

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA
CAMPUS CAJAZEIRAS

TASSO DA SILVA FERREIRA

**ANÁLISE COMPARATIVA DO CONSUMO DE AÇO EM DIFERENTES TIPOS
DE TRELIÇAS METÁLICAS PARA COBERTURAS DE GALPÕES INDUSTRIAIS**

Cajazeiras-PB
2024

TASSO DA SILVA FERREIRA

**ANÁLISE COMPARATIVA DO CONSUMO DE AÇO EM DIFERENTES TIPOS
DE TRELIÇAS METÁLICAS PARA COBERTURAS DE GALPÕES INDUSTRIAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à
Coordenação do Curso de Bacharelado em
Engenharia Civil do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba-
Campus Cajazeiras, como parte dos requisitos
para a obtenção do Título de Bacharel em
Engenharia Civil

Orientador: Prof. Leonardo Pereira de Lucena
Silva.

Cajazeiras-PB
2024

IFPB / Campus Cajazeiras
Coordenação de Biblioteca
Biblioteca Prof. Ribamar da Silva
Catalogação na fonte: Cícero Luciano Félix CRB-15/750

F383a Ferreira, Tasso da Silva.
Análise comparativa do consumo de aço em diferentes tipos de treliças metálicas para coberturas de galpões industriais / Tasso da Silva Ferreira. – 2024.

101f. : il.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Cajazeiras, 2024.

Orientador(a): Prof. Me. Leonardo Pereira de Lucena Silva.

1. Construção civil. 2. Treliça estrutural. 3. Cobertura metálica. 4. Construções metálicas. I. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba. II. Título.

TASSO DA SILVA FERREIRA

ANÁLISE COMPARATIVA DO CONSUMO DE AÇO EM DIFERENTES TIPOS DE TRELIÇAS METÁLICAS PARA COBERTURAS DE GALPÕES INDUSTRIAIS

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, *Campus* Cajazeiras, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 25 de setembro de 2024.

BANCA EXAMINADORA

Documento assinado digitalmente



LEONARDO PEREIRA DE LUCENA SILVA

Data: 22/10/2024 09:29:46-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Leonardo Pereira de Lucena Silva – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Orientador

Documento assinado digitalmente



DANIEL TORRES FILHO

Data: 22/10/2024 16:23:41-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Daniel Torres Filho – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Examinador 1

Documento assinado digitalmente



SEBASTIAO SIMAO DA SILVA

Data: 22/10/2024 00:28:24-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Sebastião Simão da Silva – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Examinador 2

Dedico este trabalho aos meus pais, pelo apoio incondicional, pelos valores que me transmitiram e por estarem sempre ao meu lado em todas as etapas da minha jornada. Sem o incentivo, compreensão e amor de vocês, este momento não seria possível. Agradeço por acreditarem em mim e por me ensinarem a persistir diante dos desafios da vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pelo dom da vida, pela força e pela sabedoria concedidas em cada etapa dessa jornada. Sem Sua graça e orientação, não teria chegado até aqui.

Aos meus pais, agradeço profundamente por todo o apoio incondicional ao longo desta jornada. Vocês foram meu alicerce em todos os momentos, oferecendo não apenas amor e encorajamento, mas também o exemplo de dedicação e perseverança que sempre me inspirou. Sem suas palavras de incentivo e sacrifícios diários, essa conquista não seria possível. Cada passo dado até aqui carrega a marca do esforço e carinho que sempre me ofereceram. Muito obrigado por acreditarem em mim, mesmo quando eu duvidei.

Aos professores, expresso minha profunda gratidão por todo o conhecimento compartilhado, pela paciência e por serem exemplos de dedicação ao ensino. Cada contribuição foi essencial para a construção deste trabalho.

Aos meus colegas e amigos de classe, agradeço pela parceria, pela troca de ideias e pelo apoio mútuo durante essa jornada. Vocês foram fundamentais para tornar essa caminhada mais leve e enriquecedora.

Agradeço de maneira especial ao meu orientador e primo, Prof. Leonardo Pereira, por todo o apoio, paciência e orientação ao longo desta jornada. Sua dedicação e comprometimento foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho, e seu incentivo constante me ajudou a superar os desafios com confiança.

Por fim, agradeço ao Instituto Federal da Paraíba (IFPB), *Campus* Cajazeiras pela estrutura e pelas oportunidades oferecidas, proporcionando um ambiente de aprendizado que foi essencial para meu desenvolvimento acadêmico e profissional.

RESUMO

Segundo Relatório da ONU apresentando na COP27, a construção civil foi responsável por cerca de 37% das emissões de CO₂ relacionadas a energia e processos em 2021. Assim, é fundamental a proposição de novos métodos construtivos que sejam mais sustentáveis e que permitam a redução na emissão de gases estufa. Nesse contexto as estruturas metálicas apresentam-se como uma possível solução, pois apresentam um menor impacto ambiental na sua produção, uma maior reciclabilidade, maior eficiência no seu transporte e maior durabilidade. Desta feita o presente Trabalho de Conclusão de Curso tem por objetivo a realização de um estudo comparativo do consumo de aço de três diferentes tipos de treliças estruturais comumente utilizadas em coberturas metálicas de galpões industriais leves. Foi feita uma avaliação de múltiplos fatores, objetivando a determinação do consumo de aço de quatro tamanhos diferentes para cada um dos tipos de treliças escolhidos. A metodologia consistiu de início no levantamento de cargas que venham a agir sobre cada um dos tipos estruturais, seguido do dimensionamento de acordo com a norma brasileira de projeto de estruturas em aço (NBR 8800), bem como o uso de softwares e planilhas eletrônicas. Os resultados indicam que a treliça trapezoidal apresenta menores taxas de consumo de aço em relação as outras analisadas, mostrando melhor resultado sob o ponto de vista de uso de aço e resposta estrutural. Os tipos de treliças mista e treliça de banzos paralelos apresentam taxa de consumo de aço mais altas. Com isso, o estudo desenvolvido resulta em dados que auxiliam a arquitetos e engenheiros a definição de sistemas estruturais mais adequados para galpões industriais leves, visando economia.

Palavras-chave: pórticos treliçados; galpão metálico; construções metálicas;

ABSTRACT

According to a UN report presented at COP27, civil construction accounted for approximately 37% of CO₂ emissions related to energy and processes in 2021. Therefore, it is crucial to propose more sustainable construction methods that can reduce greenhouse gas emissions. In this context, metal structures emerge as a potential solution, as they have a lower environmental impact during production, higher recyclability, increased transport efficiency, and greater durability. This Course Completion Work aims to conduct a comparative study of the steel consumption in three different types of structural trusses commonly used in metal roofs of light industrial sheds. A multi-factor evaluation was performed to determine the steel consumption of four different spans for each of the selected truss types. The methodology began with assessing the loads acting on each structural type, followed by designing according to the Brazilian standard for steel structure design (NBR 8800), and utilizing software and electronic spreadsheets. The results indicate that the trapezoidal truss has the lowest steel consumption rate compared to the others analyzed, showing superior performance in terms of consumption rate and structural response. The mixed trusses and parallel flange trusses exhibited higher and very similar steel consumption rates for the larger spans. This study provides valuable insights to assist architects and engineers in selecting the most suitable structural systems for light industrial warehouses, aiming at cost savings.

Keywords: lattice porticoes; metal shed; metal constructions;

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Arranjo estrutural típico de um galpão industrial leve.....	21
Figura 2 - Vista geral de um galpão industrial leve com pórtico treliçado.....	22
Figura 3 – Pórtico com treliça trapezoidal.....	24
Figura 4 – Pórtico com treliça banzo paralelo	25
Figura 5 – Pórtico com treliça mista.....	25
Figura 6 - Taxa de consumo de aço para galpão leves comuns.....	33
Figura 7 – Mapa de isopleias	37
Figura 8 – Determinação dos parâmetros meteorológicos	38
Figura 9 - Valores mínimos do fator estatístico S3	39
Figura 10 – Inclinação do telhado	41
Figura 11 - Coeficientes de forma externa para o telhado com duas águas, com vento a 0° ...	42
Figura 12 - Coeficientes de forma externa para o telhado com duas águas, com vento a 90° .	42
Figura 13 - Comprimento das partes EG	44
Figura 14 - Valores de Cpi para quatros faces igualmente permeáveis, sendo respectivamente a 0° e 90°	45
Figura 15 - Para 0°	46
Figura 16 - Para 90°	46
Figura 17 - Cargas críticas para 0°	47
Figura 18 - Cargas críticas para 90°	47
Figura 19 - Distribuição da sobrecarga na estrutura.....	48
Figura 20 - Ilustração do telhado	50
Figura 21 - Distribuição dos painéis na estrutura	50
Figura 22 - Ilustração do telhado	51
Figura 23 - Atuação da carga permanente	53
Figura 24 - Carregamento da primeira combinação em x	55
Figura 25 - Representação do esforço cortante em x.....	56
Figura 26 - Representação do momento fletor x	56
Figura 27 - Carregamento da primeira combinação em y	56
Figura 28 - Representação do esforço cortante em y.....	56
Figura 29 - Representação do momento fletor em y.....	57
Figura 30 - Carregamento da segunda combinação em x.....	57

Figura 31 - Representação do esforço cortante em x.....	57
Figura 32 - Representação do momento fletor em x	57
Figura 33 - Carregamento da segunda combinação em y.....	58
Figura 34 -Representação do esforço cortante em y.....	58
Figura 35 - Representação do momento fletor em y	58
Figura 36 – Plano das forças cortantes na terça.....	60
Figura 37 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado	61
Figura 38 – Cargas e esforços da terça de aço dobrado.....	61
Figura 39 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado	62
Figura 40 - Deslocamento máximo para viga bi apoiada	63
Figura 41 – Treliça trapezoidal – TP-20.....	65
Figura 42 - Áreas de influência dos painéis solares	65
Figura 43 - Áreas de influência das terças.....	66
Figura 44 – Cargas pontuais das telhas e painéis do telhado.....	69
Figura 45 – Cargas pontuais das terças	70
Figura 46 – Carga permanente total na treliça.....	70
Figura 47 – Cargas pontuais devido a sobrecarga	71
Figura 48 - Cargas pontuais devido ao vento	73
Figura 49 – Treliça trapezoidal.....	73
Figura 50 – Esforço normal a carga permanente na treliça	73
Figura 51 – Esforço normal a sobrecarga na treliça	73
Figura 52 – Esforço normal a cargas de vento na treliça.....	74
Figura 53 – Nova geometria da treliça	75
Figura 54 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado	79
Figura 55 - Carga crítica.....	79
Figura 56 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado	80
Figura 57 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado	81
Figura 58 - Carga crítica.....	81
Figura 59 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado	82
Figura 60 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado	84
Figura 61 - Carga crítica.....	85
Figura 62 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado	85
Figura 63 – Cotas de metade do vão da treliça trapezoidal de 20 metros	86

Figura 64 – Taxa de consumo de aço - 20 metros	90
Figura 65 – Taxa de consumo de aço - 25 metros	90
Figura 66 – Taxa de consumo de aço - 30 metros	90
Figura 67 – Taxa de consumo de aço - 35 metros	90
Figura 68 – Taxa de consumo de aço para todos os vãos considerados	90
Figura 69 – Taxa de consumo de aço – TP.....	91
Figura 70 – Taxa de consumo de aço – TM	91
Figura 71 – Taxa de consumo de aço – BP	92
Figura 72 – Taxa de consumo de aço – todos os tipos	92
Figura 73 – Tabela de comparação entre vários tipos de galpões	93
Figura 74 – Galpão “F”	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações.....	31
Tabela 2 - Valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis	32
Tabela 3 – Classificação das dimensões da edificação.....	38
Tabela 4 – Parâmetros para cálculo do fator S2	39
Tabela 5 – Valores de velocidade característica.....	40
Tabela 6 – Valores de pressão dinâmica	40
Tabela 7 - Coeficientes de forma externos para telhado, ventos a 0° e 90°	42
Tabela 8 - Tabela de perfil U chapa dobrada.....	51
Tabela 9 - Deslocamentos máximos.....	63
Tabela 10 - Áreas de influência dos painéis solares em cada pórtico	66
Tabela 11 – Forças axiais	74
Tabela 12 - Combinações dos esforços	77
Tabela 13 – Verificação dos elementos á esbeltez limite	83
Tabela 14 – Quantitativo de aço para treliça trapezoidal com vão livre de 20 metros.....	87
Tabela 15 – Resultado obtido após os dimensionamentos	89

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT NBR – Associação Brasileira de Normas Técnicas – Norma Brasileira

ABCCEM – Associação Brasileira da Construção Metálica

ASTM - American Society for Testing and Materials

BP – Treliça de banzo paralelo

CB – Coeficiente de distribuição de momento

CBCA - Centro Brasileiro da Construção em Aço

COP27 - 27ª reunião anual da Conferência das Partes das Nações Unidas para discussões acerca das mudanças climáticas

Cpe – Coeficiente de pressão externa

Cpi – Coeficiente de pressão interna

CREA-PB – Conselho Regional de Engenheiros e Agrônomos da Paraíba

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado de Limite Último

MIC/STI – Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas

ODS – Objetivos de Desenvolvidimentos Sustentáveis

ONU – Organização das Nações Unidas

PP – Peso Próprio

TM – Treliça mista

TP – Treliça trapezoidal

LISTA DE SÍMBOLOS

γ – Gama

ψ – Psi

Σ - Somatório

α – Alfa

δ - Delta

θ - Teta

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
2	OBJETIVOS.....	19
2.1	OBJETIVO GERAL	19
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	19
3	REVISÃO DE LITERATURA	21
3.1	USO DO AÇO NO BRASIL.....	21
3.2	VANTAGENS E DESVANTAGENS DA CONSTRUÇÕES METALICAS	22
3.3	PROPRIEDADES DO AÇO.....	23
3.4	SISTEMA ESTRUTURAL DE UM GALPÃO INDUSTRIAL LEVE	24
3.5	TIPOS DE PÓRTICOS TRANVERSAIS TRELIÇADOS.....	27
3.5.1	Pórtico com treliça trapezoidal (TP)	27
3.5.2	Pórtico com treliça banzo paralelo (BP)	28
3.5.3	Pórtico com treliça mista (TM).....	28
3.6	CARGAS ATUANTES NAS ESTRUTURAS.....	28
3.6.1	Carga permanente.....	29
3.6.2	Cargas variáveis	29
3.7	COMBINAÇÕES DE ESFORÇOS	30
3.7.1	Estados limites últimos (ELU).....	32
3.7.2	Estados Limites de Serviço (ELS)	34
3.8	SEGURANÇA ESTRUTURAL	36
3.9	PARÂMETROS PARA AVLIAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL	36
4	METODOLOGIA	38
4.1	CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	38
4.2	CRITÉRIOS DE PARAMETRIZAÇÃO.....	38
4.3	CÁLCULO DAS CARGAS VARIÁVEIS	40

4.3.1	Cálculo das ações de vento	40
4.3.2	Carga total acidental (Sobrecarga)	51
4.4	CARGA PERMANENTE	51
4.4.1	Telha de cobertura	51
4.4.2	Definição do treliçado	52
4.4.3	Carregamento do sistema fotovoltaico	53
4.4.4	Pré-dimensionamento – Terça	54
4.4.5	Somatório das cargas permanentes	55
4.5	CÁLCULO DA TERÇA DE COBERTURA	55
4.5.1	Cargas permanentes da terça	56
4.5.2	Sobrecarga variável da terça	57
4.5.3	Cargas de vento da terça	57
4.5.4	Combinações de esforços para a terça	57
4.5.5	Determinação das solicitações	58
4.5.6	Estado Limite Último (ELU)	61
4.5.7	Estado Limite de Serviço (ELS)	66
4.6	CÁLCULO DA TRELIÇA DE COBERTURA	67
4.6.1	Determinação das áreas de influências	68
4.6.2	Cargas permanentes na treliça	69
4.6.3	Sobrecarga variável na treliça	73
4.6.4	Cargas de vento na treliça	74
4.6.5	Determinação das solicitações na treliça	76
4.6.6	Combinações para treliça	78
4.6.7	Dimensionamento dos elementos dos banzos	81
4.6.8	Dimensionamento dos elementos das diagonais e montantes	87
4.7	CÁLCULO DO CONSUMO DE AÇO	89

5	RESULTADOS E ANÁLISES	91
5.1	CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	91
5.2	REPRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DO ESTUDO	91
5.3	COMPARATIVO DAS TAXAS DE CONSUMO DE AÇO	93
5.3.1	Variação da taxa de consumo de aço para um mesmo vão livre.....	93
5.3.2	Variação da taxa de consumo de aço para uma mesma tipologia.....	94
5.4	COMPARATIVO DAS TAXAS DE CONSUMO DE AÇO COM A LITERATURA.....	96
6	CONCLUSÃO	98
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	98
	REFERÊNCIAS	99

1 INTRODUÇÃO

Com o avanço tecnológico e dos métodos construtivos na construção civil, as estruturas metálicas têm desempenhado um papel importante na arquitetura moderna e na engenharia civil, oferecendo soluções versáteis para uma variedade de aplicações, desde edifícios industriais e comerciais até residências contemporâneas. A área de construção metálica, amplamente disseminada em nações como os Estados Unidos, Reino Unido e Alemanha por várias décadas, experimentou um notável crescimento no Brasil (Faleiros; Junior; Santana, 2011). Segundo Cortez et al. (2017) o método construtivo em aço está em expansão no mercado da construção civil do Brasil devido a este tipo de construção viabilizar um projeto flexível, que incentive a criatividade e o uso da imaginação, onde com a utilização do concreto armado é praticamente impossível, por ser um material pesado que não possui a mesma flexibilidade do aço. De acordo com Inabar (2021), o metal, com suas propriedades intrínsecas, possibilitou um significativo progresso em alternativas na construção civil, proporcionando várias vantagens como material de construção em comparação com o concreto. A maior resistência do aço permite a realização de um projeto mais leve, impactando em uma ampla redução nos custos com fundações.

Segundo o site das Nações Unidas, o relatório apresentado na 27ª Conferência da ONU sobre Mudanças Climáticas (COP27) em 2022, mostra que a construção civil foi responsável por cerca de 37% das emissões de CO₂ relacionadas a energia e processos em 2021. Assim, é fundamental a proposição de novos métodos construtivos que sejam mais sustentáveis e que permitam a redução na emissão de gases estufa. De acordo com Cortez et al. (2017, p. 222), conforme informações do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), o aço é altamente versátil e resistente. Além disso, ele se alinha perfeitamente ao princípio de desenvolvimento sustentável, sendo completamente reciclável, onde, ao atingir o fim de sua vida útil na construção, o aço pode ser recolhido como sucata e reintegrado nos fornos, renovando-se sem perder qualidade. Nesse contexto as estruturas metálicas apresentam-se como uma possível solução para o cenário atual, pois apresentam um menor impacto ambiental na sua produção, uma maior reciclabilidade, maior eficiência no seu transporte e maior durabilidade. Tais características somadas permitiriam uma progressiva redução das emissões, impactando diretamente nos diversos Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS), tais como o ODS 11 (Cidades e Comunidades Sustentáveis) e o ODS 9 (Indústria, Inovação e

Infraestrutura).

Desta forma, o presente Trabalho de Conclusão de Curso tem como objetivo realizar um estudo comparativo do consumo de aço em três diferentes modelos de treliças metálicas utilizadas em coberturas de galpões industriais. Será feita uma avaliação de múltiplos fatores, visando identificar as estruturas mais econômicas para esse tipo de edificação. A metodologia consistirá na análise de três tipologias distintas de estruturas metálicas em quatro vãos diferentes, construídas com perfis formados a frio, seguindo a norma brasileira de projeto de estruturas em aço (ABNT NBR 8800:2020), além da utilização de softwares como o *Dimperfil 4.0*, *Ftool* e *Excel*.

O segundo capítulo do trabalho detalha os objetivos gerais e específicos da pesquisa, definindo as metas amplas e os resultados esperados. O terceiro capítulo, Revisão de Literatura, inicia com uma análise histórica das estruturas metálicas, abordando sua evolução, vantagens e desvantagens comparativas. Descreve os três tipos de treliças metálicas estudadas, suas características estruturais e relevância na engenharia civil. O capítulo também cobre o levantamento e combinação de cargas, explicando o processo para determinar cargas permanentes, acidentais e ambientais e como esses dados são usados para o dimensionamento das treliças. O capítulo seguinte, Metodologia, detalha os métodos de cálculo e técnicas de coleta de dados. Em Análise e Resultados, são discutidos os dados obtidos e a performance das treliças em diferentes condições de carga. A Conclusão sintetiza os resultados, explora suas implicações e sugere direções para pesquisas futuras.

2 OBJETIVOS

Tendo em vista a relevância do tema abordado e a necessidade de aprofundamento teórico e prático, este estudo está estruturado com base em objetivos claros que norteiam a sua execução. A definição destes objetivos é essencial para garantir uma abordagem eficaz, garantindo que cada etapa do trabalho contribua significativamente para alcançar os resultados desejados. Para tanto, foram estabelecidos os objetivos gerais e os objetivos específicos, visando proporcionar uma compreensão ampla e detalhada do problema em estudo e propor soluções ou avanços no campo da pesquisa.

2.1 OBJETIVO GERAL

Realizar um estudo comparativo sobre o consumo de aço em três diferentes modelos de treliças metálicas comumente utilizadas em coberturas de galpões industriais leves. O estudo avaliará diversos fatores com o intuito de identificar a alternativa estrutural mais econômica para esse tipo de edificação.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos abordados dentro do objetivo geral serão os seguintes:

- Realizar uma revisão bibliográfica abrangente sobre o sistema estrutural de um galpão industrial destacando suas vantagens e desvantagens. Em seguida, revisar os tipos de treliças utilizados em coberturas metálicas a serem estudados, detalhando passo a passo o levantamento de cargas e o dimensionamento das mesmas.
- Calcular a quantidade de aço requerida para cada modelo de treliça: Este objetivo envolve a realização de cálculos estruturais precisos para determinar a quantidade de aço necessária para a construção de cada tipo de treliça metálica sob diferentes condições de carga (como carga permanente, carga acidental e carga de vento) e em variados tamanhos de vãos. A metodologia incluirá o uso de fórmulas específicas e normas da ABNT, bem como a aplicação de softwares de cálculo estrutural, garantindo que as análises sejam realizadas de maneira rigorosa e confiável.
- Examinar o comportamento das treliças sob diferentes vãos: Neste objetivo, será realizada uma análise detalhada do desempenho estrutural das treliças em diferentes comprimentos de vão. Essa investigação permitirá entender como as características geométricas da treliça influenciam sua eficiência estrutural e resistência.

- Recomendar as treliças metálicas com menor consumo de aço: Com base na análise comparativa dos dados obtidos, este objetivo visa identificar e recomendar as treliças metálicas que apresentam o menor consumo de aço para coberturas de galpões industriais.

3 REVISÃO DE LITERATURA

3.1 USO DO AÇO NO BRASIL

A utilização de estruturas metálicas no Brasil tem apresentado um crescimento notável nos últimos anos, abrangendo tanto projetos industriais quanto comerciais e residenciais. Esse aumento é resultado de várias vantagens que tais estruturas oferecem.

Historicamente, o Brasil possui uma sólida indústria siderúrgica, o que facilita o acesso ao aço para a construção civil. No entanto, até algumas décadas atrás, a adoção de estruturas metálicas era predominantemente restrita a grandes empreendimentos, como pontes e galpões industriais. Com o progresso nas tecnologias de fabricação e montagem, juntamente com a disseminação de novas técnicas construtivas, como a utilização de perfis leves, o aço começou a ser amplamente utilizado em obras de médio e pequeno porte. Nesse contexto, de acordo com Lemoine (2010), as estruturas metálicas demonstram estar alinhadas com a ideia de desenvolvimento sustentável, com a construção em metal sendo uma das opções mais ecológicas entre os métodos de construção. Isso resulta do emprego de tecnologias limpas, que reduzem os impactos ambientais e evitam a geração de resíduos. Ademais, essas estruturas possuem uma longa durabilidade, alto potencial para reciclagem e reutilização, sem prejudicar a qualidade do material.

De acordo com o relatório da Associação Brasileira da Construção Metálica (ABCCEM), sobre a produção de aço no Brasil em 2020, houve um aumento de 24,9% em relação ao ano anterior. Em 2021, esse crescimento continuou, com um acréscimo de 14,7% em comparação a 2020. Isso demonstra uma demanda crescente pela matéria-prima, impulsionada por setores como a construção civil, que requerem cada vez mais produtos nos canteiros de obras. Conseqüentemente, o uso de estruturas metálicas tem se tornado mais frequente (CBCA, 2022). Ainda, de acordo com o Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), em parceria com a Associação Brasileira da Construção Metálica (ABCCEM), a produção de estruturas de aço em 2022 registrou um crescimento de 13% em relação a 2021, gerando um faturamento de 16,2 bilhões de reais (CBCA, 2023).

Portanto, os dados fornecidos pela ABCCEM e CBCA mostram um aumento expressivo na produção de aço no Brasil nos últimos anos, impulsionado principalmente

por uma maior demanda na construção civil. Esse panorama destaca a relevância das estruturas metálicas no setor, solidificando-as como uma alternativa eficaz e cada vez mais utilizada nas obras, além de demonstrar o impacto econômico benéfico resultante do crescimento da indústria do aço no país.

3.2 VANTAGENS E DESVANTAGENS DA CONSTRUÇÕES METALICAS

Com a construção em metal emergindo, como uma opção eficaz e moderna na área da construção civil, ela apresenta-se com várias vantagens que a tornam uma alternativa interessante para diferentes tipos de empreendimentos. Contudo, é importante também analisar as desvantagens relacionadas a esse tipo de construção.

Com isso, pode-se citar as vantagens do uso do aço em detrimento de outros materiais como:

- Redução do tempo de execução: A estrutura metálica é projetada para produção industrial em série, resultando em um processo de fabricação e montagem mais ágil;
- Aumento da confiabilidade: O aço possui uma obtenção controlada e se caracteriza como um material homogêneo, com limites de escoamento, ruptura e módulo de elasticidade bem definidos;
- Menor geração de resíduos: A ausência de escoramentos e formas contribui para a redução do entulho;
- Simplificação na ampliação: É comum a necessidade de ampliar estruturas industriais sem interferir nas atividades existentes. Isso é viável graças à precisão das peças menores e à possibilidade de fabricação fora do local da obra;
- Agilidade na montagem: Por serem produzidas sob regime industrial, as estruturas metálicas chegam até a equipe montadora com tamanhos pré-definidos e extremidades preparadas para soldagem ou aparafusamento, permitindo uma montagem rápida e eficiente com mão de obra qualificada e equipamentos leves;
- Facilidade de desmontagem e reaproveitamento: Estruturas metálicas em aço podem ser facilmente desmontadas e transferidas para novos locais, permitindo o reaproveitamento de suas peças.

- Capacidade de vencer grandes vãos: O aço possibilita a criação de diferentes conceitos construtivos, oferecendo várias soluções para cobrir grandes distâncias sem a necessidade de muitos pilares.
- Precisão nas dimensões dos componentes estruturais: As estruturas de aço podem ser fabricadas com tolerâncias milimétricas, garantindo alta precisão nas peças que as compõem.
- Facilidade de reforço: Quando necessário, é possível reforçar a estrutura adicionando peças soldadas ou parafusadas, facilitando a adaptação a aumentos de carga.
- Redução da carga nas fundações: Devido à alta resistência do aço a esforços de tração, compressão e cisalhamento, as estruturas metálicas são cerca de seis vezes mais leves que as de concreto, resultando em uma redução significativa da carga sobre as fundações.

E, como desvantagem, pode-se citar:

- Limitação na execução em fábrica devido ao transporte: A produção de estruturas metálicas pode ser limitada pela necessidade de transporte das peças até o local de montagem final.
- Necessidade de tratamento superficial contra oxidação: As peças metálicas requerem tratamento para prevenir a oxidação, devido ao contato com o ar atmosférico.
- Requisitos de mão de obra e equipamentos especializados: A fabricação e montagem de estruturas metálicas demandam profissionais e equipamentos especializados.
- Limitação no fornecimento de perfis estruturais: A disponibilidade de perfis estruturais pode ser um fator limitante para a execução de projetos.

Assim, compreender os prós e contras da construção metálica é crucial para fazer escolhas conscientes e assegurar que o modelo estrutural selecionado atenda satisfatoriamente às exigências do projeto, aproveitando ao máximo os recursos disponíveis e potencializando os benefícios proporcionados por esta técnica construtiva.

3.3 PROPRIEDADES DO AÇO

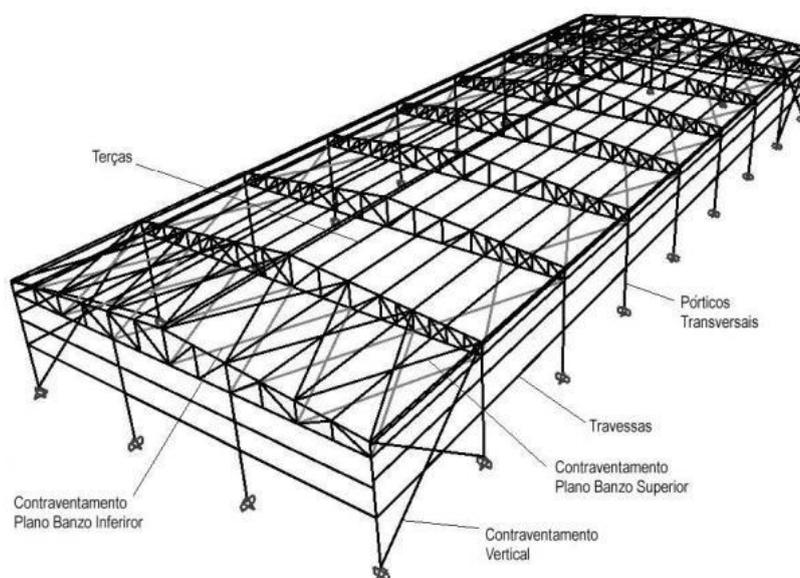
De acordo com Pfeil e Pfeil (2009), as características físicas aplicáveis a todos os tipos de aços estruturais dentro da faixa de temperatura atmosférica normal, são:

- Ductibilidade: é a capacidade que o material tem de se deformar quando da existência de ações de cargas e vai até o material atingir a sua ruptura;
- Fragilidade: é exatamente o oposto do material dúctil; o material se torna frágil quando expostos a diversos agentes como baixas temperaturas, entre outros;
- Resiliência e Tenacidade: essas propriedades são diretamente relacionadas à capacidade que o material tem em absorver energia mecânica;
- Dureza: é a resistência ao risco (ou abrasão);
- Fadiga: é uma medida feita em ensaio estático, pois é a resistência à ruptura do material;
- Elasticidade: é a capacidade de um material ter grandes deformações antes do escoamento.

3.4 SISTEMA ESTRUTURAL DE UM GALPÃO INDUSTRIAL LEVE

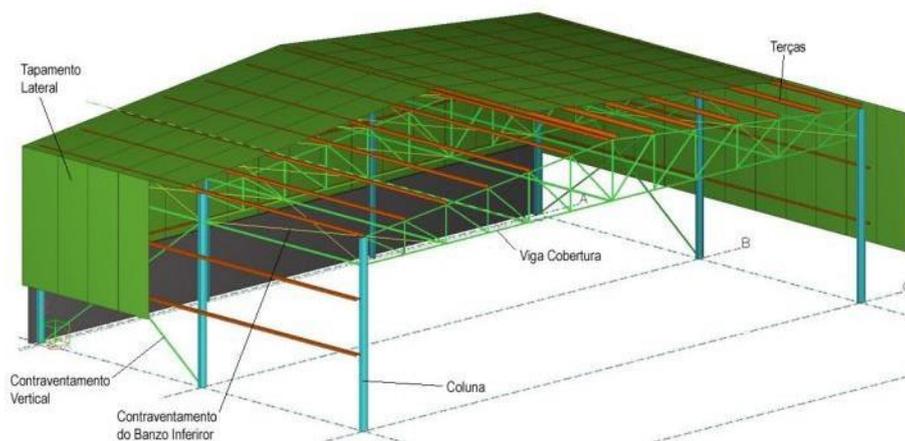
Devido às diversas opções de concepção, há uma ampla gama de sistemas estruturais que podem ser utilizados no projeto de galpões industriais em aço. Porém, de forma simplificada, de acordo com Pfeil e Pfeil (2009), os sistemas estruturais de edifícios são compostos principalmente por elementos verticais, como pilares, elementos horizontais, como vigas, além de treliças, terças e outros componentes. As Figuras 1 e 2 exibem esquemas que ilustram o arranjo estrutural típico de um galpão industrial, permitindo a identificação dos seguintes componentes:

Figura 1 - Arranjo estrutural típico de um galpão industrial leve



Fonte: Chaves (2007).

Figura 2 - Vista geral de um galpão industrial leve com pórtico treliçado



Fonte: Chaves (2007).

a) Pórticos transversais (colunas e tesouras)

A estrutura principal, responsável por suportar as forças transversais que agem na construção e transferi-las para as fundações, é composta pelas colunas e pela viga de cobertura, também conhecida como tesoura. Esta viga pode ser de alma cheia ou treliçada, com seção constante ou variável.

b) Cobertura e tapamento lateral

Objetiva vedar a construção, protegendo o interior contra as intempéries. Normalmente, a cobertura é fechada com telhas metálicas, feitas de aço ou alumínio. Para as paredes laterais, utilizam-se telhas metálicas ou alvenaria.

c) Terças

São vigas localizadas na cobertura que têm como função principal sustentar as telhas e transmitir as cargas impostas sobre elas (como sobrecargas e vento) para as tesouras dos pórticos transversais. Normalmente, são compostas por perfis metálicos conformados a frio ou laminados. As terças que, além de suportar as telhas, também atuam como montantes do contraventamento, são denominadas escoras (do beiral ou da cobertura).

d) Travessas ou longarinas

São vigas compostas por perfis conformados a frio ou laminados, cuja função é sustentar o fechamento lateral do edifício. Elas recebem as cargas aplicadas e as transmitem para as colunas.

e) Tirantes

São elementos estruturais que atuam principalmente à tração e, geralmente, são constituídos por barras redondas. Os tirantes têm diversas aplicações nas estruturas metálicas, como a redução do vão das terças e travessas, ou a contribuição como elemento resistente em um pórtico transversal.

f) Contraventamentos

São elementos responsáveis pela estabilização longitudinal dos galpões industriais. Os contraventamentos de cobertura geralmente consistem em treliças dispostas no plano das terças, que, em conjunto com os contraventamentos laterais, absorvem as forças longitudinais que atuam na estrutura, transferindo-as para as fundações e garantindo a estabilidade longitudinal da construção. Normalmente, os contraventamentos em galpões industriais são dispostos em forma de "X", e, em seu dimensionamento, desconsidera-se a resistência das diagonais submetidas à compressão.

A escolha do tipo de pórtico transversal juntamente com parâmetros como a distância entre pórticos, define o arranjo estrutural de um galpão industrial. Esse arranjo deve ser ajustado de forma a proporcionar uma estrutura que atenda às necessidades específicas do projeto, equilibrando segurança e economia, com especial atenção ao peso total da estrutura.

A distância entre os pórticos transversais geralmente é determinada pela finalidade do galpão. Na ausência de restrições, escolhe-se o espaçamento que oferece maior economia no custo global das terças e vigas de cobertura. Espaçamentos menores entre os pórticos beneficiam os elementos secundários da cobertura e fechamento (terças e travessas), além de reduzir as cargas em cada pórtico. No entanto, isso também aumenta a quantidade de pórticos e, conseqüentemente, o número de bases e fundações. Espaçamentos maiores, por outro lado, aumentam as dimensões dos elementos secundários, mas reduzem o número de pórticos e fundações.

Quando o espaçamento entre as colunas é muito grande, o uso de vigas de cobertura intermediárias, apoiadas em vigas longitudinais nos beirais e, em alguns casos, na cumeeira, pode ser uma solução mais econômica. O banzo superior da treliça ou a mesa superior da viga de alma cheia que compõem a tesoura devem ser preferencialmente

paralelos à cobertura, cuja inclinação dependerá do material utilizado para o telhado ou do efeito estético desejado, sempre respeitando a declividade mínima recomendada.

De forma abrangente, a análise do arranjo estrutural deve considerar a interação entre os aspectos construtivos da estrutura como um todo, incluindo as fundações, para garantir um projeto equilibrado e eficiente.

3.5 TIPOS DE PÓRTICOS TRANVERSAIS TRELIÇADOS

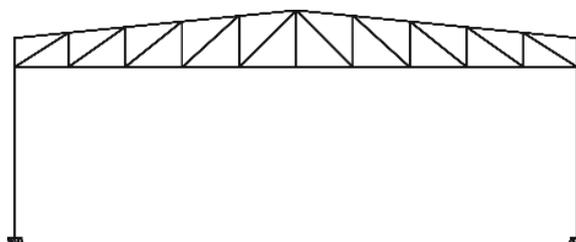
Um pórtico transversal treliçado é composto por colunas e uma viga de cobertura treliçada. As principais vantagens das vigas treliçadas incluem sua eficiência estrutural, a ampla variedade de opções para a composição das treliças e a simplicidade dos equipamentos necessários para sua fabricação.

As vigas de cobertura treliçadas podem ou não ser contínuas com as colunas do pórtico. Essa continuidade depende diretamente da tipologia da viga treliçada e do tipo de ligação entre as vigas e os pilares. Com isso para a execução do presente trabalho serão analisados três tipos de treliças de pórticos treliçados, sendo esses descritos a seguir.

3.5.1 Pórtico com treliça trapezoidal (TP)

As treliças trapezoidais como a mostrada na Figura 3, apresentam excelente desempenho estrutural, pois podem ser conectadas de forma contínua às colunas do pórtico. A ligação entre a extremidade da treliça e a coluna forma um momento fletor que proporciona um certo grau de rigidez entre a viga de cobertura e a coluna do pórtico transversal. Essa continuidade permite uma redistribuição de esforços entre a viga e a coluna, aprimorando o desempenho do sistema estrutural.

Figura 3 – Pórtico com treliça trapezoidal

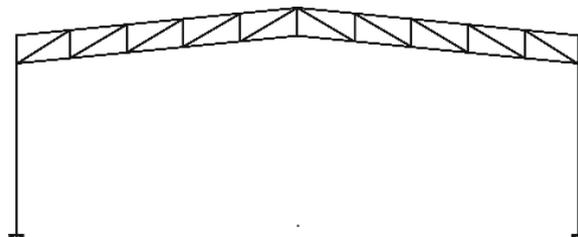


Fonte: Autoria própria (2024).

3.5.2 Pórtico com treliça banzo paralelo (BP)

Nas Treliças de banzos paralelos (Figura 4), as partes superior e inferior das trilhas são paralelas uma à outra, podendo se estender por um espaço bem longo. Os elementos internos seguem um padrão fixo.

Figura 4 – Pórtico com treliça banzo paralelo

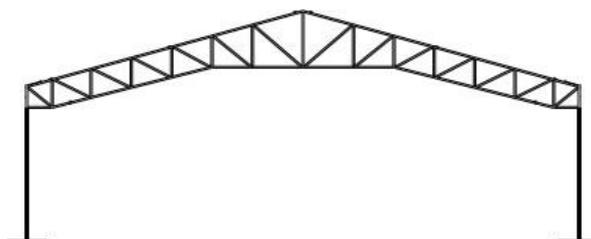


Fonte: A autoria própria (2024).

3.5.3 Pórtico com treliça mista (TM)

Nas treliças mistas (Figura 5) combina-se características da treliça trapezoidal e da treliça de banzo paralelo, obtendo-se uma estrutura em que o banzo superior possui uma inclinação semelhante à da treliça trapezoidal, enquanto o banzo inferior, a parte central de cada lado do pórtico permanece paralelo, como na treliça de banzo paralelo. Essa configuração resulta em uma treliça que equilibra a eficiência estrutural e a versatilidade de ambos os tipos, permitindo a redistribuição de esforços e otimizando o uso de materiais.

Figura 5 – Pórtico com treliça mista



Fonte: A autoria própria (2024).

3.6 CARGAS ATUANTES NAS ESTRUTURAS

De acordo Bellei (2004), os galpões industriais estão expostos a um conjunto de cargas que podem atuar de forma isolada ou em combinação. Essas cargas devem ser devidamente consideradas no desenvolvimento do memorial de cálculo, seguindo os princípios da estática das construções.

3.6.1 *Carga permanente*

A carga permanente é uma carga vertical composta pelo peso próprio da estrutura e pelos materiais de acabamento, como chapas de piso, cobertura, fechamento, instalações elétricas, entre outros. Sua correta avaliação depende, em grande parte, da experiência profissional ou da possibilidade de comparação com obras semelhantes. Deve ser estimada por etapas, conforme as peças são dimensionadas. A variação nessa estimativa deve permanecer abaixo de 10%, conforme indicado pelas normas como margem de segurança. Caso contrário, será necessário ajustar o valor excedente ou deficitário e realizar uma nova verificação no dimensionamento.

Os pesos específicos dos materiais comumente utilizados nas construções são indicados pela ABNT NBR 6120:2019. Na ausência desses valores, eles podem ser obtidos nos catálogos dos fabricantes.

3.6.2 *Cargas variáveis*

As ações variáveis são aquelas que apresentam mudanças significativas ao longo da vida útil da construção. Geralmente, essas ações são causadas pelo uso e ocupação da edificação, como sobrecargas em pisos e coberturas, cargas de equipamentos e divisórias móveis, pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, além da ação do vento e variações de temperatura ABNT NBR 8800:2020. Os valores referentes ao uso e ocupação da edificação podem ser encontrados na ABNT NBR 6120:2019, enquanto a ação dos ventos é definida pela ABNT NBR 6123:2023.

- Carga acidentais verticais – sobrecarga

Segundo Bellei (2004), as cargas acidentais são aquelas que podem ou não atuar na estrutura. Em geral, para edifícios de pequeno e médio porte, fora de áreas com acúmulo de poeira, utiliza-se uma sobrecarga de 15 kgf/m² para coberturas, considerando chuvas e outros fatores, enquanto para galpões em zonas siderúrgicas, adota-se um mínimo de 50 kgf/m². De acordo com a ABNT NBR 6120:2019, no item 2.2.1.4, é necessário realizar uma verificação adicional para uma carga concentrada de 1,00 KN (100 kgf) em elementos isolados de cobertura, como terças e banzos superiores de treliça, aplicada na posição mais desfavorável, além da carga permanente. Portanto, é essencial realizar ambas as verificações nestes casos. Outras cargas eventuais que possam atuar na estrutura devem ser analisadas pelo projetista.

- Cargas devido ao vento

De acordo com Bellei (2008), a ação dos ventos é uma das mais significativas e não deve ser negligenciada, pois isso pode comprometer a integridade da estrutura. Conforme a ABNT NBR 8800:2020, estruturas com alturas que não excedem cinco vezes a menor dimensão horizontal podem ser consideradas rígidas, permitindo tratar o vento como uma ação estática. Neste trabalho, a análise da ação dos ventos e suas considerações para cálculo seguiram exclusivamente as diretrizes da ABNT NBR 6123:2023, com as combinações realizadas para refletir a condição mais desfavorável a que a edificação pode estar sujeita.

3.7 COMBINAÇÕES DE ESFORÇOS

No cálculo de estruturas as ações não atuam individualmente, ou seja, várias ações podem ocorrer simultaneamente em uma estrutura. Desta forma faz-se necessária a análise das possíveis combinações dessas ações, com o intuito de prever e antecipar situações críticas, evitando desastres e colaborando com a durabilidade da edificação.

Essas combinações são feitas de acordo com o estado-limite que está sendo analisado, seja ele o estado-limite último ou o de serviço. Deve-se sempre utilizar as combinações que resultam num valor maior.

Para o cálculo das combinações descritas a seguir devem ser considerados os coeficientes expostos nas Tabelas 1 e 2. O coeficiente que ajusta o peso das cargas permanentes com a mesma origem deve ser o mesmo em toda a estrutura para o carregamento específico.

Tabela 1 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações

Combinações	Ações permanentes (γ_g)					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos com adições industrializados in loco	Peso próprio de elementos construtivos com adições industrializados in loco	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações Variáveis (γ_q)					
	Efeito da temperatura	ação do vento	Ações truncadas	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

Fonte: ABNT NBR 8800:2020

Tabela 2 - Valores dos fatores de combinação w_0 e de redução w_1 e w_2 para as ações variáveis

Ações		γf_2		
		Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

Fonte: ABNT NBR 8800:2020

3.7.1 Estados limites últimos (ELU)

O Estado-Limite Último é um conceito utilizado no campo da engenharia estrutural para se referir ao ponto em que uma estrutura atinge sua capacidade máxima de carga antes de sofrer uma falha estrutural inaceitável, lidando com os seguintes tópicos: Deformações localizadas nos perfis da estrutura; Torções e deformações globais em peças estruturais; Ruína das peças; Fadiga, fraturas e deslizamentos nas estruturas.

- Combinações últimas normais

As combinações últimas normais são determinadas com base no uso planejado para a edificação. É essencial considerar todas as combinações de ações necessárias para verificar a segurança em relação a todos os estados-limites últimos aplicáveis. Em cada combinação, devem ser incluídas as ações permanentes e a principal ação variável, ambas com seus valores característicos. Além disso, as demais ações variáveis, consideradas secundárias, devem ser incluídas com seus valores reduzidos de combinação.

Para as combinações, aplica-se a expressão a seguir:

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

Onde:

- $F_{Gi,k}$ → Representa valores característicos das ações permanentes;
- $F_{Q1,k}$ → Valor característico das ações variáveis consideração principal para a combinação;
- $F_{Qj,k}$ → Representa o valor característico das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.
- Combinações últimas especiais

As combinações últimas especiais resultam da influência de ações variáveis de natureza ou intensidade particular, cujos efeitos excedem em magnitude os produzidos pelas ações consideradas nas combinações normais. Esses carregamentos especiais são temporários e têm duração muito curta em comparação à vida útil da estrutura.

Para cada carregamento especial, existe uma única combinação última especial de ações, que deve incluir as ações permanentes e a ação variável especial, ambas com seus valores característicos. As outras ações variáveis, que têm uma probabilidade significativa de ocorrerem simultaneamente, devem ser consideradas com valores reduzidos de combinação.

Para essa combinação aplica-se a seguinte expressão:

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

Onde:

- $F_{Q1,k}$ → Valor característico da ação variável especial;
- $T_{0j,ef}$ → Representa os fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável especial F_{Q1} .

- Combinações últimas excepcionais

As combinações últimas excepcionais resultam da ocorrência de ações excepcionais que podem causar efeitos catastróficos. Essas ações devem ser consideradas no projeto estrutural apenas em determinados tipos de construção, onde não podem ser ignoradas e onde, na concepção da estrutura, não é possível implementar medidas que eliminem ou atenuem a gravidade de suas consequências. O carregamento excepcional é de natureza transitória e possui uma duração extremamente curta.

Para cada carregamento excepcional, existe uma única combinação última excepcional de ações, que deve incluir as ações permanentes, a ação variável excepcional com seus valores característicos, e as demais ações variáveis que possuam uma probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de acordo com a combinação, conforme especificado na ABNT NBR 8681.

Para essa combinação aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot F_{Qj,k} \cdot T_{0j,ef}) \quad (3)$$

Onde:

- $F_{Q,exc}$ → É o valor da ação transitória excepcional.

3.7.2 Estados Limites de Serviço (ELS)

Estado Limite de Serviço (ELS) se refere ao desempenho e à funcionalidade da estrutura em condições normais de uso, neste estado, a estrutura ainda é capaz de cumprir sua função sem causar problemas operacionais ou desconforto aos usuários. As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura em quase permanentes, frequentes e raras.

- Combinações quase permanentes

As combinações quase permanentes são aquelas que podem atuar por um longo período, equivalente a cerca de metade da vida útil da estrutura. Essas combinações são aplicadas para avaliar os efeitos de longa duração e a aparência da construção.

Nas combinações quase permanentes, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{G_{i,k}} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot F_{Q_{j,k}}) \quad (4)$$

- Combinações frequentes de serviço

As combinações frequentes são aquelas que ocorrem repetidamente ao longo da vida útil da estrutura, da ordem de 10^5 em 50 anos, ou que têm uma duração total significativa, cerca de 5% desse período. Essas combinações são aplicadas para estados limites reversíveis, ou seja, situações que não causam danos permanentes à estrutura ou aos componentes da construção, e que também envolvem o conforto dos usuários e o funcionamento de equipamentos.

Nas combinações frequentes, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{Q1,k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{G_{i,k}} + \psi_1 \cdot F_{Q1,k} \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot F_{Q_{j,k}}) \quad (5)$$

- Combinações raras de serviço

As combinações raras são aquelas que podem ocorrer por apenas algumas horas ao longo da vida útil da estrutura. Elas são aplicadas na análise de estados limites irreversíveis, ou seja, que causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, bem como na verificação do funcionamento adequado da estrutura.

Nas combinações raras, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor característico $F_{Q1,k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{Qk}$:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{G_{i,k}} + F_{Q1,k} \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} \cdot F_{Q_{j,k}}) \quad (6)$$

3.8 SEGURANÇA ESTRUTURAL

O dimensionamento de perfis metálicos baseia-se na premissa de que os esforços resistentes devem sempre superar os esforços solicitantes para assegurar a estabilidade da estrutura. As solicitações são informações conhecidas nos problemas de dimensionamento, enquanto a força resistente, a ser determinada, varia conforme o tipo de solicitação e a seção analisada. O dimensionamento é realizado de acordo com as diretrizes estabelecidas pela ABNT NBR 8800:2020.

A ABNT NBR 8800:2020 aplica para o dimensionamento de estruturas metálicas o método dos estados limites. Um estado limite ocorre quando a estrutura deixa de atender algum de seus objetivos. Eles podem ser divididos em:

- Estados limites últimos referem-se à capacidade da estrutura de resistir a carregamentos excessivos que podem levar ao colapso. Esses carregamentos podem causar vários tipos de falhas, como flambagem, resistência dúctil, flambagem máxima, fratura, torção ou cisalhamento. Para garantir a segurança, a solicitação de projeto (S_d) deve ser menor que a resistência de projeto (R_d), conforme dado pela expressão:

$$R_d \geq S_d \quad (7)$$

- Estados limites de serviço, ou estado limite de utilização, avaliam as cargas de serviço ou de uso da estrutura, incluindo deformações e vibrações excessivas que podem resultar em efeitos inadequados para as condições de uso da estrutura. As condições típicas, associadas ao estado limite de serviço são expressas pela fórmula:

$$S_{ser} \geq S_{lim} \quad (8)$$

Onde:

- S_{ser} é o esforço solicitante de serviço;
- S_{lim} é o esforço solicitante limite de serviço.

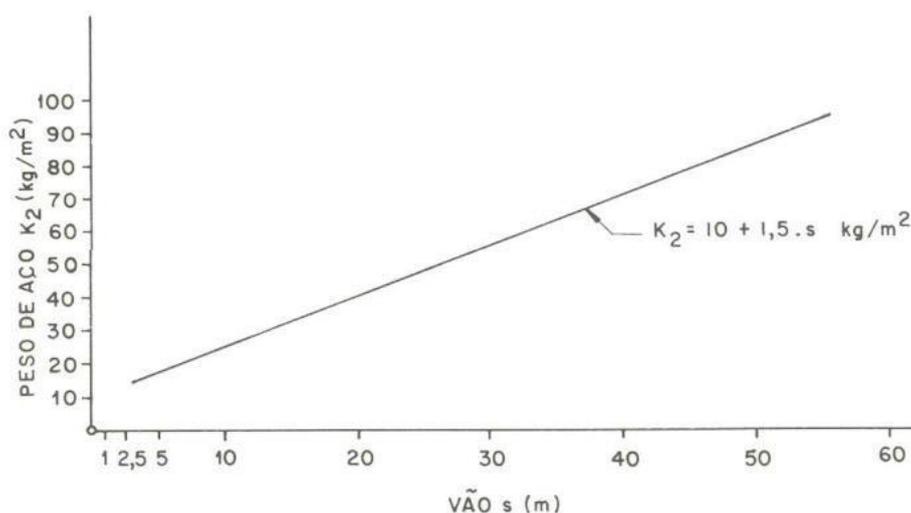
3.9 PARÂMETROS PARA AVLIAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

A comparação entre sistemas estruturais pode considerar aspectos estéticos, comerciais, limitações do terreno de fundação, prazos de execução, entre outros. No entanto, o fator que geralmente mais influencia a escolha de um sistema estrutural para um galpão industrial é a taxa de consumo de aço da estrutura. Em outras palavras, a taxa

de consumo de aço é frequentemente o principal parâmetro usado para estimar e avaliar a eficiência de um sistema estrutural.

O Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas (MIC/STI, 1986) fornece gráficos que auxiliam na estimativa da taxa de consumo de aço para galpões. Na Figura 8, é apresentado um gráfico para determinar o consumo de aço em galpões leves comuns, com ou sem pontes rolantes, e com capacidade inferior a 50 KN. A taxa de consumo de aço (K_2), medida em kg/m^2 de área coberta, em função do vão “s” (em metros), é dada pela fórmula indicada na Figura 8. Esta taxa inclui todos os elementos que compõem a estrutura metálica do galpão.

Figura 6 - Taxa de consumo de aço para galpão leves comuns



Fonte: MIC/STI (1986).

Segundo o MIC/STI (1986), as taxas calculadas com base na Figura 8 devem ser usadas apenas como referência, uma vez que foram estimadas a partir de estruturas construídas na Europa entre 1950 e 1965. Esse período é conhecido como uma fase de transição na construção metálica, durante a qual, em 1960, foi introduzido o aço ASTM-A36.

4 METODOLOGIA

4.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Tendo-se em vista que o presente trabalho tem por objetivo calcular o consumo de aço de diferentes soluções estruturais para galpões industriais leves, foi realizado um estudo focado nos sistemas estruturais em que se decidiu estudar os três modelos mais comuns nesses tipos de edifícios. Esse estudo tem como finalidade comparar a taxa de consumo de aço dos modelos analisados.

Os galpões industriais leves apresentam uma grande variedade de características que podem ser ajustadas para testar diferentes soluções estruturais. Entretanto, como a determinação da taxa de consumo de aço para cada modelo exige a execução completa do projeto estrutural (incluindo avaliação de cargas, análise e dimensionamento), foi necessário limitar o número de casos analisados.

Este capítulo apresenta as bases adotadas para o desenvolvimento do estudo paramétrico realizado. Nele, são descritos os pórticos transversais considerados, assim como os critérios utilizados para sua concepção.

4.2 CRITÉRIOS DE PARAMETRIZAÇÃO

O estudo paramétrico de galpões industriais leves pode abranger a variação de diversas características que influenciam a resposta da estrutura, como:

- tipologia do pórtico transversal;
- vão livre do pórtico transversal;
- inclinação da cobertura;
- altura da coluna;
- tipo de vinculação;
- distância entre pórticos transversais;
- variação da magnitude das cargas.

Cada um desses parâmetros influencia, em maior ou menor grau, a taxa de consumo de aço e a resposta estrutural. Para uma avaliação completa, seria necessário analisar um grande número de modelos estruturais para determinar o impacto de cada característica.

Portanto, neste estudo paramétrico, optou-se por focar exclusivamente na influência das seguintes variáveis:

- Tipologia do pórtico transversal;
- Vão livre do pórtico transversal.

Para as demais características de projeto adotou-se valores normalmente encontrados em galpões industriais leves:

- distância entre pórticos transversais - 6 metros
- inclinação - 10%
- altura da coluna - 7 metros
- comprimento total do galpão - 42 metros

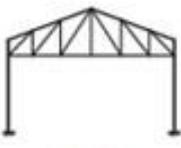
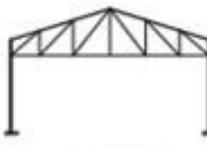
Para o desenvolvimento deste estudo, foram adotadas três tipologias distintas para os pórticos transversais e quatro vãos livres diferentes, variando de 20 a 35 metros, conforme ilustrado no quadro 1 a seguir. As tipologias consideradas são:

TM - Pórtico com treliça mista

BP - Pórtico com treliça de banzos paralelos

TP - Pórtico com treliça trapezoidal

Quadro 1 – Tipologias de pórtico transversal consideradas no estudo paramétrico

	20 m	25 m	30 m	35 m
TM	 TM-20	 TM-25	 TM-30	 TM-35
BP	 BP-20	 BP-25	 BP-30	 BP-35
TP	 TP-20	 TP-25	 TP-30	 TP-35

Fonte: Autoria própria (2024).

4.3 CÁLCULO DAS CARGAS VARIÁVEIS

Nesta etapa do trabalho, realizaremos uma análise detalhada e aprofundada das forças que atuam sobre a estrutura, abrangendo tanto os cálculos matemáticos necessários quanto as representações gráficas que ilustram essas forças. Este processo envolverá o estudo das diferentes cargas aplicadas, como cargas estáticas, dinâmicas e ambientais, bem como sua distribuição ao longo dos elementos estruturais. Compreender essas cargas em suas diversas manifestações é essencial para identificar as soluções mais eficazes, assegurando tanto a integridade quanto a estabilidade da construção ao longo de sua vida útil. Esse conjunto abrangente de informações não apenas facilita a tomada de decisões técnicas fundamentadas, mas também é crucial para a definição de medidas preventivas e corretivas, garantindo, assim, a segurança e a durabilidade do projeto estrutural em todas as suas fases.

4.3.1 Cálculo das ações de vento

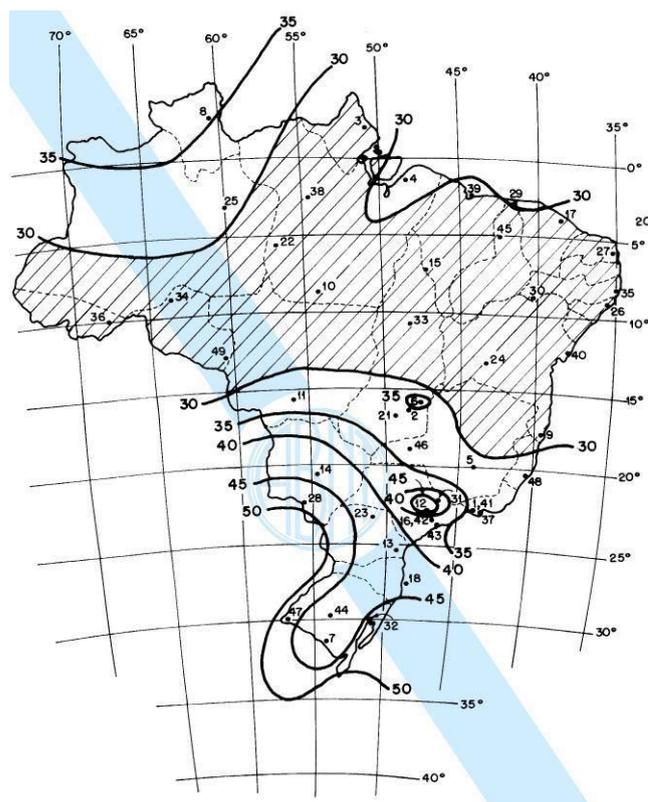
Neste segmento, vamos explorar os cálculos essenciais para entender a influência do vento sobre a estrutura. Analisaremos a velocidade básica do vento, levando em conta o fator topográfico que pode amplificá-la, além de determinar a velocidade característica e a correspondente pressão dinâmica que a estrutura precisa suportar.

- Cálculo da velocidade básica do vento (V_0)

A velocidade básica do vento é fundamental na análise de estruturas, pois permite conhecer a intensidade máxima do vento em uma região. O fator topográfico, por sua vez, considera a influência da geografia do local e pode afetar significativamente a velocidade do vento.

De acordo com a ABNT NBR 6123:2019, a velocidade básica do vento é definida como a velocidade máxima de uma rajada de vento de 3 segundos que, em média, ocorre uma vez a cada 50 anos, em um terreno plano e aberto, a uma altura de 10 metros acima do solo. O mapa de isopletas é utilizado para calcular a intensidade do vento em uma determinada localidade, o que é fundamental para a avaliação da segurança de estruturas sujeitas à ação do vento.

Figura 7 – Mapa de isopleias



Fonte: NBR 6123 (2023).

O presente trabalho tem como referência para efeitos de projetos a cidade de Cajazeiras na Paraíba. Conforme indicado no mapa da Figura 7, fornecido pela norma ABNT NBR 6123:2019, a velocidade do vento na região é de 30 metros por segundo. Portanto, adotou-se a velocidade básica do vento $V_0 = 30m/s$.

- Determinação do fator topográfico (S_1)

A norma ABNT NBR 8800:2020 leva em consideração o fator topográfico para considerar as variações do relevo do terreno. No caso específico de Cajazeiras, Paraíba, a região é classificada como plana ou fracamente acidentada. Portanto, de acordo com a norma técnica, o fator topográfico adotado é $S_1 = 1$. É crucial ter essa informação em mente para calcular de maneira precisa a ação do vento sobre a estrutura do telhado no projeto em questão.

- Determinação do fator de rugosidade (S_2)

Para os projetos em questão será considerada uma região de Cajazeiras onde a média da cota do topo dos obstáculos é de 3,0 metros. Essa condição corresponde à

categoria III de rugosidade de terreno, conforme especificado na ABNT NBR 6123:2019. Levando em consideração o formato retangular do galpão, os ventos na direção de 0° serão perpendiculares à face de menor comprimento, enquanto os ventos na direção de 90° serão perpendiculares à face de maior comprimento. As dimensões do galpão são de 20 metros na direção de 0° e 42 metros na direção de 90°, classificando-o, respectivamente, nas classes A e B, conforme na Tabela 3.

Tabela 3 – Classificação das dimensões da edificação

Vento	Comprimento (m)	Altura (m)	Classe
90°	42	9,35	B

Fonte: Autoria própria (2024).

A edificação foi dividida em dois níveis de referência distintos para os valores de Z , considerando a altura do solo até o pé-direito (Z_1) e a altura do solo até a cumeeira (Z_2). Nesse caso específico, os valores selecionados são $Z_1 = 9,16$ metros e $Z_2 = 7$ metros. Conforme estabelecido pela ABNT NBR 6123:2019, o fator S_2 pode ser calculado usando a Equação 01, que leva em consideração o coeficiente b , o fator de rugosidade Fr , a altura z em relação ao solo e o expoente p .

$$S_2 = b \times Fr \times \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (9)$$

Os coeficientes empregados na Equação 01 são determinados com base na classificação específica do projeto, como ilustrado na Figura 8.

Figura 8 – Determinação dos parâmetros meteorológicos

Categoria	Z_2 (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: ABNT NBR 6123:2019.

Observando os parâmetros meteorológicos determinados pela Figura 10 obtém-se os valores do fator S_2 os quais são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Parâmetros para cálculo do fator S_2

Ângulo	90°
Classe	B
Fr	0,98
B	0,94
P	0,105
Z	9,35
S_2 para Z	0,913

Fonte: Autoria própria (2024).

Verifica-se que os valores mais elevados do fator S_2 correspondem à classe B, resultando em velocidades características mais altas e, conseqüentemente, pressões dinâmicas mais significativas.

- Determinação do fator estático (S_3)

Cada edificação necessita de um nível específico de segurança relacionado ao seu uso, representado pelo fator estatístico S_3 . No caso do galpão destinado ao armazenamento de grãos, o fator S_3 é estabelecido como 0,95, de acordo com as diretrizes definidas pela ABNT NBR 6123:2019, que englobam edificações e instalações industriais de baixa ocupação, como depósitos, silos e construções rurais. É essencial ressaltar que o fator S_3 é um dos elementos considerados no cálculo estrutural de uma edificação, juntamente com outras variáveis, como a carga que será suportada e as características do solo onde será construída.

Figura 9 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

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

Fonte: ABNT NBR 6123:2019.

- Cálculo da velocidade característica (V_k)

A velocidade característica, também conhecida como velocidade de projeto (V_k), é um parâmetro utilizado em projetos de estruturas para determinar a ação do vento sobre uma edificação. Ela representa a velocidade máxima que o vento pode atingir em uma região específica e é determinada a partir da seguinte equação:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (10)$$

Aplicando os valores dos fatores S_1 , S_2 , S_3 e V_0 já calculados, tem-se que os valores para as velocidades características são:

Tabela 5 – Valores de velocidade característica

Z (m)	Z=9,35
V_k (m/s)	26,07

Fonte: Autoria própria (2024).

Portanto, a situação crítica é com o $Z = 9,35 \text{ m}$, sendo $V_k = 26,07 \text{ m/s}$.

- Pressão dinâmica

De acordo com essa norma, a pressão dinâmica é calculada a partir de coeficientes de pressão que variam de acordo com a forma, tamanho e exposição da estrutura ao vento. Esses coeficientes são multiplicados pela pressão dinâmica de referência, que é obtida a partir da velocidade característica do vento e da densidade do ar.

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (11)$$

Tabela 6 – Valores de pressão dinâmica

Z (m)	Z = 9,35
Q (kN/m²)	0,417

Fonte: Autoria própria (2024).

Portanto, a situação crítica é de $416,62 \text{ N/m}^2$, ou $0,417 \text{ KN/m}^2$.

- Coeficientes de pressão e formas externos

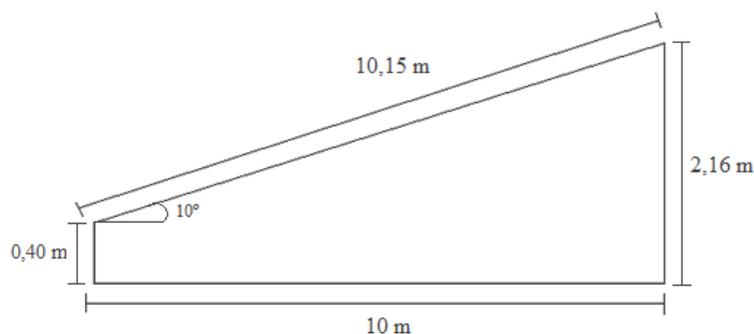
Os coeficientes de pressão e forma externos são fundamentais para o cálculo das cargas de vento em estruturas. A Tabela 5 da ABNT NBR 6123:2019 fornece os coeficientes de pressão para os telhados. A escolha correta dos coeficientes de pressão e forma externos é crucial para garantir que a estrutura seja capaz de resistir às cargas de vento previstas, garantindo sua segurança e estabilidade. Portanto, é importante seguir as orientações da norma e selecionar os coeficientes adequados para cada situação.

Para determinar os coeficientes de pressão e forma externos para os telhados simétricos de duas águas em um galpão com planta retangular, de acordo com a NBR 6123:2013 faz-se necessário calcular a relação altura e largura da edificação.

$$\frac{h}{b} = \frac{7,60}{20} = 0,38 \quad (12)$$

Seguindo, sabendo-se que o telhado do galpão em questão apresenta um ângulo de inclinação equivalente a 10° , tem-se:

Figura 10 – Inclinação do telhado



Fonte: Autoria própria (2024).

Considerando os dados obtidos para a altura relativa e ângulo de inclinação do telhado do galpão, é possível verificar pela tabela de coeficientes de pressão e forma externos para telhados simétricos da ABNT NBR 6123:2019 a existência de valores para o ângulo de 10° .

De acordo com a norma ABNT NBR 6123:2019, para o vento a 0° a relação a/b deve ser verificada. Visto que $a/b = 2,1 \geq 2$.

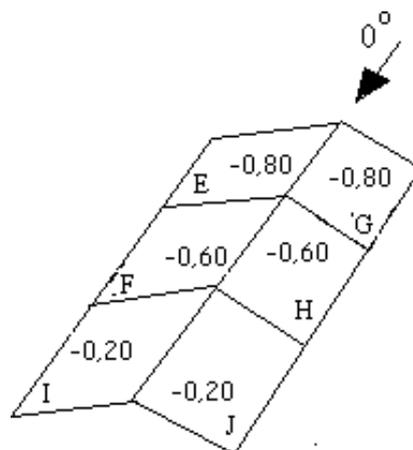
Tabela 7 - Coeficientes de forma externos para telhado, ventos a 0° e 90° .

Valores de C_e						
Para vento de 0°			Para vento de 90°			
EG	FH	IJ	EF	GH	I	J
- 0,8	- 0,6	- 0,2	- 1,2	- 0,4	- 1,2	- 0,4

Fonte: Autoria Própria (2024).

Para o vento a 0° , será observado o padrão a seguir:

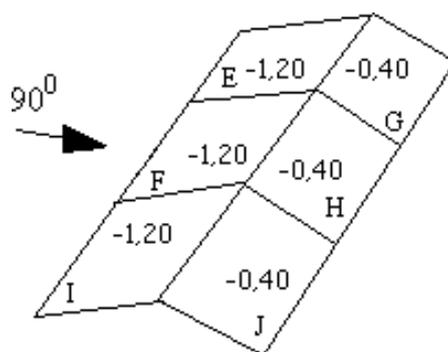
Figura 11 - Coeficientes de forma externa para o telhado com duas águas, com vento a 0° .



Fonte: Autoria Própria (2024).

Já para o vento a 90° , tem-se que:

Figura 12 - Coeficientes de forma externa para o telhado com duas águas, com vento a 90° .



Fonte: Autoria Própria (2024).

• $C_{pe\text{médio}}$:



O valor para 10° considera-se $x = -1,4$;



O valor para 10° considera-se $x = -1,4$;



O valor para 10° considera-se $x = -1,2$. Portanto, o coeficiente de pressão médio para o telhado do galpão será o crítico e possui um valor de $C_{pe\text{médio}} = -1,4$.

A determinação do comprimento da região EG é essencial para o correto dimensionamento da estrutura do galpão. A ABNT NBR 6123:2019 estabelece critérios específicos para o cálculo desse comprimento, considerando a relação entre as dimensões

da edificação e a altura do edifício. O objetivo é garantir que a estrutura seja capaz de suportar as cargas de vento adequadamente. De acordo com a norma, o comprimento da região EG deve ser o maior valor entre $b/3$ e $a/4$, desde que esse valor seja menor ou igual a $2h$, em que h é a altura do edifício.

Calculando o valor de EG, tem-se que:

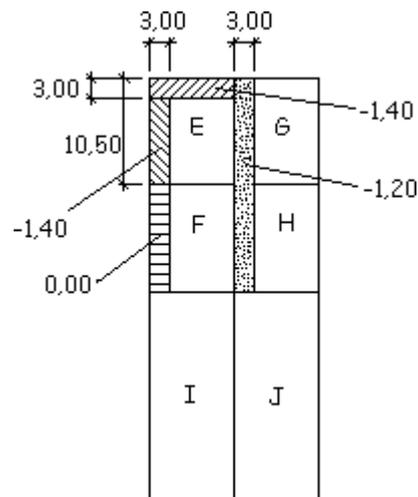
$$2h = 15,2 \text{ m} \quad (13)$$

$$\frac{b}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ m} \leq 2h \quad (14)$$

$$\frac{a}{4} = \frac{42}{4} = 10,50 \text{ m} \leq 2h \quad (15)$$

Após os cálculos, verificou-se que o comprimento é igual a 10,50 m.

Figura 13 - Comprimento das partes EG.



Fonte: Autoria Própria (2024).

A Figura 8 apresenta o comprimento y que é determinado de acordo com a ABNT NBR 6123:2019. A norma estabelece esse comprimento como $y = h$ ou $0,15 * b$, sendo escolhido o resultado menor dos dois calculados.

$$y = h = 7,6 \text{ m} \quad (16)$$

$$0,15 * b = 0,15 * 20 = 3 \text{ m} \quad (17)$$

Diante disso, deve ser escolhido o menor valor obtido, logo $y = 3 \text{ m}$.

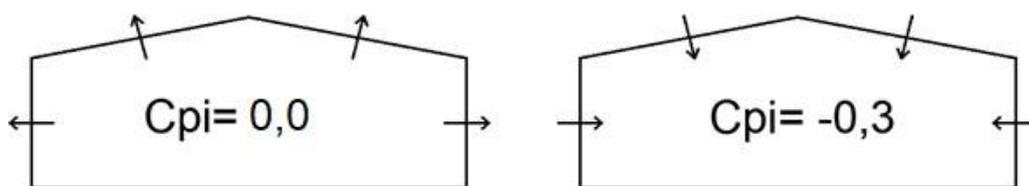
- Coeficientes de pressão interna (C_i)

A compreensão dos conceitos de permeabilidade e impermeabilidade da edificação é essencial para determinar os coeficientes internos de pressão. A permeabilidade refere-se à presença de aberturas nos elementos da edificação, como portas, janelas, frestas e chaminés. Já a impermeabilidade é encontrada em elementos que não possuem aberturas, como lajes de concreto armado/protendido e paredes de alvenaria, pedra, tijolo e blocos de concreto.

Para calcular os coeficientes de pressão interna em um galpão industrial construído em estrutura metálica, é importante considerar as juntas entre sua cobertura de aço e paredes de vedação, bem como a presença de portas e venezianas nas paredes. Porém, o galpão a ser projetado no presente trabalho deve ser tratado com as quatro faces igualmente permeáveis para o cálculo dos coeficientes de pressão interna.

Segundo a norma ABNT NBR 6123:2019, a pressão interna pode ser considerada uniforme para paredes internas permeáveis. Assim, para as faces permeáveis do galpão, devem ser adotados os seguintes valores de C_{pi} , que também estão indicados na Figura 14.

Figura 14 - Valores de C_{pi} para quatro faces igualmente permeáveis, sendo respectivamente a 0° e 90°



Fonte: Autoria Própria (2024).

Esses valores ajudam a estimar de forma mais precisa os efeitos das pressões internas causadas pelo vento em edificações com paredes internas permeáveis.

- Coeficientes de pressão interno e externo ($C_e - C_i$)

- Para $\alpha = 0^\circ$:

Considerando os coeficientes de pressão externa para a direção do vento a 0° obtidos previamente, o valor mais significativo para os efeitos do telhado será $C_{e\text{ telhado}} = -0,8$.

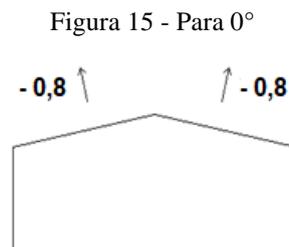
$$C_e (0^\circ) - C_i (0,0) \quad (18)$$

Telhado:

$$1) (-0,8) - (0,0) = -0,8$$

$$2) (-0,8) - (0,0) = -0,8$$

Com isso, têm-se os efeitos sobre o telhado da edificação para o caso I, que podem ser observados na Figura 15.



Fonte: Autoria Própria (2024).

• Para $\alpha = 90^\circ$:

Os coeficientes de pressão externos para a direção de vento a 90 graus que foram obtidos anteriormente serão utilizados para determinar os valores mais críticos para o telhado. Especificamente, os valores mais críticos para o telhado são $C_e = -1,2$ e $-0,4$.

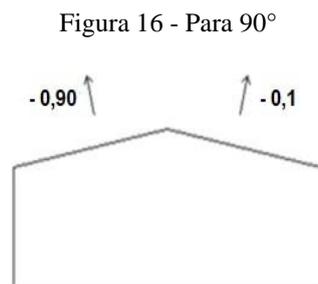
$$C_e (90^\circ) - C_i (-0,3) \quad (19)$$

Telhado:

$$3) (-1,2) - (-0,3) = -0,90$$

$$4) (-0,4) - (-0,3) = -0,1$$

Logo, têm-se os efeitos sobre as paredes e o telhado da edificação para o caso II, que também podem ser visualizados através da Figura 16.



Fonte: Autoria Própria (2024).

- Para o telhado:

O C_{pe} médio crítico no telhado é de -1,4, calculando com os $C_{pi} = 0,0$ e $C_{pi} = -0,3$, têm-se que:

$$1) (-1,4) - (0,0) = -1,4$$

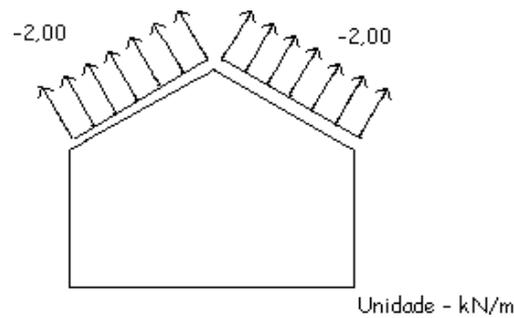
$$2) (-1,4) - (-0,3) = -1,1$$

logo, têm-se que o caso crítico é de C_{pe} médio = -1,4.

- Cargas de vento atuantes no telhado da estrutura

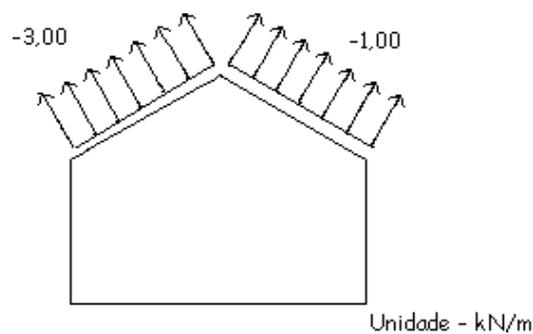
A partir das situações mais críticas identificadas anteriormente, foi possível calcular as cargas mais críticas atuando na estrutura através do software Visual Ventos, onde obteve-se os resultados mostrados nas figuras 17 e 18 a seguir.

Figura 17 - Cargas críticas para 0°.



Fonte: Autoria Própria (2024).

Figura 18 - Cargas críticas para 90°



Fonte: Autoria Própria (2024).

Logo, ao se comparar os valores de forças encontradas, os casos mais críticos são:

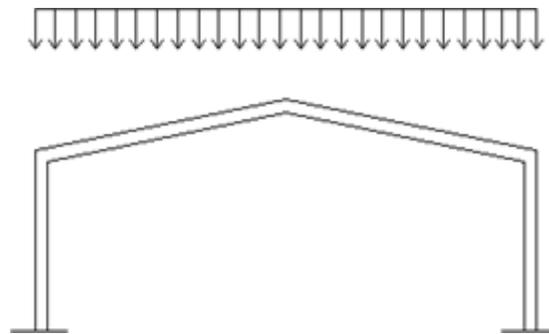
- Vento a 0°: $F_{\text{telhado}} = -2,0 \text{ KN/m}$
- Vento a 90°: $F_{\text{telhado}} = -3,00 \text{ KN/m}$

4.3.2 Carga total acidental (Sobrecarga)

Este tópico abordará os cálculos para sobrecarga variável de projeto, utilizando a ABNT NBR 8800:2020 como referência. De acordo com a norma, a sobrecarga mínima para estruturas comuns deve ser de 0,25 kN/m². No dimensionamento, considera-se a sobrecarga no pórtico como uma carga distribuída, levando em conta a distância de 6 metros entre os pórticos conforme ilustrado na Figura 19. A sobrecarga é calculada pela Equação 12.

$$SC = 0,25 \text{ kN/m}^2 \times 6 \text{ m} \times 1000 = 1500 \text{ N/m} \quad (20)$$

Figura 19 - Distribuição da sobrecarga na estrutura



Fonte: Autoria Própria (2024).

4.4 CARGA PERMANENTE

Nesta seção, será abordado o dimensionamento do telhado, incluindo as terças, a fim de obter os dados necessários para o cálculo da carga permanente da estrutura, levando em consideração o valor da gravidade igual a $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

4.4.1 Telha de cobertura

Antes de dimensionar o telhado, é necessário calcular antecipadamente a força do vento que agirá sobre ele. Para isso, serão utilizados os valores médios do coeficiente de pressão e forma que será igual a $C_{pe} = -1,4$, bem como o valor da pressão dinâmica $q = 0,432 \text{ kN/m}^2$, os quais foram determinados nas seções anteriores. Utilizando esses valores na Equação 13, pode-se obter:

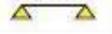
$$F = q \times C_{pemed} \quad (21)$$

$$F = 0,417 \times (-1,4) = - 0,5838 \text{ KN/m}^2$$

$$F = - 58,38 \text{ kgf/m}^2$$

Após determinar a força que agirá sobre o telhado, é possível escolher o tipo de telha adequado para a estrutura. Utilizando o catálogo da KINGSPAN, foi selecionada a telha TP 40-Trapezoidal, o qual as propriedades são apresentadas na Quadro 2. Esta telha é suportada por três apoios, possui carga admissível superior de 78 kgf/m². Além disso, possui espessura de 0,43 mm, vãos de 2,40 metros e peso de 4,13 kg/m². Na escolha da telha também se priorizou a necessidade de uma estrutura mais leve, e dessa forma com menor peso e com apenas três apoios para economizar em terças.

Quadro 2 - Catálogo - Telha Trapezoidal TP-40.

CARGAS MÁXIMAS ADMISSÍVEIS ENTRE APOIOS OU VÃOS EM kg/m ²																			
Número de Apoios	ESP. (mm)	Distância entre apoios ou vãos																	
		1,80		2,00		2,20		2,40		2,60		2,80		3,00		3,20		3,40	
		COB	FEC	COB	FEC	COB	FEC	COB	FEC	COB	FEC	COB	FEC	COB	FEC	COB	FEC	COB	FEC
2 apoios 	0,43	142	142	114	108	94	78	78											
	0,50	168	168	135	125	111	93	82	70	78									
	0,65	223	223	180	167	147	124	123	94	104	73	89		78					
3 apoios 	0,43	142	142	114	108	94	78	78											
	0,50	168	168	135	125	111	93	82	70	78									
	0,65	223	223	180	167	147	124	123	94	104	73	89		76					
4 ou mais apoios 	0,43	226	226	169	169	138	137	113	115	95	97	82	82						
	0,50	264	264	195	195	162	161	133	133	113	112	96	96	83	83				
	0,65	292	292	256	256	210	210	176	176	149	149	127	127	110	110	96	96		

COB - Cobertura - Flecha de L/120
FEC - Fechamento - Flecha de L/200

Fonte: KINGSPAN (2023).

4.4.2 Definição do treliçado

Tendo em vista a largura da água do telhado de 10,15 metros, e como foi escolhido anteriormente um vão máximo de 2,4 metros, tem-se o número de vãos na Equação 14 a seguir:

$$N^{\circ} \text{ de vãos} = 10,15/2,4 = 4,23 \cong 5 \text{ vãos.} \quad (22)$$

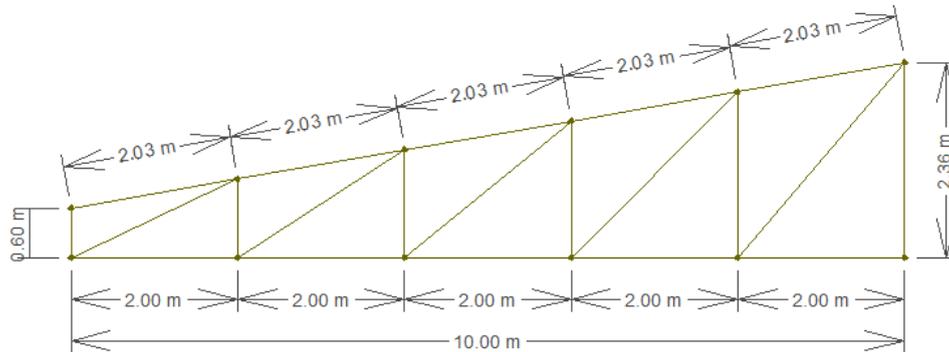
O número de terças é a soma no número de vãos, mais 1, como segue na Equação 15:

$$N^{\circ} \text{ de terças} = 5 + 1 = 6 \text{ terças.} \quad (23)$$

Dessa forma, a distância entre terças adotada, será o comprimento da água dividido pela quantidade de vão como ilustrado na Figura 20, será de acordo com a Equação 24:

$$L = (10,15/5) = 2,03 \text{ m} \quad (24)$$

Figura 20 - Ilustração do telhado.

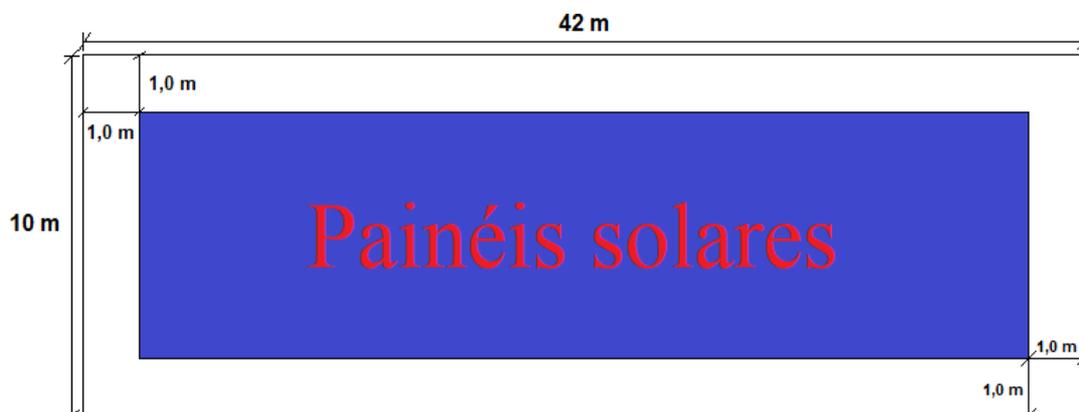


Fonte: Autoria Própria (2024).

4.4.3 Carregamento do sistema fotovoltaico

De acordo com o CREA-PB (2019), embora não exista um valor padrão para o peso das placas fotovoltaicas para fins de dimensionamento, é comum adotar cerca de 15 kgf/m², incluindo o sistema de fixação. Adota-se uma área de influência de 8 m, considerando os recuos e espaçamentos deixados para movimentação, montagem e manutenção dos painéis, conforme mostrado na Figura 21.

Figura 21 - Distribuição dos painéis na estrutura.



Fonte: Autoria Própria (2024).

O comprimento efetivo é de 8 metros para a água completa. Já para a área de influência das distâncias entre as terças, têm-se:

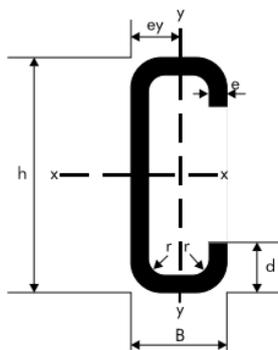
$$P_{\text{painel}} = 15 \times 9,81 = 147,15 \text{ N/m}^2 \quad (25)$$

$$P_{\text{painel}} = 147,15 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \times 2,03 \text{ m} = 300 \text{ N/m}$$

4.4.4 Pré-dimensionamento – Terça

No dimensionamento das terças, serão observados os perfis da fabricante GERDAU, sendo escolhido o perfil “U” de chapa dobrada, como mostrado na Figura 22.

Figura 22 - Ilustração do telhado



Fonte: Perfil U GerdaU (2023).

A altura “d” da terça deve ser entre 1/40 e 1/60 do vão entre pórticos, como representado na Equação 26, portanto:

$$d = (1/60 \times 6000 \text{ mm}) < h < (1/40 \times 6000 \text{ mm}) \quad (26)$$

$$d = 100 \text{ mm} < h < 150 \text{ mm}.$$

Assim, para atender a especificação de altura da terça, após testados os perfis a partir de $h = 100 \text{ mm}$, o melhor perfil foi o “U” de chapa dobrada que possui $h = 150 \text{ mm}$, de acordo com a Tabela 8.

Tabela 8 - Tabela de perfil U chapa dobrada

Dimensões				S	P	Jx	Wx	ix	ey	Jy	Wy	iy
h	B	d	e = r	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm
mm	mm	mm	mm									
50	25	10	2,00	2,00	1,57	7,40	2,96	1,92	0,92	1,68	1,06	0,92
			2,25	2,33	1,83	8,40	3,36	1,90	0,92	1,87	1,18	0,90
			2,65	2,64	2,07	9,28	3,71	1,88	0,91	2,02	1,28	0,88
			3,00	2,92	2,30	10,04	4,01	1,85	0,91	2,15	1,35	0,86
75	40	15	2,00	3,23	2,54	28,46	7,59	2,97	1,50	7,43	2,97	1,52
			2,25	3,81	2,99	33,01	8,80	2,94	1,49	8,52	3,40	1,50
			2,65	4,37	3,43	37,25	9,93	2,92	1,49	9,50	3,78	1,48
			3,00	4,90	3,85	41,18	10,98	2,90	1,48	10,38	4,13	1,46
100	50	17	2,00	4,16	3,27	66,05	13,20	3,98	1,78	14,87	4,61	1,89
			2,25	4,93	3,87	77,21	15,44	3,96	1,77	17,21	5,33	1,87
			2,65	5,67	4,45	87,80	17,56	3,94	1,77	19,36	5,99	1,85
			3,00	6,39	5,02	97,83	19,57	3,91	1,76	21,35	6,59	1,83
127	50	17	2,00	4,68	3,67	115,45	18,18	4,97	1,59	16,17	4,74	1,86
			2,25	5,54	4,35	135,33	21,31	4,94	1,59	18,71	5,48	1,84
			2,65	6,39	5,01	154,31	24,30	4,92	1,58	21,07	6,17	1,82
			3,00	7,21	5,66	172,40	27,15	4,89	1,58	23,24	6,79	1,80
150	60	20	2,00	5,61	4,40	195,38	26,05	5,90	1,92	28,36	6,95	2,25
			2,25	6,66	5,23	229,93	30,66	5,88	1,91	33,03	8,08	2,23
			2,65	7,69	6,04	263,19	35,09	5,85	1,91	37,42	9,15	2,21
			3,00	8,70	6,83	295,19	39,36	5,82	1,91	41,53	10,14	2,18

Fonte: GERDAU Barras e Perfis (2023).

4.4.5 Somatório das cargas permanentes

De acordo com a Equação 27, a carga do telhado pode ser calculada utilizando os dados do peso da telha, que é de 4,13 Kg/m² e a distância entre os apoios, que é de 2,03 metros:

$$P (\text{telha}) = 4,13 \text{ Kg/m}^2 \times 2,03 \text{ m} \times 9,81 = 82,25 \text{ N/m} \quad (27)$$

Para calcular a carga das terças, são utilizados os dados do peso da terça de 6,83 Kg/m que é referente ao perfil “U” de chapa dobrada selecionado, como mostra a seguir na Equação 28:

$$P (\text{terça}) = 6,83 \text{ Kg/m} \times 9,81 = 67 \text{ N/m} \quad (28)$$

A fim de calcular a carga dos tirantes, é necessário utilizar os dados do peso do tirante, que é dado por 4 N/m, como na Equação 29:

$$P (\text{tirante}) = 4 \text{ N/m} \quad (29)$$

Após a obtenção dos dados das cargas provenientes da telha, painéis, terças e tirantes, tem-se que a carga total permanente será 465,36 N/m, como demonstrado na Equação 30:

$$CP = 82,25 + 300 + 67 + 4 = 453,25 \text{ N/m ou } 0,453 \text{ kN/m} \quad (30)$$

Considerando a força do vento que atua perpendicularmente ao telhado e levando em consideração a inclinação do telhado $\alpha = 10^\circ$, os componentes gx e gy definidos nas Equações 31 e 32, respectivamente, serão utilizados na etapa de combinação de cargas:

$$gx = 453,25 \times \text{sen } 10^\circ = 78,71 \text{ N/m ou } 0,079 \text{ kN/m} \quad (31)$$

$$gy = 453,25 \times \text{cos } 10^\circ = 446,36 \text{ N/m ou } 0,446 \text{ kN/m} \quad (32)$$

4.5 CÁLCULO DA TERÇA DE COBERTURA

O cálculo de cargas em terças de cobertura é fundamental para garantir a segurança e a durabilidade das estruturas. Sabendo-se que terças são elementos estruturais que suportam as cargas provenientes do telhado e as transferem para os demais componentes da estrutura, como vigas e pilares, para dimensioná-las corretamente, é

necessário considerar diversos fatores, como o peso próprio dos materiais, as cargas de vento, a sobrecarga de uso, entre outros. Esse processo assegura que a estrutura seja capaz de suportar as tensões a que será submetida ao longo de sua vida útil, evitando falhas e garantindo o desempenho esperado.

4.5.1 Cargas permanentes da terça

Com base nos resultados obtidos nos cálculos anteriores será realizada a verificação das terças do galpão. Foi determinado que o peso da telha é de 0,082 kN/m e o peso das terças é de 0,067 kN/m, além disso o peso do painel é 0,30 kN/m, (proveniente do seu peso de 0,147 kN multiplicado pela distância entre as terças de 2,03). Para a verificação da capacidade das terças, foi considerada inicialmente apenas a carga permanente, que é a soma do peso do telhado e das terças. Não foi considerado o tirante para fins de cálculo nessa etapa.

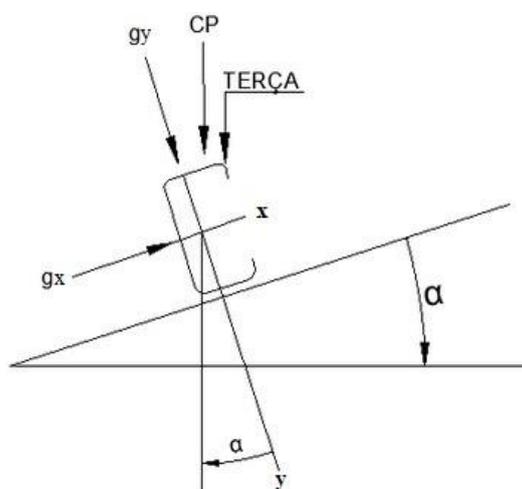
$$CP = 0,082 \text{ kN/m} + 0,067 \text{ kN/m} + 0,30 \text{ kN/m} = 0,449 \text{ kN/m} \quad (33)$$

Considerando a ação perpendicular ao telhado, é necessário determinar as componentes g_x e g_y para serem utilizadas na etapa de combinações de cargas. Para a inclinação do telhado $\alpha = 10^\circ$, tem-se o seguinte:

$$g_x = 0,449 \times \text{sen}(10^\circ) = 0,078 \text{ kN/m} \quad (31)$$

$$g_y = 0,449 \times \text{cos}(10^\circ) = 0,442 \text{ kN/m} \quad (32)$$

Figura 23 - Atuação da carga permanente



Fonte: Autoria própria (2024).

4.5.2 Sobrecarga variável da terça

No processo de verificação das terças, será realizado o cálculo das sobrecargas variáveis. Conforme especificado na ABNT NBR 8800:2020, o valor de 0,25 KN/m² será adotado como sobrecarga. Para o dimensionamento, considera-se a componente vertical dessa força, levando em conta uma inclinação de $\alpha = 10^\circ$ e uma distância entre terças de 2,03m. Portanto, os cálculos resultam em:

$$SV = 0,25 \times \cos 10^\circ \times 2,03 \text{ m} \quad (34)$$

$$SV = 0,500 \text{ kN/m}$$

Calculando suas componentes tem-se:

$$qx = 0,500 \times \sin 10^\circ = 0,087 \text{ kN/m} \quad (35)$$

$$qy = 0,500 \times \cos 10^\circ = 0,492 \text{ kN/m} \quad (36)$$

4.5.3 Cargas de vento da terça

Esse cálculo já foi realizado anteriormente, durante a análise da carga permanente, resultando em um valor de -0,417 KN/m². Considerando a distância entre terças de 2,03 m, obtém-se o seguinte resultado:

$$VS = -0,417 \text{ kN/m}^2 \times 2,03 \text{ m} = -0,846 \text{ kN/m} \quad (37)$$

4.5.4 Combinações de esforços para a terça

Para a verificação das terças, é realizada a combinação última de esforços. Essa combinação envolve duas situações: peso próprio combinado com sobrecarga variável, e peso próprio combinado com vento de sucção. A seguir, será detalhado o desenvolvimento dessas combinações:

$$Fd = \gamma_g \times F_g + \gamma_q \times F_q \quad (38)$$

F_d - esforço de dimensionamento;

F_g - esforço permanente;

F_q - esforço variável;

γ_g - coeficiente de majoração para carga permanente;

γ_q - coeficiente de majoração para carga variável.

- 1° Combinação: Peso próprio + sobrecarga variável:

Em relação a x,

$$Fd_x = 1,25 \times 0,078 + 1,5 \times 0,087 \quad (39)$$

$$Fd_x = 0,228 \text{ kN/m}$$

Em relação ao y,

$$Fd_y = 1,25 \times 0,442 + 1,5 \times 0,492 \quad (40)$$

$$Fd_y = 1,290 \text{ kN/m}$$

- 2° Combinação: Peso próprio + vento de sucção:

Em relação a x,

$$Fd_x = 1 \times 0,078 + 1,4 \times (0) \quad (39)$$

$$Fd_x = 0,078 \text{ kN/m}$$

Em relação ao y,

$$Fd_y = 1 \times 0,442 + 1,4 \times (-0,846) \quad (40)$$

$$Fd_y = -0,742 \text{ kN/m}$$

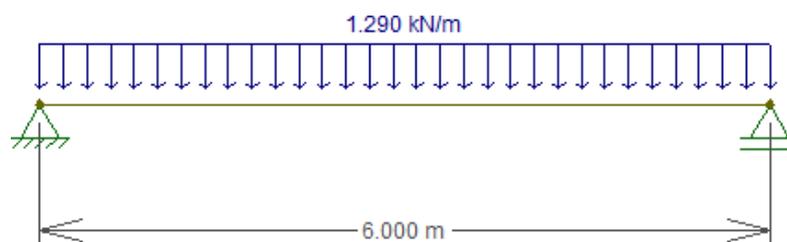
4.5.5 Determinação das solicitações

Com base nesses valores e com auxílio de softwares ftool, têm-se que:

- 1° Combinação:

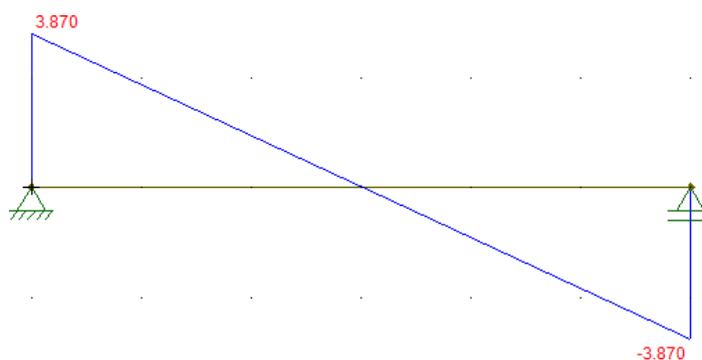
Em relação ao eixo x:

Figura 24 - Carregamento da primeira combinação em x.



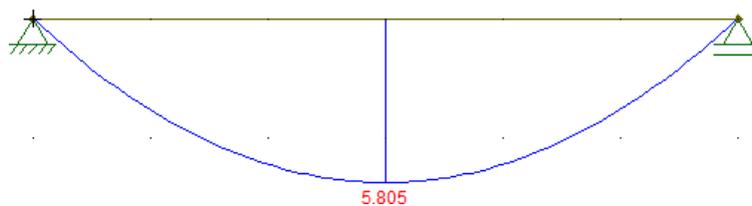
Fonte: Autoria Própria (2024).

Figura 25 - Representação do esforço cortante em x.



Fonte: Autoria Própria (2024).

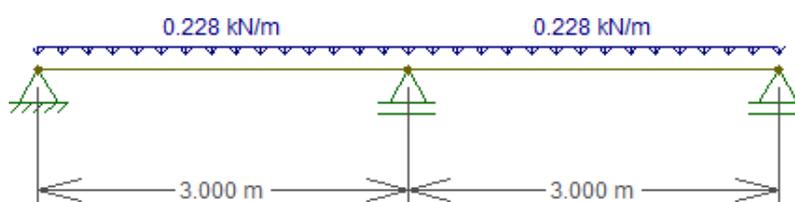
Figura 26 - Representação do momento fletor x.



Fonte: Autoria Própria (2024).

Em relação ao eixo y:

Figura 27 - Carregamento da primeira combinação em y.



Fonte: Autoria Própria (2024).

Figura 28 - Representação do esforço cortante em y.



Fonte: Autoria Própria (2024).

Figura 29 - Representação do momento fletor em y.

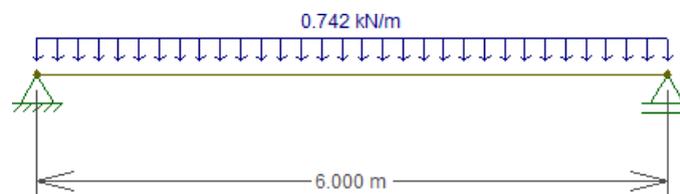


Fonte: Autoria Própria (2024).

● 2º Combinação:

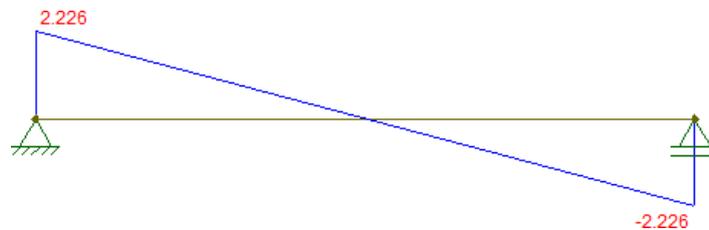
Em relação ao eixo x:

Figura 30 - Carregamento da segunda combinação em x.



Fonte: Autoria Própria (2024).

Figura 31 - Representação do esforço cortante em x.



Fonte: Autoria Própria (2024).

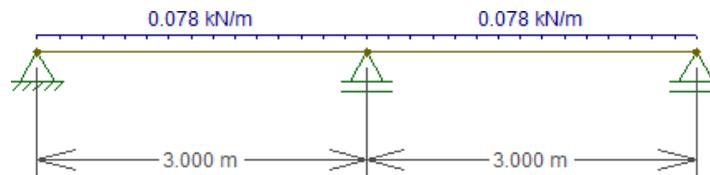
Figura 32 - Representação do momento fletor em x.



Fonte: Autoria Própria (2024).

Em relação ao eixo y:

Figura 33 - Carregamento da segunda combinação em y.



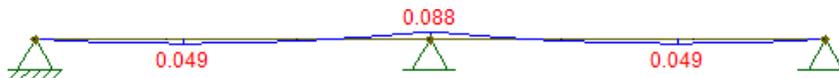
Fonte: Autoria Própria (2024).

Figura 34 - Representação do esforço cortante em y.



Fonte: Autoria Própria (2024).

Figura 35 - Representação do momento fletor em y.



Fonte: Autoria Própria (2024).

Sendo assim, o caso crítico será de $M_{sd} = 580,5 \text{ kN.cm}$.

4.5.6 Estado Limite Último (ELU)

Para a verificação dos perfis da terça será feita de início a verificação do Estado Limite de Serviço (ELS), onde serão analisados os deslocamentos máximos permitidos (flechas) de acordo com a NBR 8800/2008. Em seguida será feita a verificação do Estado Limite Último (ELU), através do software *DimPerfil 4.0*. Este programa é responsável por calcular e avaliar se as dimensões dos perfis selecionados para cada componente da estrutura são capazes de resistir aos esforços solicitados, considerando os coeficientes de segurança adequados. O processo envolve uma análise detalhada das cargas aplicadas, das propriedades dos materiais e das características geométricas dos perfis, garantindo que todos os elementos estejam em conformidade com as normas de segurança e que a integridade estrutural seja mantida sob as condições de carga mais extremas previstas no projeto.

Após se obter as solicitações máximas da terça através de simulação no software *Ftool*, segue-se com a verificação dos perfis através do software *Dimperfil 4.0*, iniciando as verificações a partir dos perfis pre dimensionados anteriormente.

Para iniciar as verificações dos perfis deve-se antes levar em consideração o Coeficiente de distribuição de momento (CB). O software *Dimperfil 4.0*, de padrão vem com o valor de 1 para o CB, que no caso, é o valor em favor da segurança. Porém o mesmo não o calcula. Mas de todo modo o CB pode ser imputado dentro da ferramenta manualmente, variando de 0 até 10, como orientado pela normativa, sendo ele calculado de acordo com a equação 41 a seguir.

Calculando-se o CB para o eixo x, tem-se:

$$CB = \frac{12,5 * |M_{m\acute{a}x}|}{2,5 * |M_{m\acute{a}x}| + 3 * |M_A| + 4 * |M_B| + 3 * |M_C|} \quad (41)$$

Onde $M_{m\acute{a}x} = 5,80$ e os momentos nos pontos A, B e C são dados por:

$$L_A = 1/4 \times L_b = 0,25 \times 3 = 0,75 \text{ m} \quad (42)$$

$$L_b = 1/2 \times L_b = 0,5 \times 3 = 1,5 \text{ m} \quad (43)$$

$$L_c = 3/4 \times L_b = 0,75 \times 3 = 2,25 \text{ m} \quad (44)$$

Portanto, de acordo com o gráfico do *ftool*, tem-se que:

$$M_A = 2,54 \text{ kNm}$$

$$M_B = 4,34 \text{ kNm}$$

$$M_C = 5,44 \text{ kNm}$$

Com isso da equação 41, tem-se:

$$CB = \frac{12,5 * |5,80|}{2,5 * |5,80| + 3 * |2,54| + 4 * |4,34| + 3 * |5,44|} = 1,30 \quad (41)$$

Calculando-se o CB para o eixo y tem-se:

$$CB = \frac{12,5 * |M_{m\acute{a}x}|}{2,5 * |M_{m\acute{a}x}| + 3 * |M_A| + 4 * |M_B| + 3 * |M_C|} \quad (41)$$

Onde $M_{m\acute{a}x} = 5,80$ e os momentos nos pontos A, B e C são dados por:

$$L_A = 1/4 \times L_b = 0,25 \times 3 = 0,75 \text{ m} \quad (42)$$

$$L_b = 1/2 \times L_b = 0,5 \times 3 = 1,5 \text{ m} \quad (43)$$

$$L_c = 3/4 \times L_b = 0,75 \times 3 = 2,25 \text{ m} \quad (44)$$

Portanto, de acordo com o gráfico do *ftool*, tem-se que:

$$M_A = 0,128 \text{ kNm}$$

$$M_B = 0,128 \text{ kNm}$$

$$M_C = 0 \text{ kNm}$$

Com isso da equação 41, tem-se:

$$CB = \frac{12,5 * |0,257|}{2,5 * |0,257| + 3 * |0,128| + 4 * |0,128| + 3 * |0|} = 2,08 \quad (41)$$

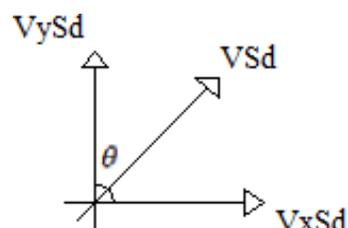
Com o software *Ftool* foram calculados os momentos fletores e esforços cortantes na terça, para os eixos x e y, e em seguida esses valores foram introduzidos no *DimPerfil 4.0* para o dimensionamento.

Forças solicitantes de cálculo encontradas com o software *Ftool* foram as seguintes:

- $MxSd = 580,50 \text{ KNcm}$
- $MySd = 25,65 \text{ KNcm}$
- $VySd = 0,856 \text{ KN}$
- $VxSd = 3,87 \text{ KN}$

Para as forças cortantes encontradas nos eixos x e y, deve-se calcular a resultante das duas forças. Para isso tem-se que as forças estão dispostas de acordo com a figura 36 a seguir e em seguida tem-se o cálculo da força resultante.

Figura 36 – Plano das forças cortantes na terça



Fonte: Autoria Própria (2024).

Para o cálculo da força resultante, tem-se que a Equação 43:

$$VSd^2 = VySd^2 + VxSd^2 + 2 \times VySd \times VxSd \times \cos(\theta) \quad (45)$$

$$Vsd^2 = 0,856^2 + 3,87^2 + 2 \times 0,856 \times 3,87 \times \cos(90^\circ)$$

$$Vsd = 3,96 \text{ KN}$$

- Verificação do perfil Ue (150x60x20x2,65)

A figura 37 mostra as propriedades geométricas do perfil Ue (150x60x20x2,65) testado inicialmente e a figura 38 mostra a inserção das cargas já combinadas, assim como os esforços solicitantes. Além disso, mostra os valores de esforços resistentes para momento fletor e força cortante, assim como para a combinação destes.

Figura 37 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado

Escolha do Perfil | Cálculo dos Esforços

Dimensões do perfil [cm] **Escolha do Perfil (NBR 6355)**

bw = 15 t = 0,265
 bf = 6 α =
 D = 2 β = 90
 De = θ =

Propriedades Geométricas a serem calculadas

Seção Bruta Seção Efetiva NBR 14762/2010 Deslocamentos

Tensão de trabalho - σ: 25 kN/cm² **Atualizar**

N 10 kN
 Mx 10 kN.cm
 My 10 kN.cm

Propriedades Geométricas da Seção

Cálculo das Propriedades da Seção

bf = 6 cm	bw = 15 cm	D = 2 cm
α = 0 °	β = 90 °	A = 7,75326 cm ²
Ix = 266,92281 cm ⁴	Iy = 38,03979 cm ⁴	Ixy = 0 cm ⁴
It = 0,1811 cm ⁴	xg = -1,9219 cm	yg = -7,5 cm
x0 = -4,55787 cm	y0 = 0 cm	x0 = 7,75291 cm
rx = 5,86747 cm	ry = 2,21502 cm	Wx = 35,58971 cm ³
Wy = 9,32783 cm ³	Iw = 1792,37343 cm ⁶	zm = 0,3975 cm
φp = 0 °	m = 6,08631 kg/m	

by Edson Lubas Silva

Fonte: Autoria Própria (2024).

Figura 38 – Cargas e esforços da terça de aço dobrado

Escolha do Perfil | Cálculo dos Esforços

Dimensões (cm)

α = 0
 bw = 15
 bf = 6
 D = 2
 t = 0,265
 β = 90

Comprimentos (cm)

Lx: 600
 Ly: 300
 Lt: Ly

Esforços Solicitantes

Nd: 0 kN
 Mxd: 580,5 kN.cm
 Myd: 25,7 kN.cm
 Vd: 3,96 kN

Coefficiente de Momento

Em X: Cb: 1,3
 Em Y: Cb: 2,08

Resultado: **NBR 14762:2010**

CALCULAR

Ue: bw=15 bf=6 D=2 t=0,265 α=0 β=90
 fy= 24 kN/cm² E= 20000 kN/cm² G= 7700 kN/cm²

by Edson Lubas Silva

Fonte: Autoria Própria (2024).

A análise do perfil foi realizada conforme as figuras anteriores, obtendo os resultados a seguir dos esforços resistentes e da verificação de flexo-compressão:

- $MxRd = 625,73 \text{ kN. cm}$
- $MyRd = 178,09 \text{ kN. cm}$
- $VRd = 48,36 \text{ kN}$

Obtendo-se os resultados de verificação de flexo-compressão:

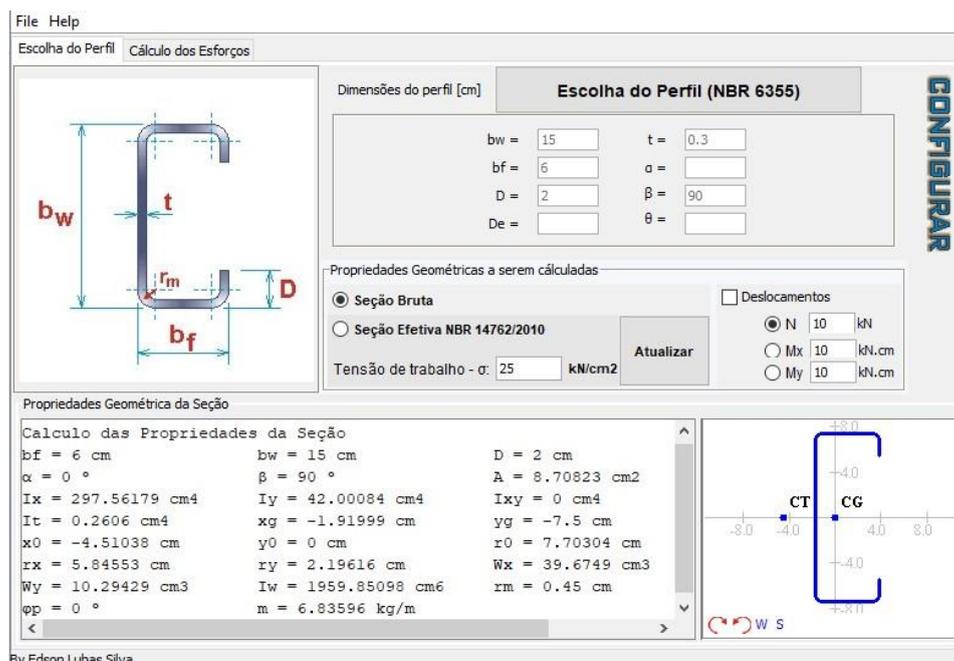
- $0 + 0,93 + 0,14 = 1,07 > 1$ - Não Ok! (Se ≤ 1 , Ok!)

Portanto o perfil Ue (150x60x20x3,00) não atende as solicitações de esforços exigidas.

- Verificação do perfil Ue (150x60x20x3,00)

Prosseguindo-se com a verificação, adotou o perfil seguinte da tabela, sendo esse o perfil Ue (150x60x20x3,00) com suas propriedades mostradas na figura 39 a seguir.

Figura 39 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado



Fonte: Autoria Própria (2024).

A análise do perfil foi realizada conforme a figura anterior, obtendo os resultados a seguir dos esforços resistentes e da verificação de flexo-compressão:

- $MxRd = 704,13 \text{ kN. cm}$
- $MyRd = 199,97 \text{ kN. cm}$
- $VRd = 54,20 \text{ kN}$

Obtendo-se os resultados de verificação de flexão composta:

- $0 + 0,83 + 0,12 = 0,95 \leq 1$ - Ok!

Verificação a flexão e cisalhamento:

- $0,69 + 0 = 0,69 \leq 1$ - Ok!

Portanto o perfil Ue (150x60x20x3,00) com peso específico 6,83 kg/m, adotado para a terça, atende as solicitações de esforço.

4.5.7 Estado Limite de Serviço (ELS)

Conforme a Tabela C.1 no Apêndice C da norma NBR 8800/2008, são estabelecidos os limites máximos de deflexão para vigas utilizadas em coberturas, como descrito na Tabela 9.

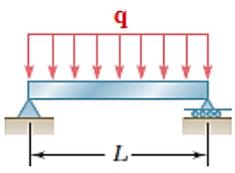
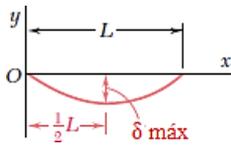
Tabela 9 - Deslocamentos máximos.

δ máx	Situação de uso
L/180	Ações variáveis de mesmo sentido que a da ação permanente. Descendente
L/120	Ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção). Ascendente

Fonte: NBR 8800 (2008).

A Figura 40 mostra o valor máximo de carga que uma viga bi apoiada pode suportar quando submetida a um carregamento distribuído.

Figura 40 - Deslocamento máximo para viga bi apoiada

Barra e Carregamento	Curva Elástica	Deslocamento Máximo
		$\delta \text{ máx} = \frac{5qL^4}{384EI}$

Fonte: Beer e Johnston (2008).

Como as combinações apresentam sentidos diferentes, será necessário fazer duas verificações, sendo:

- 0,449 o valor da carga permanente e 0,500 o valor da sobrecarga variável;

- Cargas em mesmo sentido - Peso próprio e sobrecarga variável.

De acordo com a Equação 31 e 35:

$$q_{1yn} = 0,449 \times \cos 10^\circ + 0,500 \times \cos 10^\circ \quad (46)$$

$$q_{1yn} = 0,934 \text{ kN/m ou } 0,00934 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_1 = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 0,00934 \cdot 600^4}{384 \cdot 20000 \cdot 297,56} \quad (47)$$

$$\delta_1 = 2,65 \text{ cm.}$$

Correlacionando as equações para o deslocamento máximo tem-se que,

$$\delta_1 = \frac{5qL^4}{384EI} \leq \frac{L}{180}, \text{ portanto, o perfil atende.}$$

- Cargas em sentido oposto – Peso próprio e vento de sucção:

$$q_{2yn} = 0,449 \times \cos 10^\circ - 0,877 \quad (48)$$

$$q_{2yn} = 0,435 \text{ kN/m ou } 0,00435 \text{ kN/cm} \quad (49)$$

$$\delta_2 = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 0,00435 \cdot 600^4}{384 \cdot 20000 \cdot 297,56}$$

$$\delta_2 = 1,23 \text{ cm}$$

Correlacionando as equações para o deslocamento máximo temos que:

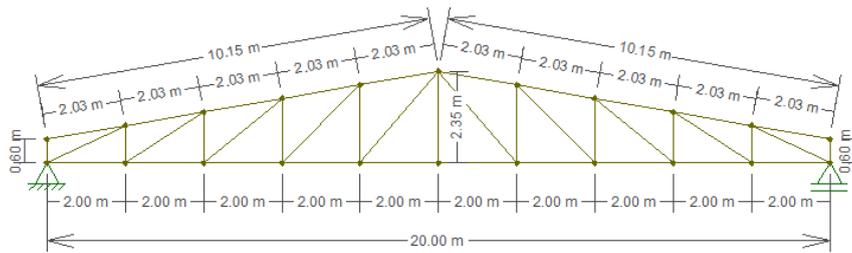
$$\delta_2 = \frac{5qL^4}{384EI} \leq \frac{L}{120}, \text{ portanto o perfil dimensionado atende as especificações vigentes na norma.}$$

Para o presente trabalho, cujo objetivo é determinar o consumo final de aço da treliça, não se faz necessário o dimensionamento do tirante, visto que, para efeitos de cálculo, o peso do tirante não é considerado.

4.6 CÁLCULO DA TRELIÇA DE COBERTURA

O cálculo da força axial em uma tesoura metálica envolve a determinação das cargas atuantes nos nós da estrutura. Essas cargas incluem o peso próprio da tesoura, a sobrecarga variável e as cargas de vento. É importante ressaltar que, além dessas cargas, outros fatores devem ser considerados no cálculo da força axial, como a geometria da tesoura, as ligações entre os elementos e as condições de apoio.

Figura 41 – Treliça trapezoidal – TP-20

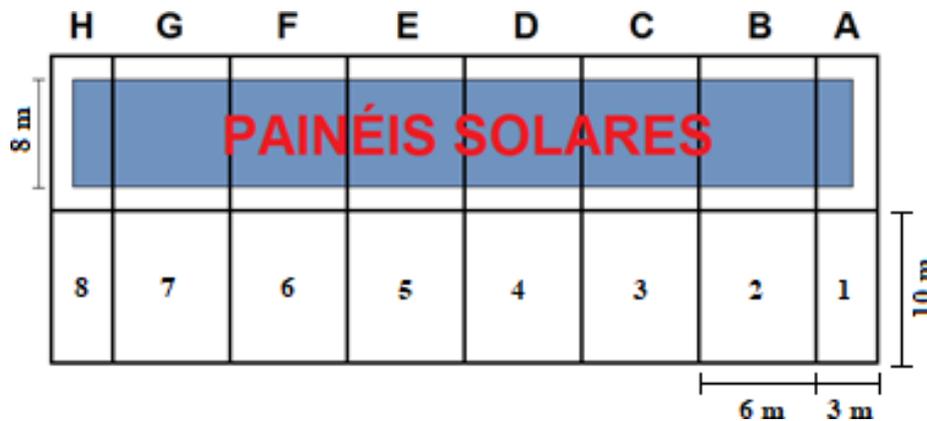


Fonte: Autoria Própria (2024).

4.6.1 Determinação das áreas de influências

Para calcular a força axial em uma estrutura metálica, é preciso levar em conta as cargas permanentes do telhado e das terças distribuídas nos pórticos. Nesse processo, é fundamental determinar a área de influência do telhado em cada pórtico e a área de influência do telhado nas terças. A área de influência do telhado na treliça pode ser visualizada na Figura 42, onde é considerada metade da distância entre os eixos. Essa área delimita a região em que as cargas do telhado são aplicadas no pórtico específico.

Figura 42 - Áreas de influência dos painéis solares



Fonte: Autoria Própria (2024).

Logo, têm-se as seguintes áreas de influência para cada pórtico:

$$A_{\text{Pórtico 1}} = A_{\text{Pórtico 8}} = (20) \times 3 = 60 \text{ m}^2 \quad (50)$$

$$\begin{aligned} A_{\text{Pórtico 2}} = A_{\text{Pórtico 3}} = A_{\text{Pórtico 4}} = A_{\text{Pórtico 5}} = A_{\text{Pórtico 6}} = A_{\text{Pórtico 7}} = \\ = (20) \times 6 = 120 \text{ m}^2 \end{aligned} \quad (51)$$

Para as áreas de influência dos painéis solares, tem-se o tabela 8 a seguir.

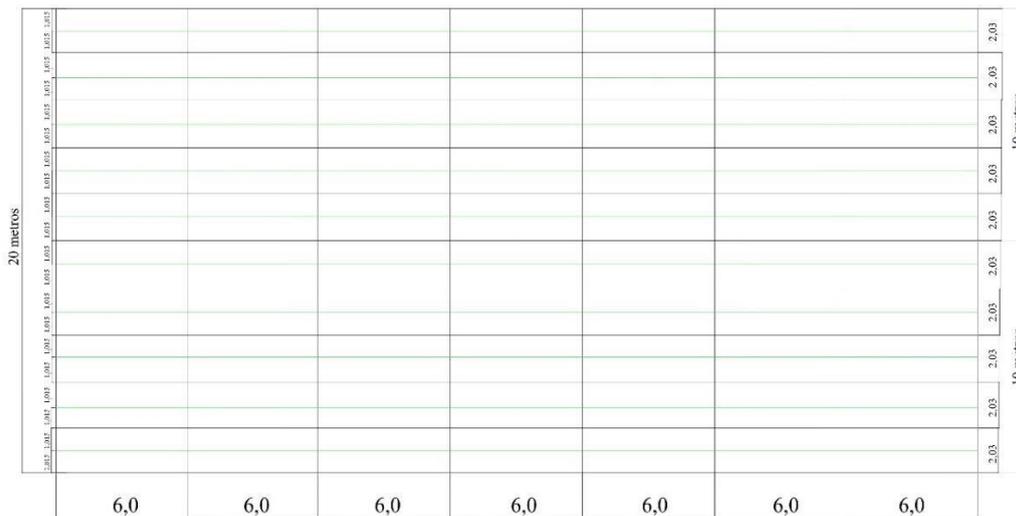
Tabela 10 - Áreas de influência dos painéis solares em cada pórtico

Pórtico	Área de influência (m ²)
A	16
B	48
C	48
D	48
E	48
F	48
G	48
H	16

Fonte: Autoria Própria (2024).

Já no cálculo da carga pontual do telhado sobre cada terça de uma estrutura metálica, é necessário determinar a área de influência específica de cada terça. Essa área pode ser visualizada na Figura 43, onde é considerada a metade da distância entre os eixos.

Figura 43 - Áreas de influência das terças



Fonte: Autoria Própria (2024).

4.6.2 Cargas permanentes na treliça

Como a área de maior influência está nos pórticos centrais, é necessário calcular a carga permanente do telhado distribuída mesmos, visto que eles suportam a maior carga, assim, seu dimensionamento atenderá as cargas atuantes sobre os pórticos de extremidade. Então, para a carga permanente das telhas, tem se que:

$$C_{perm.telha} = A_{pórtico} \times PP_{telhado} \times g \quad (52)$$

Em que,

- $C_{perm.telha}$ = carga permanente do telhado;
- $A_{portico}$ = metade da área de influência do pórtico;
- $PP_{telhado}$ = peso próprio;
- g = aceleração da gravidade.

Portanto, para toda a área de influência, têm-se:

$$C_{perm.telha} = 60 \times 4,13 \times 9,81 = 2431 \text{ N ou } 2,431 \text{ KN}$$

Já para as cargas permanentes provenientes dos painéis solares, sabe-se que os mesmos serão instalados na direção norte e que dependendo do pórtico analisado, as quantidades de carga proveniente da distribuição dos mesmos podem ser diferentes, sendo assim, possuem uma área diferente de influência nos pórticos, apresentados na Figura 37 e no quadro 12.

Portanto, adotando a carga influente nos pórticos B=C=D=E=F=G, têm-se que:

$$C_{perm.painéis} = A_{portico} \times (PP_{painel}) \times g \quad (53)$$

Em que,

- $C_{perm.painéis}$ = carga permanente do telhado;
- $A_{portico}$ = área de influência do pórtico;
- PP_{painel} = Peso próprio do painel;
- g = aceleração da gravidade.

Substituindo:

$$C_{perm.painéis} = 48 \text{ m}^2 \times (15 \text{ kg/m}^2) \times 9,81 = 7063,2 \text{ N} = 7,063 \text{ KN}$$

Ao estabelecer os limites das áreas de influência da terça, como mostrado na Figura 38, torna-se viável estipular a carga concentrada correspondente ao peso específico do telhado exercido sobre a mencionada terça. O cálculo dessa carga pontual é realizado com base nas dimensões e peculiaridades geométricas da terça, bem como na distribuição das cargas impostas pelo telhado sobre a estrutura.

Também se sabe que as cargas atuantes na parte lateral norte, será calculada com o acréscimo da influência das cargas provenientes dos painéis, diferentemente da lateral sul.

Sendo assim, a carga permanente total será a somatória das cargas permanentes dos painéis e das telhas. Para a lateral norte do telhado tem-se que as cargas são:

$$C_{permanente} = C_{perm.telhas} + C_{perm.painéis} \quad (54)$$

$$C_{permanente} = 2,431 + 7063,20 = 9,494 \text{ N ou } 9,5 \text{ KN}$$

Assim, para o cálculo da carga pontual em relação terças, para a água com os painéis, têm-se 5 áreas de influência, de eixo a eixo, cuja largura é de 2,03 m, e outras 5 áreas de influência para a outra água, resultando em:

$$P = \frac{C_{permanente}}{n^{\circ} \text{ áreas de influência}} \quad (55)$$

Em que:

- P = carga pontual
- n° = número de áreas de influência

Dessa forma, a carga pontual para a lateral norte com os painéis, será:

$$P = \frac{9,5}{10} = 1,9 \text{ KN}$$

Logo, as terças que apresentam área de influência cuja largura é 2,03 m, recebem carga pontual do telhado igual a $P = 1,9 \text{ KN}$.

Já a terça central e da extremidade, apresenta a metade da carga:

$$P = \frac{1,9}{2} = 0,95 \text{ KN}$$

Na outra lateral da tesoura, a carga pontual apenas com a carga permanente das telhas, será:

$$P = \frac{2,431}{5} = 486,2 \text{ N ou } 0,486 \text{ KN}$$

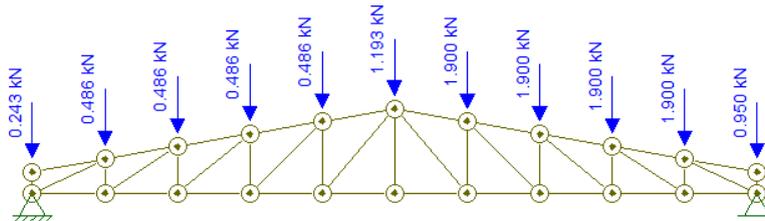
Logo, as terças que apresentam área de influência cuja largura é 2,03 m, recebem carga pontual do telhado igual a $P = 0,486 \text{ KN}$. Já a terça central e a da

extremidade, apresenta a metade da carga:

$$P = \frac{486,2}{2} = 243,1 \text{ N ou } 0,243 \text{ KN}$$

Ao fazer sobreposição das tesouras, observa-se que na cumieira, no nó J, as cargas irão ser somadas, resultando nas seguintes cargas pontuais no telhado:

Figura 44 – Cargas pontuais das telhas e painéis do telhado



Fonte: Autoria Própria (2024).

Para calcular a carga permanente das terças do telhado distribuída sobre os pórticos centrais, é importante considerar que esses pórticos apresentam maior área de influência. Isso significa que eles suportam cargas mais significativas em comparação aos demais pórticos.

Ao determinar o dimensionamento único a ser escolhido para todas as tesouras, é fundamental levar em conta os dados específicos do perfil da terça em questão. Esses dados podem incluir informações como as dimensões do perfil, as propriedades mecânicas do material, a geometria da terça e outros parâmetros relevantes para o cálculo das cargas. Os dados do perfil são Ue (150x60x20x3,00) com peso específico 6,83 kg/m. Com isso tem-se que:

$$P = b \times p \times g \quad (56)$$

Onde:

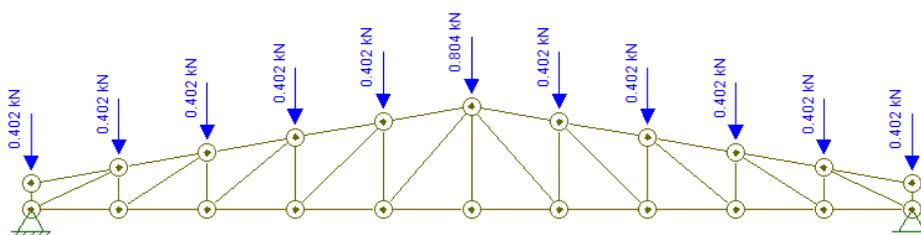
- P = Carga pontual da terça
- b = largura da área de influência dos pórticos centrais
- g = aceleração da gravidade

$$P = 6 \times 6,83 \times 9,81 = 402,01 \text{ N ou } 0,402 \text{ KN}$$

Para o ponto de encontro das duas terças, representado em um único nó na tesoura, haverá a atuação do dobro da carga encontrada acima:

$$P = 0,402 \times 2 = 0,804 \text{ KN}$$

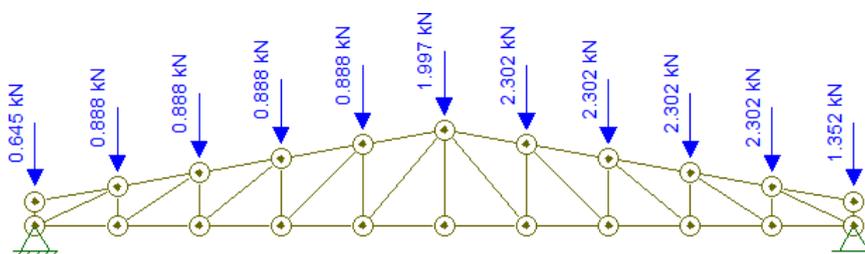
Figura 45 – Cargas pontuais das terças



Fonte: Autoria Própria (2024).

Logo, somando-se as cargas pontuais do telhado e das terças que incidem sobre os nós da tesoura, tem-se a carga permanente total, sendo representada na Figura 46.

Figura 46 – Carga permanente total na treliça



Fonte: Autoria Própria (2024).

4.6.3 Sobrecarga variável na treliça

Conforme estabelecido pela NBR 8800/2008, é necessário considerar uma sobrecarga mínima de 0,25 kN/m² em projeção horizontal para coberturas comuns, como telhados, quando não há especificações mais rigorosas. Portanto, nos pórticos centrais, que possuem maior área de influência, a sobrecarga atuante será de:

$$Q_x = 0,25 \times 6 = 1,50 \text{ kN/m} = 1500 \text{ N/m} \quad (57)$$

Para determinar a carga pontual em cada nó da tesoura devido à sobrecarga, considera-se a distância horizontal equivalente à largura de influência das terças. Esse cálculo é importante para analisar e dimensionar corretamente os elementos da tesoura e garantir a segurança estrutural da cobertura metálica.

Dessa forma, tem-se:

- Para as áreas de influência de 2,03 m:

$$P = 1500 \times 2,03 \times \cos(10^\circ) \quad (58)$$

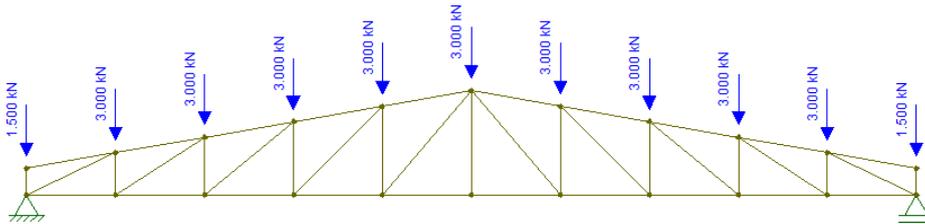
$$P = 2998,74 \text{ N ou } 3 \text{ kN}$$

- Para os nós de extremidade A e T, como recebem cargas apenas da metade da área de influência, tem-se que:

$$P = \frac{2998,74}{2} = 1499,37 \text{ N ou } 1,50 \text{ KN}$$

Com isso, as cargas pontuais devido à sobrecarga podem ser visualizadas na Figura 47.

Figura 47 – Cargas pontuais devido a sobrecarga



Fonte: Autoria Própria (2024).

4.6.4 Cargas de vento na treliça

Considerando os valores críticos $F = -3,00 \text{ KN/m}$ e $F = -2,00 \text{ KN/m}$, atuantes no telhado, é necessário calcular a carga pontual sobre os nós da tesoura a partir da carga distribuída previamente calculada. Essa carga pontual é obtida multiplicando a carga distribuída pela largura de influência das terças. Esse procedimento é essencial para determinar os esforços atuantes em nós e realizar o dimensionamento adequado dos elementos da tesoura.

Para as áreas de influência da lateral sul do telhado, de 2,03 m:

$$P = 3,00 \times 2,03$$

$$P = 6,09$$

Para o nó da extremidade, que sofre pela influência apenas de 1,015 m:

$$P = \frac{6,09}{2} = 3,045 \text{ KN}$$

Da mesma forma que as cargas anteriores foram representadas no eixo y, é importante determinar as componentes do vento nos eixos x e y.

Isso é necessário para calcular os esforços resultantes devido à ação do vento por meio do programa *Ftool*. Essas componentes do vento são essenciais para uma análise precisa dos esforços atuantes na estrutura.

Para largura de 2,03 m:

$$P_x = 6,09 \text{ KN} * \text{sen} (10^\circ) = 1,06 \text{ KN} \quad (59)$$

$$P_y = 6,09 \text{ KN} * \text{cos} (10^\circ) = 6 \text{ kN} \quad (60)$$

Para largura de 1,015 m:

$$P_x = 3,045 \text{ KN} * \text{sen} (10^\circ) = 0,53 \text{ kN} \quad (59)$$

$$P_y = 3,045 \text{ KN} * \text{cos} (10^\circ) = 3,00 \text{ kN} \quad (60)$$

Para as áreas de influência da lateral norte do telhado, de 2,03 m:

$$P = 2,00 \times 2,03$$

$$P = 4,06$$

Para o nó da extremidade, que sofre pela influência apenas de 1,015 m:

$$P = \frac{4,06}{2} = 2,03 \text{ KN}$$

Da mesma forma que as cargas anteriores foram representadas no eixo y, é importante determinar as componentes do vento nos eixos x e y.

Para largura de 2,03 m:

$$P_x = 4,06 \text{ KN} * \text{sen} (10^\circ) = 0,71 \text{ KN} \quad (59)$$

$$P_y = 4,06 \text{ KN} * \text{cos} (10^\circ) = 4 \text{ kN} \quad (60)$$

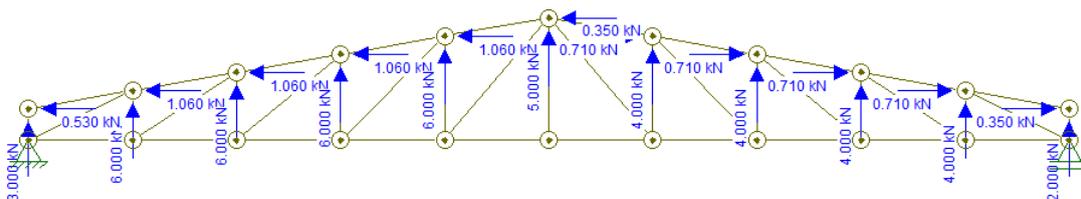
Para largura de 1,015 m:

$$P_x = 2,03 \text{ KN} * \text{sen} (10^\circ) = 0,35 \text{ kN} \quad (59)$$

$$P_y = 2,03 \text{ KN} * \text{cos} (10^\circ) = 2 \text{ kN} \quad (60)$$

No nó central, as duas terças contribuem com suas respectivas componentes. Portanto, as componentes verticais são somadas, enquanto as componentes horizontais se subtraem. Consequentemente, apenas as componentes verticais permanecem, como ilustrado na Figura 48.

Figura 48 - Cargas pontuais devido ao vento

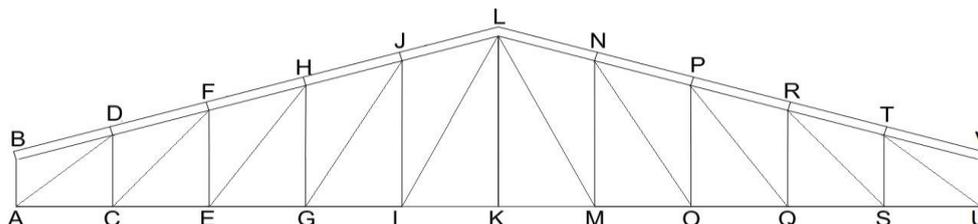


Fonte: Autoria Própria (2024).

4.6.5 Determinação das solicitações na treliça

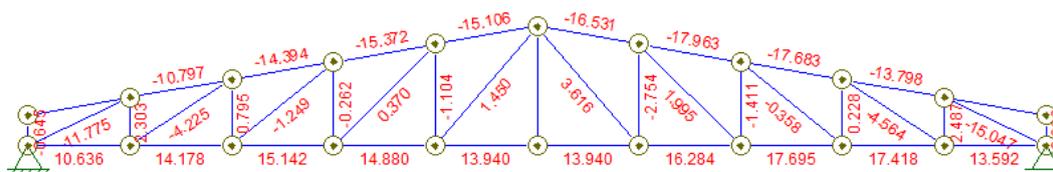
Com as cargas e geometria da estrutura definidas, calcula-se os esforços internos através do software *Ftool*. Para se obter as solicitações dos elementos da treliça, é necessário tomar como referência a Figura 49 que nomeia cada um dos nós da treliça. A seguir nas Figuras 50, 51 e 52 tem-se os esforços obtidos.

Figura 49 – Treliça trapezoidal



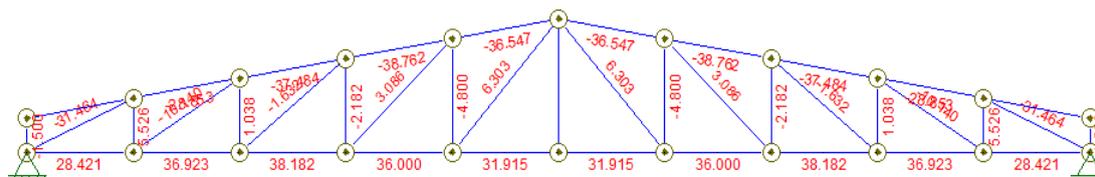
Fonte: Autoria Própria (2024).

Figura 50 – Esforço normal a carga permanente na treliça



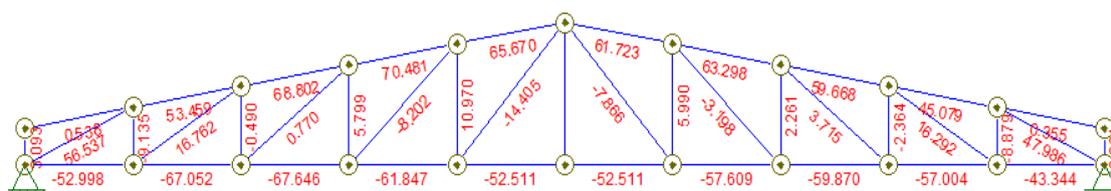
Fonte: Autoria Própria (2024).

Figura 51 – Esforço normal a sobrecarga na treliça



Fonte: Autoria Própria (2024).

Figura 52 – Esforço normal a cargas de vento na treliça



Fonte: Autoria Própria (2024).

A Tabela 11 apresenta os valores dos esforços equivalentes de cada barra após a aplicação das cargas e a nomeação dos nós:

Tabela 11 – Forças axiais

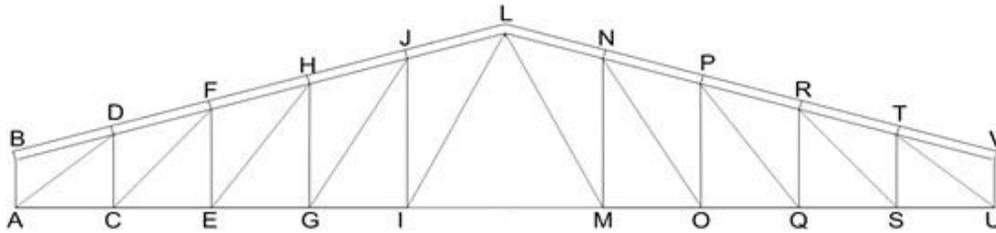
BARRAS	PESO PRÓPRIO (KN)	SOBRECARGA (KN)	VENTO (KN)
AB	-0,645	-1,5	3,093
AC	10,636	28,421	-52,998
AD	-11,775	-31,464	56,537
BD	0	0	0,538
CD	2,303	5,526	-9,135
CE	14,178	36,923	-67,052
CF	-4,225	-10,14	16,762
DF	-10,797	-28,853	53,459
EF	0,795	1,038	-0,49
EG	15,142	38,182	-67,646
EH	-1,249	-1,632	0,77
FH	-14,394	-37,484	68,802
GH	-0,262	-2,182	5,799
GI	14,88	36	-61,847
GJ	0,37	3,086	-8,202
HJ	-15,372	-38,762	70,481
IJ	-1,104	-4,8	10,97
IK	13,94	31,915	-52,511
IL	1,45	6,303	-14,405
JL	-15,106	-36,547	65,67
KL	0	0	0
KM	13,94	31,915	-52,511
MN	-2,754	-4,8	5,99
NL	-16,531	-36,547	61,723
ML	3,616	6,303	-7,866
OM	16,284	36	-57,609
OP	-1,411	-2,182	2,261
ON	1,995	3,086	-3,198
NP	-17,963	-38,762	63,298
QO	17,695	38,182	-59,87
QR	0,228	1,038	-2,364
QP	-0,358	-1,632	3,715
RP	-17,683	-37,484	59,668
SQ	17,418	36,923	-57,004
ST	2,487	5,526	-8,879
SR	-4,564	-10,14	16,292
TR	-13,798	-28,853	45,079
US	13,592	28,421	-43,344
UV	-0,996	-1,5	2,061
UT	-15,047	-31,464	47,986
TV	0	0	0,355

Fonte: Autoria Própria (2024).

Após calcular-se os esforços internos das cargas na treliça, percebeu-se que o elemento de barra KL não possui nenhum tipo de esforço agindo sobre ele em nenhuma das situações de cargas, portanto, opta-se por excluí-lo da treliça, tendo em visto que essa

exclusão não influenciará nos esforços gerados no restante da treliça. Ficando a treliça disposta da seguinte forma expressa na Figura 53 a seguir.

Figura 53 – Nova geometria da treliça



Fonte: Autoria Própria (2024).

4.6.6 Combinações para treliça

Diante dos esforços de tração e compressão em cada barra, é possível realizar a combinação máxima de esforços de acordo com as diretrizes da norma ABNT NBR 8800:2020.

Todas as combinações de ações necessárias devem ser consideradas para verificar as condições de segurança em relação a todos os estados limites últimos aplicáveis. Cada combinação incluirá as ações permanentes e a principal ação variável, com seus valores característicos, juntamente com outras ações variáveis consideradas secundárias, cujos valores serão reduzidos para combinação.

No caso específico em que apenas os ventos de sucção estão presentes, não haverá combinações com ação variável secundária.

Para as combinações, aplica-se a expressão a seguir:

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

Onde:

- $F_{Gi,k}$ → Representa valores característicos das ações permanentes;
- $F_{Q1,k}$ → Valor característico das ações variáveis consideração principal para a combinação;
- $F_{Qj,k}$ → Representa o valor característico das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

Cálculo das combinações na Barra AB:

- Esforço permanente: - 0,645 KN
- Esforço sobrecarga: - 1,5 KN
- Esforço do vento (0° a 90°): 3,093 KN

Para o cálculo das combinações tem-se:

1ª hipótese - Esforço permanente e sobrecarga:

$$Fd = (-0,645 * 1,25) + (-1,5 * 1,5) = -3,056 \text{ KN}$$

2ª hipótese - Esforço permanente e vento:

$$Fd = (-0,645 * 1,00) + (3,093 * 1,4) = 3,685 \text{ KN}$$

Baseando-se nos cálculos das hipóteses anteriores, foi elaborada o cálculo das demais barras, na Tabela 12:

Tabela 12 - Combinações dos esforços

Barras	Carga permanente e sobrecarga	λ limite	Carga permanente e vento (principal)	λ limite
AB	-3,056	200	3,685	300
AC	55,927	300	-63,561	200
AD	-61,915	200	67,377	300
BD	0,000	200	0,753	300
CD	11,168	300	-10,486	200
CE	73,107	300	-79,695	200
CF	-20,491	200	19,242	300
DF	-56,776	200	64,046	300
EF	2,551	300	0,109	300
EG	76,201	300	-79,562	200
EH	-4,009	200	-0,171	200
FH	-74,219	200	81,929	300
GH	-3,601	200	7,857	300
GI	72,600	300	-71,706	200
GJ	5,092	300	-11,113	200
HJ	-77,358	200	83,301	300
IJ	-8,580	200	14,254	300
IK	65,298	300	-59,575	200
IL	11,267	300	-18,717	200
JL	-73,703	200	76,832	300
KM	65,298	300	-59,575	200
MN	-10,643	200	5,632	300
NL	-75,484	200	69,881	300
ML	13,975	300	-7,396	200
OM	74,355	300	-64,369	200
OP	-5,037	200	1,754	300
ON	7,123	300	-2,482	200
NP	-80,597	200	70,654	300
QO	79,392	300	-66,123	200
QR	1,842	300	-3,082	200
QP	-2,896	200	4,843	300
RP	-78,330	200	65,852	300
SQ	77,157	300	-62,388	200
ST	11,398	300	-9,944	200
SR	-20,915	200	18,245	300
TR	-60,527	200	49,313	300
US	59,622	300	-47,090	200
UV	-3,495	200	1,889	300
UT	-66,005	200	52,133	300
TV	0,000	200	0,497	300

Fonte: Autoria Própria (2024).

Assim, têm-se as cargas críticas, com a maior compressão, para a barra NP no valor de -88,093 KN e, a maior tração, para a barra QO no valor de 86,776 KN. Com os valores obtidos, realiza-se os testes de perfil para os esforços de compressão e tração através do software *Dimperfil 4.0*.

4.6.7 Dimensionamento dos elementos dos banzos

O dimensionamento de perfis metálicos parte da premissa de que os esforços resistentes devem sempre ser superiores aos solicitantes para garantir a estabilidade da estrutura. Portanto, com as solicitações já conhecidas, a parcela a ser determinada é a força resistente, que varia de acordo com o tipo de solicitação e com o tipo de seção estudada. O dimensionamento é feito através do *Dimperfil 4.0* de acordo com o que é proposto pela ABNT NBR 8800:2020.

Dado que as solicitações mais intensas na treliça estão concentradas principalmente nos banzos superiores e inferiores, é possível adotar uma estratégia de otimização de peso da estrutura. Com isso em mente, pode-se optar por utilizar perfis de menor espessura nas diagonais e montantes, desde que mantenham as mesmas dimensões dos perfis selecionados para os banzos. Dessa forma, a estrutura se tornará mais leve, sem comprometer sua resistência. Assim, após o dimensionamento adequado dos banzos, proceder-se-á ao dimensionamento dos montantes e diagonais, considerando essa abordagem de redução de espessura.

- Verificação à Tração

Após se obter as solicitações máximas através de simulação no software *Ftool*, e combinações de cargas, segue-se com a verificação dos perfis através do software *Dimperfil 4.0*, iniciando as verificações a partir do perfil simples U (150x75x2,65).

O caso crítico de força solicitante de cálculo a tração encontrado com o software *Ftool* e as combinações de cargas foi o seguinte:

- $N_{sd} = 86,776 \text{ KN}$

- Verificação do perfil U (150x75x2,65)

A figura 54 mostra as propriedades geométricas do perfil U (150x75x2,65) testado inicialmente e a figura 55 mostra a inserção da carga crítica.

Figura 54 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado

File Help

Escolha do Perfil Cálculo dos Esforços

Dimensões do perfil [cm] Escolha do Perfil (NBR 6355)

bw = 15	t = 0.265
bf = 7.5	α =
D =	β = 90
De =	θ =

Propriedades Geométricas a serem calculadas

Seção Bruta Deslocamentos

Seção Efetiva NBR 14762/2010

Tensão de trabalho - σ: 25 kN/cm² Atualizar

N 10 kN
 Mx 10 kN.cm
 My 10 kN.cm

Propriedades Geométricas da Seção

Calculo das Propriedades da Seção

bf = 7.5 cm	bw = 15 cm	α = 0 °
A = 7.71913 cm ²	Ix = 277.62975 cm ⁴	Iy = 43.84747 cm ⁴
Ixy = 0 cm ⁴	It = 0.18049 cm ⁴	xg = -1.99672 cm
yg = -7.5 cm	x0 = -4.66555 cm	y0 = 0 cm
r0 = 7.9633 cm	rx = 5.99721 cm	ry = 2.38335 cm
Wx = 37.0173 cm ³	Wy = 7.96751 cm ³	Iw = 1627.72661 cm ⁶
zm = 0.3975 cm	φp = 0 °	m = 6.05952 kg/m

By Edson Lubas Silva

Fonte: Autoria Própria (2024).

Figura 55 - Carga crítica

File Help

Escolha do Perfil Cálculo dos Esforços

Dimensões (cm)

D = 0
α = 0
bw = 15
bf = 7.5
t = 0.265
β = 90

Comprimentos (cm)

Lx: 200
Ly: 200
Lt: Ly

Esforços Solicitantes

Nd: -86,78 kN
Mxd: 0 kN.cm
Myd: 0 kN.cm
Vd: 0 kN

Coefficiente de Momento

Em X Cb: 1
Em Y Cb: 1

Resultados

Resultado: NBR 14762:2001
Nrd 75,814 kN

Item a ser calculado:

Esforço Resistente à Compressão Centrada

NBR 14762:2010

- Flexão Composta
 - Nrd
 - Nt
 - Nc_MLE
 - Ndist
 - Larguras efetivas
- Mrd
 - Mxrd
 - Myrd
- Flexão Composta

Mostrar perfil

flambagem por flexo-torção

A = 7,719 cm²
λ0 = 1,139
X = 0,581
σ = 13,948 kN/cm²

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS (MLE)

Aef_MLE = 6,523 cm²
γ = 1,2
Nc = 75,814 kN
Nrd = 75,814 kN

Fonte: Autoria Própria (2024).

A análise do perfil foi realizada conforme as figuras anteriores, adotando o coeficiente de momento $C_b = 1$, a favor da segurança de acordo com a ABNT NBR 14762:2010, obtendo os resultados da verificação de resistência:

$$N_{rd} = 75,081 \text{ kN}$$

$$N_{rd} < N_{sd}$$

Portanto o perfil U (150x75x2,65) não atende as solicitações de esforços exigidas.

- Verificação do perfil U (150x75x3,00)

Prosseguindo-se com a verificação, adotou o perfil seguinte da tabela, sendo esse o perfil U (150x75x3,00) com suas propriedades mostradas na figura 56 a seguir.

Figura 56 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado

File Help

Escolha do Perfil Cálculo dos Esforços

Dimensões do perfil [cm] **Escolha do Perfil (NBR 6355)**

bw = 15 t = 0.3
 bf = 7.5 alpha =
 D = beta = 90
 De = theta =

Propriedades Geométricas a serem calculadas

Seção Bruta Deslocamentos
 Seção Efetiva NBR 14762/2010

Tensão de trabalho - σ : 25 kN/cm² Atualizar

N 10 kN
 Mx 10 kN.cm
 My 10 kN.cm

Propriedades Geométricas da Seção

Calculo das Propriedades da Seção

bf = 7.5 cm	bw = 15 cm	$\alpha = 0^\circ$
A = 8.70412 cm ²	Ix = 311.29939 cm ⁴	Iy = 49.23858 cm ⁴
Ixy = 0 cm ⁴	It = 0.2608 cm ⁴	xg = -2.01295 cm
yg = -7.5 cm	x0 = -4.6618 cm	y0 = 0 cm
r0 = 7.94695 cm	rx = 5.98035 cm	ry = 2.37843 cm
Wx = 41.50659 cm ³	Wy = 8.9736 cm ³	Iw = 1811.88392 cm ⁶
rm = 0.45 cm	$\phi_p = 0^\circ$	m = 6.83273 kg/m

< >

By Edson Lubas Silva

Fonte: Autoria Própria (2024).

A análise do perfil foi realizada conforme as figuras anteriores, adotando o coeficiente de momento $C_b = 1$, a favor da segurança de acordo com a ABNT NBR 14762:2010, obtendo os resultados da verificação de resistência:

$$N_{rd} = 90,081 \text{ KN}$$

$$N_{rd} > N_{sd}$$

Portanto o perfil U (150x75x3,00) com peso específico 6,83 kg/m, adotado para a treliça, atende as solicitações de esforço.

- Verificação à Compressão

Após se obter as solicitações máximas através de simulação no software *Ftool*, e combinações de cargas, segue-se com a verificação dos perfis através do software *Dimperfil 4.0*, iniciando as verificações a partir do perfil de chapa dobrada U (150x75x2,65).

O caso crítico de força solicitante de cálculo a compressão encontrado com o software *Ftool* e as combinações de cargas foi o seguinte:

- $N_{sd} = -88,093 \text{ KN}$

- Verificação do perfil U (150x75x2,65)

A figura 57 mostra as propriedades geométricas do perfil U (150x75x2,65) testado inicialmente e a figura 58 mostra a inserção da carga crítica.

Figura 57 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado

Escolha do Perfil | Cálculo dos Esforços

Dimensões do perfil [cm] Escolha do Perfil (NBR 6355)

bw = 15 t = 0.265
 bf = 7.5 α =
 D = β = 90
 De = θ =

Propriedades Geométricas a serem calculadas

Seção Bruta Deslocamentos
 Seção Efetiva NBR 14762/2010

Tensão de trabalho - σ: 25 kN/cm²

Atualizar

Propriedades Geométricas da Seção

Cálculo das Propriedades da Seção

bf = 7.5 cm	bw = 15 cm	α = 0 °
A = 7.71913 cm²	Ix = 277.62975 cm⁴	Iy = 43.84747 cm⁴
Ixy = 0 cm⁴	It = 0.18049 cm⁴	xg = -1.99672 cm
yg = -7.5 cm	x0 = -4.66555 cm	y0 = 0 cm
r0 = 7.9633 cm	rx = 5.99721 cm	ry = 2.38335 cm
Wx = 37.0173 cm³	Wy = 7.96751 cm³	Iw = 1627.72661 cm⁶
zm = 0.3975 cm	ep = 0 °	m = 6.05952 kg/m

By Edson Lubas Silva

Fonte: Autoria Própria (2024).

Figura 58 - Carga crítica

File Help

Escolha do Perfil | Cálculo dos Esforços

Dimensões (cm)

D = 0
 α = 0
 bw = 15
 bf = 7.5
 t = 0.265
 β = 90

Comprimentos (cm)

Lx: 200
 Ly: 200
 Lt: y

Esforços Solicitantes

Nd: 88,1 kN
 Mxd: 0 kN.cm
 Myd: 0 kN.cm
 Vd: 0 kN

Coefficiente de Momento

Em X Cb: 1
 Em Y Cb: 1

Resultados

Resultado: NBR 14762:2010
 Nrd = 75,814 kN

Item a ser calculado:

Esforço Resistente à Compressão Centrada

NBR 14762:2010

- Flexão Composta
 - Nrd
 - Nc_MLE
 - Ndst
 - Larguras efetivas
- Mrd
 - Mxrd
 - Myrd
- Flexão Composta

Mostrar perfil

By Edson Lubas Silva

flambagem por flexo-torção

A = 7,719 cm²
 λ0 = 1,139
 X = 0,581
 σ = 13,948 kN/cm²

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS (MLE)

Aef_MLE = 6,523 cm²
 γ = 1,2
 Nc = 75,814 kN
 Nrd = 75,814 kN

Fonte: Autoria Própria (2024).

A análise do perfil foi realizada conforme as figuras anteriores, adotando o coeficiente de momento $Cb = 1$, a favor da segurança de acordo com a ABNT NBR 14762:2010, obtendo os resultados da verificação de resistência:

$$Nrd = 75,081 \text{ KN}$$

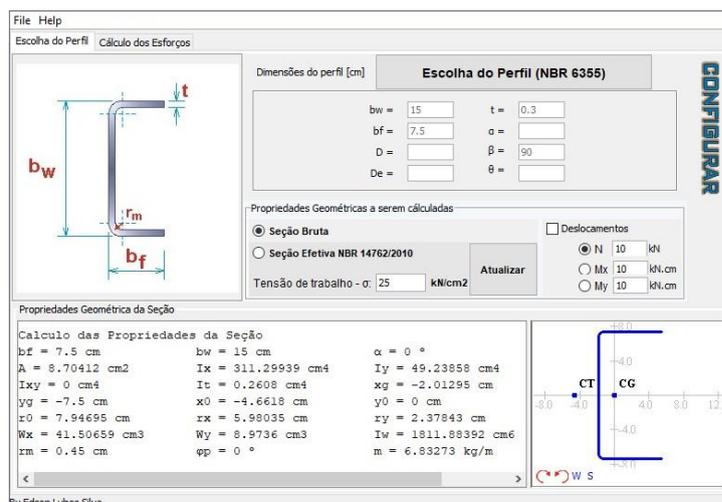
$$Nrd < Nsd$$

Portanto o perfil U (150x75x2,65) não atende as solicitações de esforços exigidas.

- Verificação do perfil U (150x75x3,00)

Prosseguindo-se com a verificação, adotou o perfil seguinte da tabela, sendo esse o perfil U (150x75x3,00) com suas propriedades mostradas na figura 59 a seguir.

Figura 59 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado



Fonte: Autoria Própria (2024).

A análise do perfil foi realizada conforme as figuras anteriores, adotando o coeficiente de momento $C_b = 1$, a favor da segurança de acordo com a ABNT NBR 14762:2010, obtendo os resultados da verificação de resistência:

$$N_{rd} = 91,603 \text{ KN}$$

$$N_{rd} > N_{sd}$$

Com a barra submetida a esforço de compressão, tem-se que λ limite = 200.

Para a verificação em Relação a y:

$$\lambda_y = \frac{L_y}{r_y} = \frac{203}{2,378} = 85,35 \text{ cm} \quad (61)$$

Portanto o perfil U (125x75x3,00) com peso específico 6,83 kg/m, adotado para a treliça, atende as solicitações de esforço.

- Verificação de esbeltez dos elementos

Para a verificação de esbeltez dos elementos faz-se necessário apenas a verificação no eixo y pois de acordo com a norma ABNT 8800/2008, para cada perfil o índice de esbeltez deve ser calculado para o raio giração mínimo. Sabendo-se que a condição a ser atendida é $\lambda \leq \lambda_{lim}$ e que $\lambda_{lim} = 200$, temos a seguir na Tabela 11 a verificações para cada perfil.

Tabela 13 – Verificação dos elementos á esbeltez limite

Barras	Comprimento (cm)	Esbeltez em y
AB	60	25,23
AC	200	84,10
AD	221	92,94
BD	203	85,37
CD	95	39,95
CE	200	84,10
CF	239	100,50
DF	203	85,37
EF	130	54,67
EG	200	84,10
EH	259	108,92
FH	203	85,37
GH	165	69,39
GI	200	84,10
GJ	283	119,01
HJ	203	85,37
IJ	200	84,10
IK	200	84,10
IL	309	129,94
JL	203	85,37
KM	200	84,10
MN	200	84,10
NL	203	85,37
ML	309	129,94
OM	200	84,10
OP	165	69,39
ON	283	119,01
NP	203	85,37
QO	200	84,10
QR	130	54,67
QP	259	108,92
RP	203	85,37
SQ	200	84,10
ST	95	39,95
SR	239	100,50
TR	203	85,37
US	200	84,10
UV	60	25,23
UT	221	92,94
TV	203	85,37
Comprimento dos banzos (m)	40,3	
Comprimento das diagonais e montantes (m)	39,22	

Fonte: Autoria Própria (2024).

Com a verificação tem-se que nenhum dos perfis ultrapassou o limite de esbeltez.

4.6.8 Dimensionamento dos elementos das diagonais e montantes

Após uma análise dos elementos de montantes e diagonais, que sofrem esforços compressivos, percebeu-se os elementos AD e UT com os maiores esforços, portanto se faz necessário verifica-los em particular para o perfil já escolhido anteriormente, buscando uma menor espessura.

- Verificação dos elementos AD e UT para o perfil U (150x75x2,65)

Prosseguindo-se com a verificação do perfil U (150x75x2,65) que tem suas propriedades expostas na Figura 55, para os elementos AD e UT, que possuem carga de compressão -64,512 kN e -72,812 kN respectivamente, com isso para a verificação será usada a maior carga. A seguir tem-se as propriedades do perfil escolhido na figura 60, a inserção da maior carga e o comprimento de 2,21 m no *Dimperfil 4.0* na Figura 61:

Figura 60 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado

The screenshot shows the 'Escolha do Perfil' window in the software. It includes a diagram of a U-profile with dimensions b_w , b_f , and t . The input fields are: $b_w = 15$, $b_f = 7.5$, $t = 0.265$. The calculated properties are: $A = 7.71913 \text{ cm}^2$, $I_x = 277.62975 \text{ cm}^4$, $I_y = 43.84747 \text{ cm}^4$, $r_x = 17.9633 \text{ cm}$, $r_y = 2.38335 \text{ cm}$, $x_0 = -4.66655 \text{ cm}$, $y_0 = 0 \text{ cm}$, $z_x = 5.99721 \text{ cm}$, $z_y = 2.38335 \text{ cm}$, $I_w = 1627.72661 \text{ cm}^6$, $m = 6.05952 \text{ kg/m}$. The window also shows options for 'Seção Bruta' and 'Seção Efetiva NBR 14762/2010', and a 'Tensão de trabalho - σ : 25 kN/cm²'.

Fonte: Autoria Própria (2024).

Figura 61 - Carga crítica

The screenshot shows the 'Cálculo dos Esforços' window. It displays input parameters: $L_x = 221$, $L_y = 221$, $L_t = L_y$. The resulting critical load is $N_{rd} = 70.711 \text{ kN}$. The window also shows a list of properties and calculations, including: $r_0 = 7.963 \text{ cm}$, $x_0 = -4.666 \text{ cm}$, $y_0 = 0 \text{ cm}$, $I_x = 277.63 \text{ cm}^4$, $I_y = 43.847 \text{ cm}^4$, $I_w = 1627.727 \text{ cm}^6$, $A = 7.719 \text{ cm}^2$, $N_{ex} = 1122.047 \text{ kN}$, $N_{ey} = 177.211 \text{ kN}$, $N_{ez} = 125.655 \text{ kN}$, $N_{exz} = 120.664 \text{ kN}$, $N_e = 120.664 \text{ kN}$, $F_e = 15.632 \text{ kN/cm}^2$, and 'flambagem por flexo-torção'.

Fonte: Autoria Própria (2024).

A análise do perfil foi realizada conforme as figuras anteriores, adotando o coeficiente de momento $Cb = 1$, a favor da segurança de acordo com a ABNT NBR 14762:2010, obtendo os resultados da verificação de resistência:

$$Nrd = 70,711 \text{ KN}$$

$$Nrd < Nsd$$

Portanto o perfil U (150x75x2,65) não atende as solicitações de esforço.

- Verificação do perfil U (150x75x3,00)

Prosseguindo-se com a verificação, adotou o perfil seguinte da tabela, sendo esse o perfil U (150x75x3,00) com suas propriedades mostradas na figura 62 a seguir.

Figura 62 – Propriedades geométrica do perfil de aço dobrado

The screenshot shows a software window titled 'CONFIGURAR' with the following content:

- Dimensões do perfil [cm]:**
 - $b_w = 15$, $t = 0.3$
 - $b_f = 7.5$, $a =$
 - $D =$, $\beta = 90$
 - $D_e =$, $\theta =$
- Propriedades Geométricas a serem calculadas:**
 - Seção Bruta
 - Seção Efetiva NBR 14762/2010
 - Tensão de trabalho - σ : 25 kN/cm²
 - Atualizar
 - Deslocamentos
 - N 10 kN
 - Mx 10 kN.cm
 - My 10 kN.cm
- Propriedades Geométrica da Seção:**

Calculo das Propriedades da Seção		
$b_f = 7.5 \text{ cm}$	$b_w = 15 \text{ cm}$	$\alpha = 0^\circ$
$A = 8.70412 \text{ cm}^2$	$I_x = 311.29939 \text{ cm}^4$	$I_y = 49.23858 \text{ cm}^4$
$I_{xy} = 0 \text{ cm}^4$	$I_t = 0.2608 \text{ cm}^4$	$x_g = -2.01295 \text{ cm}$
$y_g = -7.5 \text{ cm}$	$x_0 = -4.6618 \text{ cm}$	$y_0 = 0 \text{ cm}$
$x_0 = 7.94695 \text{ cm}$	$r_x = 5.98035 \text{ cm}$	$r_y = 2.37843 \text{ cm}$
$W_x = 41.50659 \text{ cm}^3$	$W_y = 8.9736 \text{ cm}^3$	$I_w = 1811.88392 \text{ cm}^6$
$r_m = 0.45 \text{ cm}$	$\phi_p = 0^\circ$	$m = 6.83273 \text{ kg/m}$
- Diagrama:** A coordinate system showing the Centroid (CG) and the outer edge (CT) of the profile. The CG is at approximately (-4.0, -4.0) and the CT is at (-10, -4.0).

Fonte: Autoria Própria (2024).

A análise do perfil foi realizada conforme as figuras anteriores, adotando o coeficiente de momento $Cb = 1$, a favor da segurança de acordo com a ABNT NBR 14762:2010, obtendo os resultados da verificação de resistência:

$$Nrd = 85,627 \text{ KN}$$

$$Nrd > Nsd$$

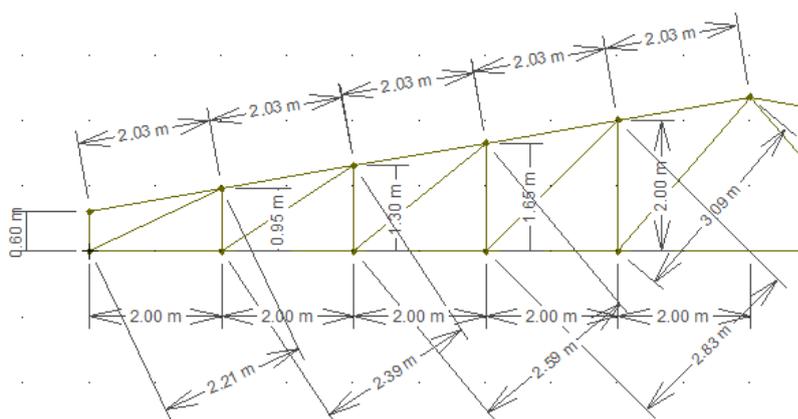
Portanto o perfil U (150x75x3,00) com peso específico de 6,83kg/m atende as solicitações de esforço.

4.7 CÁLCULO DO CONSUMO DE AÇO

Neste Capítulo apresentam-se as taxas de consumo de aço para todos os modelos considerados no estudo paramétrico. Mostra-se também uma análise comparativa das taxas de consumo de aço para as diversas tipologias e vãos livres dos pórticos transversais. Sabendo-se que vários autores utilizam a taxa de consumo de aço como critério inicial para avaliar e, até mesmo, comparar tipologias estruturais, no presente estudo optou-se também por utilizar a taxa de consumo de aço como parâmetro comparativo. Após o processo de análise e dimensionamento dos modelos, elaborou-se uma lista de material com as informações básicas sobre os perfis usados na composição de cada modelo do estudo a partir da qual determina-se a taxa de consumo de aço do galpão.

Para se fazer o quantitativo da treliça dimensionada anteriormente, deve-se começar contabilizando a metragem linear de todos os elementos contidos nela. Para isso será usada a Figura 63, que representa todas as cotas de metade da treliça.

Figura 63 – Cotas de metade do vão da treliça trapezoidal de 20 metros



Fonte: Autoria Própria (2024).

Com isso tem-se que a metragem linear da treliça é de 79,52 metros.

Na Tabela 14 mostra-se o perfil utilizado para o modelo de pórtico com treliça trapezoidal (TP) com vão livre de 20 metros, obtida após análise e dimensionamento dos elementos estruturais.

Tabela 14 – Quantitativo de aço para pórtico com treliça trapezoidal com vão livre de 20 metros

ELEMENTOS	COMPRIMENTO LINEAR (m)	PERFIL	PESO ESPECÍFICO (kg/m)	PESO DE AÇO (kg)
Banzos superiores e inferiores	40,3	U (150x75x3,00)	6,83	275,25
Montantes e diagonais	39,22	U (150x75x3,00)	6,83	267,87
			Peso de aço total (kg)	543,12
			Área de influência (m ²)	120
			Taxa de consumo de aço (kg/m ²)	4,53

Fonte: Autoria Própria (2024).

5 RESULTADOS E ANÁLISES

5.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Neste capítulo, são apresentadas as taxas de consumo de aço obtidos para os três modelos de treliças considerados no estudo, onde após, realiza-se uma análise comparativa das taxas de consumo de aço para as diferentes tipologias e vãos livres dos pórticos transversais.

Conforme descrito no final do Capítulo 3, diversos autores utilizam a taxa de consumo de aço como critério inicial para a avaliação e comparação de tipologias estruturais. Seguindo essa abordagem, no presente estudo optou-se por utilizar a taxa de consumo de aço como parâmetro comparativo.

Após o processo de análise e dimensionamento dos modelos, descrito no Capítulo 4, elaborou-se uma lista de materiais contendo as informações básicas dos perfis utilizados na composição de cada modelo do estudo, a partir da qual se determinou a taxa de consumo de aço de cada galpão.

5.2 REPRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DO ESTUDO

Após o dimensionamento de todos os modelos escolhido, nos quatros diferentes vãos determinados, os resultados foram organizados em tabelas e gráficos, visando a uma avaliação comparativa dos três sistemas estruturais. Tendo em vista a quantidade de modelos estudados e, conseqüentemente, as diversas listas de material geradas, optou-se por dimensionar as restantes das treliças através de uma planilha criada no *Excel*, feita com base na metodologia descrita no presente trabalho, como mostra a figura 64 a seguir.

Figura 64 – Tabela para dimensionamento de treliças metálicas

DADOS GEOMÉTRICOS		CARGAS DE VENTO		SOBRECARGA		CARGA PERMANENTE	
b (m)	20	Vk (m/s)	26,08	SC (KN/m)	1,5	painéis (Nm)	299
a (m)	42	q (KN/m²)	0,417			telha (Nm)	82,26
h (m)	7,6					terça (Nm)	67,00
l (m)	10,15					tirante (Nm)	4
h1 (m)	1,75					CP total (KN/m)	0,452
p (m)	6						
β (°)	10						
VELOCIDADE CARACTERÍSTICA		ESCOLHA DA TELHA		DEFINIÇÃO DO TRELICHADO		PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA TERÇA	
V0 (m/s)	30	força solicitante (kgf/m²)	-58,36	nº de vãos	5	d admissível	100 < h < 150
S1	1,00	Carga admissível da telha (kgf/m²)	78,00	nº de terças	6	Peso do perfil (kg/m)	6,83
S2	0,92	vão da telha (m)	2,40	L (m)	2,03		
S3	0,95	Espessura (mm)	0,43				
		Peso específico (kg/m³)	4,13				
CASO CRÍTICO DE FORÇA DE VENTO OBTIDO NO							
1 Frelhado (KN/m)	3						
2 Frelhado (KN/m)	2						

Fonte: Autoria Própria (2024).

A Tabela 15 os perfis dimensionados e o peso de cada uma das treliças estudadas.

Tabela 15 – Resultado obtido após os dimensionamentos

TIPO	VÃO (m)	ELEMENTOS	COMPRIMENTO LINEAR (m)	PERFIL		PESO DE AÇO TOTAL (kg)	TAXA DE CONSUMO
				Dimensões (mm)	Peso específico (kg/m)		(kg/m ²)
TP	20	Banzos	40,3	(150x75x3,00)	6,83	543,12	4,53
		Montantes e diagonais	39,22	(150x75x3,00)	6,83		
TP	25	Banzos	50,4	(150x75x4,25)	9,54	876,53	5,84
		Montantes e diagonais	46,72	(150x75x3,75)	8,47		
TP	30	Banzos	60,48	(125x75x6,30)	12,57	1346,43	7,48
		Montantes e diagonais	60,62	(125x75x4,75)	9,67		
TP	35	Banzos	70,6	(125x75x6,30)	12,57	1621,20	7,72
		Montantes e diagonais	75,88	(125x75x4,75)	9,67		
BP	20	Banzos	40,6	(150x75x4,75)	10,6	653,02	5,44
		Montantes e diagonais	32,6	(150x75x3,00)	6,83		
BP	25	Banzos	50,8	(200x100x6,30)	18,76	1358,12	9,05
		Montantes e diagonais	39,6	(200x100x3,35)	10,23		
BP	30	Banzos	60,96	(250x100x6,30)	21,23	1908,30	10,60
		Montantes e diagonais	47,68	(250x100x3,75)	12,88		
BP	35	Banzos	71,12	(250x100x8,00)	26,61	2593,95	12,35
		Montantes e diagonais	54,46	(250x100x3,75)	12,88		
TM	20	Banzos	38,07	(150x75x4,25)	9,54	588,73	4,91
		Montantes e diagonais	37,28	(150x75x2,65)	6,05		
TM	25	Banzos	47,8	(150x75x8,00)	15,62	1042,65	6,95
		Montantes e diagonais	43,34	(150x75x3,00)	6,83		
TM	30	Banzos	60,88	(250x100x6,30)	21,23	1822,50	10,13
		Montantes e diagonais	51,16	(250x100x3,00)	10,36		
TM	35	Banzos	63,31	(250x100x8,00)	23,47	2128,95	10,14
		Montantes e diagonais	56,36	(250x100x3,75)	11,41		

Fonte: Autoria própria (2024).

5.3 COMPARATIVO DAS TAXAS DE CONSUMO DE AÇO

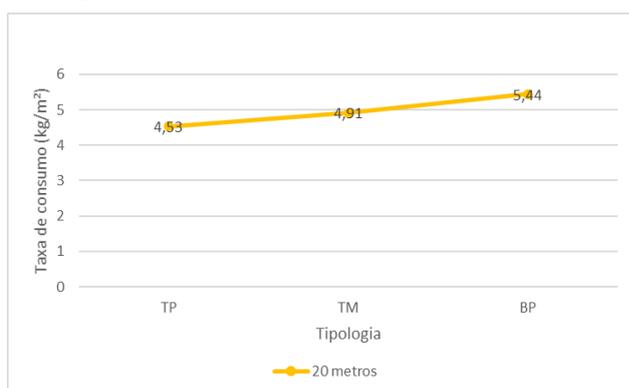
Este item apresenta uma análise comparativa das taxas de consumo de aço para as três diferentes tipologias consideradas no estudo, com vãos livres de 20, 25, 30 e 35 metros. Nos gráficos apresentados, é mantida a mesma identificação para as tipologias distintas de pórtico transversal, conforme definido no início do Capítulo 4:

- TM - Pórtico com treliça mista
- BP - Pórtico com treliça de banzos paralelos
- TP - Pórtico com treliça trapezoidal

5.3.1 Variação da taxa de consumo de aço para um mesmo vão livre

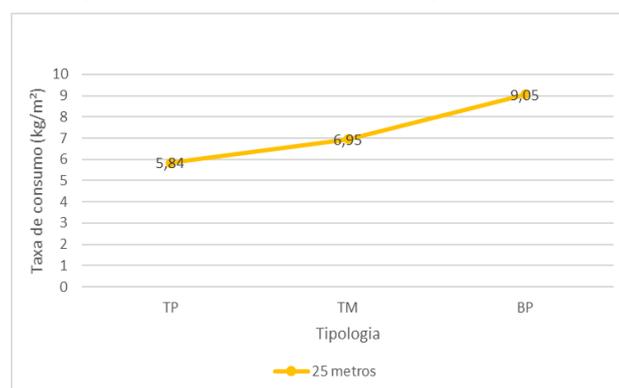
A seguir, nas figuras 64 a 67 apresentam-se as taxas de consumo de aço para os vãos livres de 20, 25, 30 e 35 metros em função das tipologias estudadas. Já a Figura 68 apresenta uma sobreposição dos resultados para os diferentes vãos livres analisados.

Figura 64 – Taxa de consumo de aço - 20 metros



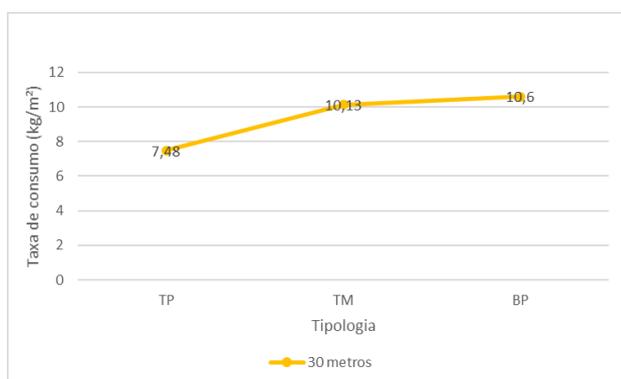
Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 65 – Taxa de consumo de aço - 25 metros



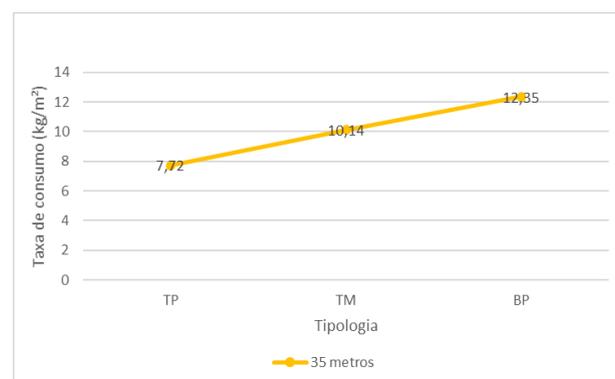
Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 66 – Taxa de consumo de aço - 30 metros



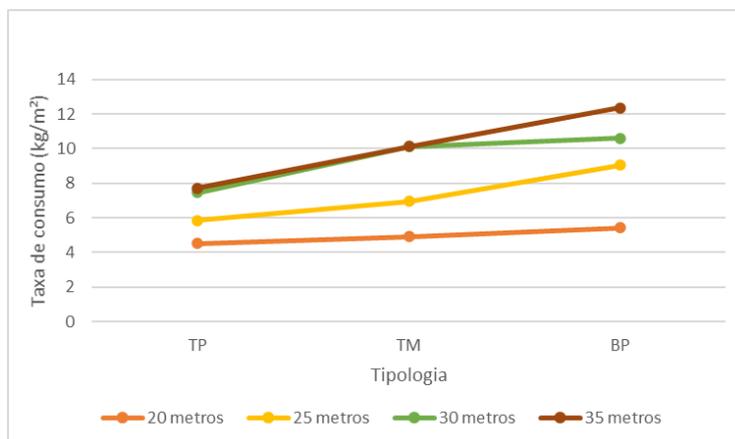
Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 67 – Taxa de consumo de aço - 35 metros



Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 68 – Taxa de consumo de aço para todos os vãos considerados



Fonte: Autoria própria (2024).

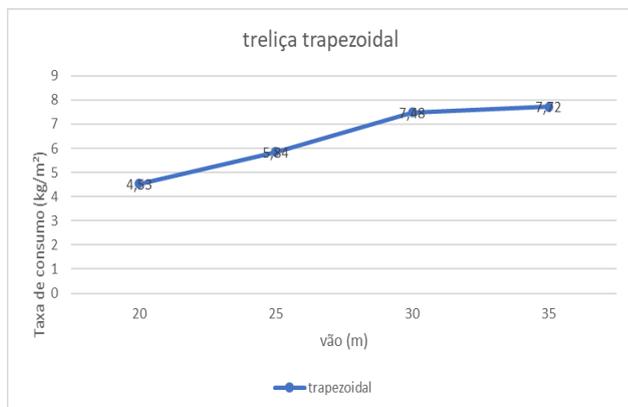
Com os resultados na Figura 68, vale se observar que o vão de 20 metros foi o vão com as menores taxas, e menor variação de consumo de aço para as três tipologias analisadas, variando apenas de um consumo de $4,53 \text{ kg/m}^2$ da treliça trapezoidal (TP), para um consumo de $5,44 \text{ kg/m}^2$ da treliça de banzo paralelo (BP). Isso se deve ao fato de que para o vão de 20 metros os três tipos de treliças dimensionados apresentam esbeltezes menores, acarretando a obtenção de menores esforços nos elementos da treliça, chegando-se, após o dimensionamento, a perfis de peso próximos.

Já o vão com as maiores taxas, e a maior variação de taxa de consumo de aço para as três tipologias analisadas, foi o de 35 metros com a taxa variando de $7,72 \text{ kg/m}^2$ da treliça trapezoidal (TP), para $12,35 \text{ kg/m}^2$ da treliça de banzo paralelo (BP). Tal fato é justificado pelo fato de que ao vão de 35 metros, a treliça em banzo paralelo (BP) apresenta uma esbelteza maior em relação as outras tipologias, gerando-se assim esforços maiores na treliça, chegando-se a um perfil dimensionado com peso significativamente maior em relação aos dimensionados para as outras tipologias neste vão.

5.3.2 Variação da taxa de consumo de aço para uma mesma tipologia

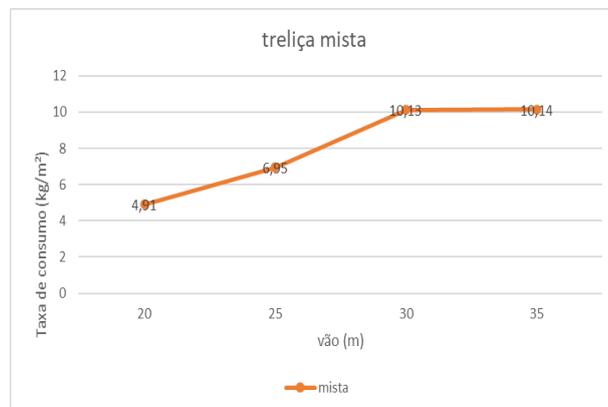
As Figuras 69 a 71 mostram as taxas de consumo de aço para as diferentes tipologias estudadas em função do vão livre do pórtico transversal. Já a Figura 72 exhibe uma sobreposição dos resultados para todas as tipologias analisadas.

Figura 69 – Taxa de consumo de aço - TP



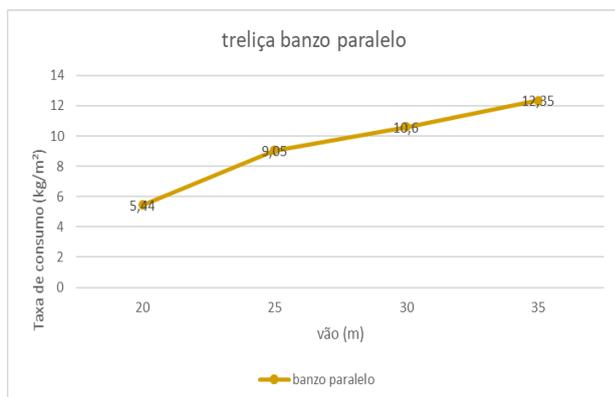
Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 70 – Taxa de consumo de aço - TM



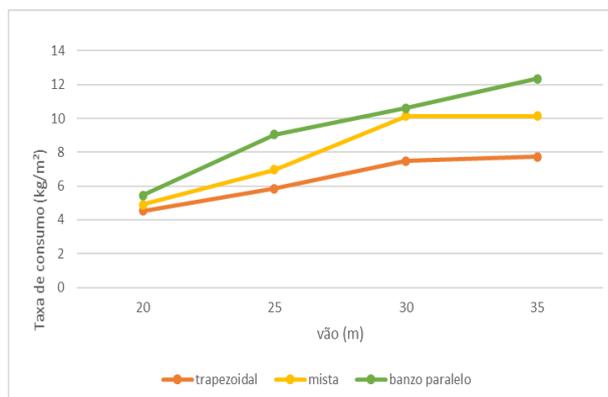
Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 71 – Taxa de consumo de aço - BP



Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 72 – Taxa de consumo de aço – todos os tipos



Fonte: Autoria própria (2024).

Com base no gráfico da Figura 72, percebe-se o desempenho de cada uma das tipologias analisadas em função da variação do vão livre. Em relação à variação da taxa de consumo de aço para uma mesma tipologia, observa-se uma tendência de aumento à medida que o vão livre se expande, comportamento este presente em todas tipologias analisadas.

Com base nas análises realizadas, também se verifica que a treliça de banzo paralelo (BP) apresenta as maiores taxas de consumo de aço para todos os vãos analisados, seguida pela treliça mista (TM). As treliças trapezoidais destacam-se em relação às demais tipologias avaliadas, com as menores taxas de consumos para todos os vãos analisados, sendo assim considerada a tipologia de treliça mais econômica para todos os vãos, dentre três tipologias analisadas.

Também pode-se observar que existe pouca variação de proporção dos resultados de consumo de aço obtidos para as treliças trapezoidais (TP) e as treliças mistas (TM) para os vãos

de 30 e 35 metros, em que os resultados foram bem próximos para cada um dos casos. Já para as treliças de banzo paralelo (BP) existe uma variação dessa proporção com relação às outras tipologias para os vãos de 30 e 35 metros, onde a taxas de consumo de aço não se mantêm próximas, apresentando assim um aumento crescente da taxa de consumo de aço com o aumento do vão. Isso se deve ao fato de que para os casos da treliça trapezoidal (TP) e treliça mista (TM) os esforços encontrados para os vãos de 30 e 35 metros foram próximos, usando-se assim após verificação perfis de dimensões e pesos específicos próximos. Enquanto que para o caso da treliça de banzo paralelo os esforços encontrados para o vão de 35 metros eram consideravelmente maiores que os encontrados para o vão de 30 metros, determinando-se assim um perfil relevantemente maior para o vão de 35 metros que para o de 30 metros.

5.4 COMPARATIVO DAS TAXAS DE CONSUMO DE AÇO COM A LITERATURA

Com o objetivo de comparar as taxas de consumo de aço obtidas nas análises com os resultados disponíveis na literatura, realiza-se uma comparação entre as diferentes taxas de consumo de aço. Do estudo referente a galpões industriais apresentados no Capítulo 3, os dados referentes à taxa de consumo de aço apresentados no Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas (MIC/STI, 1986) são considerados desatualizados e não refletem a compatibilidade de materiais utilizada atualmente. Por essa razão, serão adotadas estimativas segundo Bellei (2004) no Livro Edifícios Industriais em Cálculo, onde ele apresenta uma tabela de comparação entre vários tipos de galpões, sendo essa mostrada a seguir na Figura 73.

Figura 73 – Tabela de comparação entre vários tipos de galpões

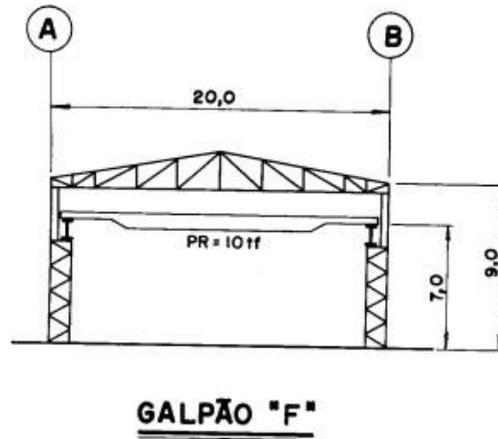
Estrutura tipo		A		B		C		D		E		F		G	
Partes da estrutura	Vão (m)	30		26-24		20-20		20-20		20		20		20	
	dc (m)	12		12,5		12		12		14		6		6	
	htt (m)	19		19,5		8,4		10		14		7		7	
	H (m)	24		24		10,4		13,2		17		9		9	
	L (m)	72		125		108		108		84		48		48	
	PR (tf)	80		160-70		20		20		30t		10t		10t	
		kg/m ²	%	kg/m ²	%	kg/m ²	%	kg/m ²	%	kg/m ²	%	kg/m ²	%	kg/m ²	%
Chumbadores		2	0,8	1,6	0,6	0,5	0,7	0,5	0,7	1,2	0,8	1	2	0,9	1,5
Colunas principais		97	39,5	96	38	15	20	15	19,4	34	23,4	13	26	19	32,2
Vigas de rolamento com treliças		43	17,5	57	23	25	33	25	32,4	38	26,2	12	24	11	18,7
Cobertura		36	14,5	48	19	23	31	23	29,9	30	20,7	13	26	17	28,8
Lanternim		10	4,1	4,6	1,8	-	-	-	-	4,8	3,3	-	-	-	-
Contraventamento vertical		9,7	4,0	14	5,6	0,7	0,9	0,9	1,2	2,0	1,4	1,1	2,0	1,1	1,9
Tapamento lateral		16	6,5	9,8	3,9	4,4	5,9	5,4	7,0	19,3	13,3	5,0	10	5,0	8,5
Tapamento frontal		14,5	5,9	8,8	3,5	3,2	4,2	4,0	5,2	8,3	5,8	3,3	6,6	3,3	5,6
Escadas		1,5	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,3	0,4	1,2	0,8	0,5	1	0,5	0,8
Passadiços + corrimãos		3,8	1,5	1,8	0,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Parafusos		7,4	3,0	4,8	1,9	1,4	1,9	1,4	1,8	4,2	2,9	0,7	1,4	0,7	1,2
Soldas		5,1	2,1	4,6	1,8	1,0	1,3	1,0	1,3	2,0	1,4	0,5	1	0,5	0,8
Calhas		-	-	-	-	0,5	0,7	0,5	0,7	-	-	-	-	-	-
Parte superior		47	19	55	21,8	24	32	24	31,2	35	24,1	15	26	18	28,8
Parte inferior		199	81	197	78,2	51	68	53	68,8	110	75,9	35	74	41	71,2
Total - kg/m ²		246	100	252	100	75	100	77	100	145	100	50	100	59	100
Total - kg/m ³		10,3	-	10,5	-	7,2	19	5,8	24,23	8,5	-	5,6	-	6,6	-

dc = distância entre colunas
htt = altura do topo do trilho
H = Altura livre
L = Comprimento total
PR = Ponte rolante

Fonte: Bellei (2004).

Portanto de acordo com a Figura 73, o tipo de galpão “F” é o único que serve de parâmetro para o presente trabalho, apresentando assim, esse tipo de galpão, treliça trapezoidal como mostra a figura 74 a seguir.

Figura 74 – Galpão “F”



Fonte: Bellei (2004).

Com isso, de acordo com a tabela de comparação contida na Figura 77, o peso estimado para a cobertura de um galpão metálico de treliça trapezoidal, com altura livre de 7 metros, comprimento estimado de 48 metros e distância entre pórticos de 6 metros, é de 13 kg/m².

Para se chegar ao peso por metro quadrado da cobertura do galpão de 20 metros de treliça trapezoidal dimensionado no presente trabalho, sabendo que o peso específico da telha dimensionada foi de 4,13 kg/m², o peso específico da terça dimensionado foi de 6,83 kg/m e o peso da treliça encontrado foi de 4,53 kg/m², faz-se necessário os seguintes cálculos:

$$PP_{cob.} = P_{telha} + P_{terça} + P_{treliça} \quad (62)$$

Para calcular o peso da terça em kg/m², tem que:

$$P = \frac{N^{\circ} \text{ de terças} \times 6 \text{ m} \times P_{terça}}{\text{Área de influencia da treliça (m}^2\text{)}} \quad (63)$$

$$P = \frac{12 \times 6 \times 6,83}{120} = 4,10 \text{ kg/m}^2$$

Portanto, retomando a equação 62, tem-se:

$$PP_{cob.} = 4,13 + 4,10 + 4,53$$

$$PP_{cob.} = 12,76 \text{ kg/m}^2$$

Portanto, ao comparar os valores da taxa de consumo de aço da cobertura com a treliça trapezoidal (TP) com vão de 20 metros, calculada, com a tabela de comparação proposta por Bellei (2004), conclui-se que os valores são bem aproximados.

6 CONCLUSÃO

Neste capítulo, apresentam-se as conclusões do estudo realizado, que abordou a variação da taxa de consumo de aço nas diferentes tipologias de treliças metálicas analisadas. As análises indicam que as treliças de banzos paralelos apresentam taxas de consumo de aço superiores em comparação com as outras tipologias para todos os vãos livres avaliados. Por outro lado, as treliças trapezoidais destacam-se como a opção mais econômica, apresentando as menores taxas de consumo de aço em todos os vãos analisados.

Observou-se que, à medida que o vão livre aumenta, a influência da tipologia sobre a taxa de consumo de aço torna-se mais significativa, acentuando ainda mais a vantagem das treliças trapezoidais em relação às treliças mista e de banzos paralelos. Para essas duas últimas, o aumento do vão resulta em uma resposta estrutural semelhante, com as taxas de consumo de aço da treliça mista apresentando valores mais próximos das treliças de banzos paralelos do que das trapezoidais.

Entretanto, é importante ressaltar que o destaque de uma tipologia em relação às demais não implica uma conclusão definitiva sobre sua superioridade econômica do ponto de vista do projeto. Outras variáveis, como a altura do pé direito necessária para o armazenamento de objetos, devem ser consideradas. Nesse contexto, um pórtico com treliça de banzos paralelos pode ser a solução mais adequada para atender aos requisitos do projeto.

Portanto, o custo de uma estrutura deve ser avaliado no contexto do projeto global. Espera-se que este trabalho contribua para engenheiros e arquitetos, fornecendo diretrizes úteis na seleção dos sistemas estruturais mais apropriados.

Conclui-se, portanto, que sob a perspectiva estrutural, considerando as tipologias e vãos estudados, que a treliça trapezoidal é a mais eficiente, seguida da treliça mista, com a treliça de banzos paralelos, nesta ordem.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Recomenda-se para o desenvolvimento de pesquisas futuras:

- analisar sistemas estruturais para galpões industriais com ponte rolante;
- estudar novas tipologias como: pórticos de alma cheia com vãos variáveis, treliça em arco com vãos variáveis, dentre outros.

INABAR, Roberto. **Construções Metálicas: O uso do Aço na Construção Civil**. 2021. Disponível em: <https://metalica.com.br/construcoes-metalicas-o-uso-do-aco-na-construcao-civil-4/>. Acesso em: 16 ago. 2024.

Ministério da Indústria e do Comércio. Secretaria De Tecnologia Industrial (MIC/STI). **Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas**. v.1. Brasília: MIC/STI, 1986.

NAÇÕES UNIDAS. **Emissões de CO2 na área de construção civil atingem novo recorde**. Disponível em: <https://news.un.org/pt/story/2022/11/1805122>. Acesso em: 17 ago. 2024.

NOGUEIRA, G. S. **Avaliação de soluções estruturais para galpões compostos por perfis de aço formado a frio**. 2009. 161f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Ouro Preto, 17 set. 2009. Disponível em: <https://www.repositorio.ufop.br/>. Acesso em: 26 ago. 2024.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço–Dimensionamento Prático de Acordo com a ABNT NBR 8800: 2008**. Editora LTC, 8ª. Edição, Rio de Janeiro, 2009.

PORTAL METALICA. **Vantagens da construção em aço**. 2019. Disponível em: <https://metalica.com.br/vantagens-da-construcao-em-aco-a-maior-resistencia-do-aco-conduz-a-melhoria-das-condicoes-para-vencer-grandes-vaos-com-menores-dimensoes-das-pecas-e-menores-pesos-2/>. Acesso em: 18 ago. 2024.