m - Área de Influência de 10,7m	11	7847,9	86326,9	1.035.922,80	11	5004,89	55053,79	660.645,48	31273,11	375.277,32	57
Tesoura 125m - Área de Influência de 11,85m	1	9079,11	9079,11	108.949,32	1	5411,22	5411,22	64.934,64	3667,89	44.014,68	68
Viga de transição do eixo C	5	1805,77	9028,85	108.346,20	1	8375,76	8375,76	100.509,12	653,09	7.837,08	8
Viga de transição do eixo E	5	1805,77	9028,85	108.346,20	1	7940,05	7940,05	95.280,60	1088,8	13.065,60	14
Viga de transição do eixo G	5	1805,77	9028,85	108.346,20	1	7641,53	7641,53	91.698,36	1387,32	16.647,84	18
Viga de transição do eixo I	5	1915,8	9579	114.948,00	1	8375,76	8375,76	100.509,12	1203,24	14.438,88	14
Terça de cobertura de 10,7m	610	87,65	53466,5	641.598,00	610	104,23	63580,3	762.963,60	-10113,8	-	-16
Terça de cobertura de 13m	61	216,03	13177,8	158.133,96	61	126,24	7700,64	92.407,68	5477,19	65.726,28	71
Terça de fechamento de 10,7m	70	169,97	11897,9	142.774,80	70	89,63	6274,1	75.289,20	5623,8	67.485,60	90
Terça de fechamento de 13m	7	272,6	1908,2	22.898,40	7	108,9	762,3	9.147,60	1145,9	13.750,80	150
Terça de fechamento de 12,5m	96	272,6	26169,6	314.035,20	96	154,62	14843,52	178.122,24	11326,08	135.912,96	76
Viga de travamento da tesoura de 13m	7	436,98	3058,8	36.706,32	7	389,71	2727,97	32.735,64	330,89	3.970,68	12
Viga de travamento da tesoura de 10,7m	14	365,14	5111,9	61.343,52	14	246,26	3447,64	41.371,68	1664,32	19.971,84	48
Contraventamento		18000	18000	216.000,00		18000	18000	216.000,00	0	-	-
Chaparia		29134,8	26486,2	317.834,89		21013,4	21013,45	252.161,50	8121,40	97.456,89	26
Totais		87274,7	291348,6	3.496.183,81		82982,2	231148,0	2.773.776,46	62849,23	754.190,85	26

Nota-se uma considerável diferença entre o peso da terça de cobertura de 10,7m adotada na obra e a projetada neste trabalho, de 16%, devido à diferença entre as soluções adotadas. Na obra executada foi utilizada uma terça contínua, pois o cliente decidiu que não queria que fossem utilizadas terças diferentes das do pavilhão já existente. A terça proposta neste trabalho, simplesmente apoiada e utilizando mãos francesas, reduziu muito o vão da estrutura, tornando

possível a utilização de perfis mais leves. Na Figura 14, pode-se analisar de forma gráfica as diferenças entre os custos de cada uma das estruturas de cobertura.

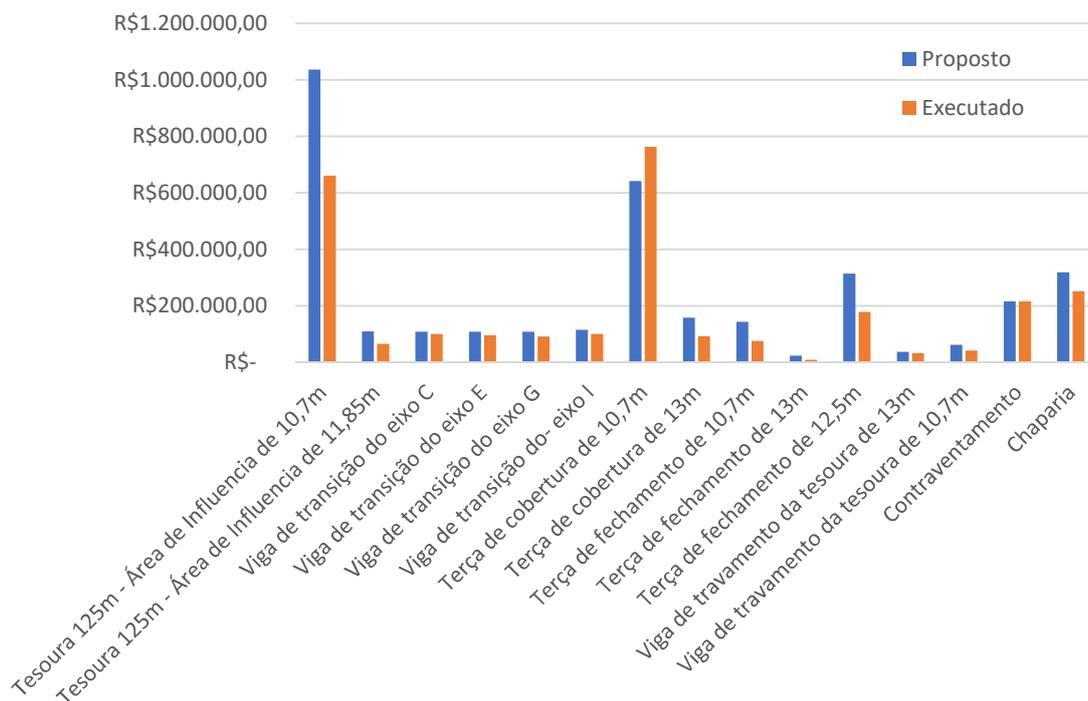


Figura 14 – Gráfico de comparação de custo entre projeto proposto e executado por peça.

## 5 Conclusão

Neste trabalho, foi realizado um estudo de custo para a utilização de estrutura de cobertura metálica comparando o projeto executado em obra com o aqui considerado, onde foram apresentados os critérios de dimensionamento, bem como todos os perfis e seus respectivos pesos.

Pelos resultados, verificou-se que o projeto executado, mesmo assim, teve em sua elaboração uma otimização mais aprofundada, levando em consideração uma gama maior de perfis para um mesmo elemento estrutural. Isto não foi feito no projeto proposto, de forma a visar uma maior agilidade de produção e montagem. Essa diferença explicaria os custos elevados dos elementos estruturais considerados no projeto proposto em relação ao executado, o que talvez fosse compensado com a velocidade de produção e montagem, bem como minimizaria possíveis erros.

Contudo, os aspectos financeiros aqui levantados devem ser levados em consideração, pois, apesar de simplificar a estrutura, a capacidade estrutural dos perfis acaba não sendo bem aproveitada e, devido ao alto custo da matéria-prima, a padronização dos perfis tende a onerar a estrutura.

Deste modo, mostra-se indispensável a leitura do projeto de uma maneira global durante o seu dimensionamento, levando em conta tanto os cálculos estruturais, bem como o processo de fabricação, montagem e custo da matéria-prima. Essa melhor leitura e maior empenho durante as definições dos perfis gera diferenças significativas no custo para a empresa, custo esse que, neste trabalho ficou no valor de R\$ 754.190,85, ou seja, um montante importante.

## 6 Referências Bibliográficas

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

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800:2008: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BELLEI, I. H. Edifícios industriais em aço: projeto e cálculo. 5. ed. São Paulo: Pini, 2004.