

PUCRS / ESCOLA POLITÉCNICA / ENGENHARIA CIVIL
TCC 2024/2

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O USO DE TRELIÇAS PRATT,
HOWE E WARREN EM COBERTURAS METÁLICAS DE GALPÕES**

Autor: Lucas Vianna Lima (lucas.vianna@edu.pucrs.br)

Orientadora: Profa. Dra. Bruna Manica Lazzari (bruna.lazzari@pucrs.br)

Resumo

Este trabalho tem como objetivo analisar e comparar diferentes configurações estruturais adotadas para a modelagem de um galpão. Foram examinadas três treliças metálicas, todas submetidas às mesmas cargas e dimensões. Devido ao comportamento distinto de cada configuração, realizou-se um dimensionamento otimizado para cada caso, ajustando as seções dos perfis utilizados para que suportassem a maior solicitação possível.

Essas variações resultaram em diferenças no peso total das estruturas, permitindo a comparação dos custos finais de cada solução e, conseqüentemente, a identificação daquela que apresentou o melhor custo-benefício neste estudo. Embora houvesse uma discrepância no peso total das estruturas, esperava-se que as variações fossem maiores. No entanto, concluiu-se que a treliça Pratt foi a estrutura mais econômica, pois apresentou menores solicitações em suas diagonais, o que resultou no menor peso e, conseqüentemente, no menor custo.

1 INTRODUÇÃO

A engenharia estrutural desempenha um papel fundamental na criação e na construção de infraestruturas seguras e eficazes. No contexto da Engenharia Civil, as treliças são estruturas usadas com frequência e são essenciais, oferecem suporte e estabilidade a uma variedade de obras, edifícios e galpões. Elas estão presentes em uma ampla gama de aplicações, desde telhados e estruturas industriais até pontes e torres.

A escolha deste sistema estrutural provém dos benefícios proporcionados por estas, pois o aço tem a capacidade de resistir a maiores esforços com um menor consumo de material. Além disso, uma vez que as estruturas metálicas chegam no canteiro de obras previamente fabricadas, o uso deste sistema proporciona uma rápida execução pelo processo mais simplificado de montagem (Samarra *et al.*, 2012).

A compreensão das características distintas de cada tipo de treliça é de extrema importância para engenheiros e projetistas, pois permite a seleção efetiva da estrutura mais apropriada para cada situação específica. Além disso, essa análise comparativa contribui para a ascensão do conhecimento na área de engenharia estrutural, fornecendo informações valiosas sobre algumas vantagens e desvantagens destes sistemas treliçados que conseguem ser aplicados em diferentes contextos de projeto e construção.

Este trabalho propõe a realização de uma análise comparativa entre três tipos de treliças: Warren, Howe e Pratt. A escolha desses modelos de treliça se justifica pela sua relevância histórica e pela aplicabilidade de cada uma delas, facilitando o processo em diferentes contextos estruturais. Para o dimensionamento e o detalhamento destas foi utilizado o *software* Robot da Autodesk. A estrutura projetada constitui-se em um galpão para armazenamento e, está localizada em uma região ampla e sem prédios, pertencente ao município de Recife. O galpão analisado possui aberturas para todos os lados, e para o seu dimensionamento foram consideradas as cargas de vento, as cargas permanentes e as cargas acidentais. Por fim, este estudo limita-se apenas ao dimensionamento das barras da treliça de cobertura, sendo que os demais elementos estruturais da edificação não foram levados em conta no dimensionamento e na análise comparativa.

Ao comparar esses três tipos de treliças, busca-se observar se há discrepância no peso próprio da estrutura e no custo final do projeto. Por meio deste trabalho, acredita-se alcançar uma visão aprofundada das treliças Warren, Howe e Pratt, fornecendo uma informação relevante para a tomada de decisões na implementação dos sistemas treliçados.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Nesta etapa do trabalho, os tópicos abordados serviram de embasamento teórico para o entendimento do estudo feito. Para um melhor entendimento, são apresentados conceitos teóricos básicos gerais sobre estruturas metálicas, suas vantagens e desvantagens, dimensionamento e detalhamento do projeto.

2.1 Estruturas Metálicas

De acordo com Pinheiro (2005), a partir de 1750 as estruturas metálicas começaram a ser amplamente utilizadas em escala industrial. No Brasil, a fabricação dessas estruturas teve início em 1812, e o avanço significativo na produção em larga escala de perfis metálicos ocorreu com a implantação das grandes siderúrgicas. Um exemplo notável é a Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), que iniciou suas operações em 1946, desempenhando um papel crucial no

desenvolvimento da indústria siderúrgica e na popularização das estruturas metálicas em larga escala no país.

Dentre os metais ferrosos mais utilizados na indústria, incluem-se o aço, o ferro forjado e o ferro fundido. No entanto, o destaque principal recai sobre o aço, considerado não apenas o mais importante, mas também o metal mais empregado devido às suas propriedades versáteis e à sua vasta gama de aplicações industriais (Pfeil, 2014).

Percebe-se que, na atualidade, está sendo recorrente a escolha das estruturas metálicas ao invés das tradicionais estruturas de concreto armado. Isto advém dos grandes benefícios que este sistema estrutural proporciona na construção civil. A implementação de estruturas em aço traz consigo inúmeras vantagens. Contudo, para maximizar o potencial destas, é imprescindível conduzir uma análise prévia meticulosa, como enfatizado por Borsato (2009).

O sistema estrutural metálico é industrializado, fornecendo uma grande otimização na obra. A fabricação das peças metálicas ocorre nas fábricas, sendo montadas posteriormente no canteiro de obras. Portanto, é crucial antecipar qualquer modificação para evitar retrabalho e improvisações durante a montagem da estrutura. Isso reduz a probabilidade de falhas durante a utilização e minimiza o surgimento de problemas patológicos (Flores; Brito, 2005).

Conforme Bellei (2010), o aço oferece as vantagens a seguir para a construção:

- Apresenta uma resistência elevada em comparação com outros materiais e, apesar de possuir uma densidade elevada, as estruturas metálicas são mais leves do que as estruturas de concreto armado;
- A montagem é altamente mecanizada, o que possibilita a redução dos prazos de construção;
- O aço oferece uma margem de segurança devido às suas propriedades bem definidas, como limite de escoamento, ponto de ruptura e módulo de elasticidade;
- Há facilidade de substituição de elementos na estrutura;
- Existe a possibilidade de reaproveitamento do material.

Embora o aço carbono seja amplamente utilizado, sua vulnerabilidade à corrosão requer a aplicação de tinta ou outras formas de proteção. No entanto, existem exceções, como os tipos USI-SAC 50 e 41, COS-AR-COR 500 e 400, e Niocor, que possuem resistência à corrosão, eliminando a necessidade de proteção adicional, conforme observado por Bellei (2010).

2.2 Galpões industriais

O galpão, uma estrutura comum em diversas indústrias e contextos agrícolas, é caracterizado por sua robustez e simplicidade. Constituído tipicamente por pilares de concreto armado ou aço,

e uma cobertura predominantemente metálica, esta edificação de único pavimento oferece amplas áreas cobertas sem a necessidade de pilares centrais.

Conforme informações fornecidas pelo Instituto Aço Brasil (2010), os galpões desempenham uma série de funções essenciais, incluindo a delimitação e cobertura de espaços, além da capacidade de servir como área de armazenamento conforme necessário. Em casos em que há a necessidade de movimentação de cargas dentro do espaço do galpão, é recomendado o uso de pontes rolantes para facilitar essa operação.

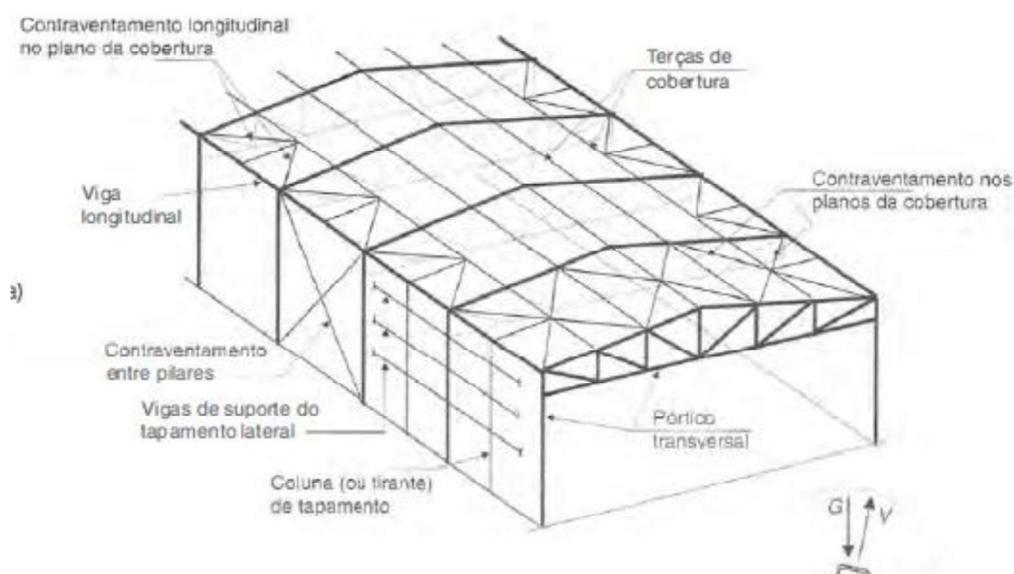
Quanto à sua classificação, os galpões podem ser agrupados em diversas categorias, tais como vão simples, vãos múltiplos, geminados, *shed* e em arco, cada um com características específicas que atendem às necessidades e exigências do projeto em questão. Essa classificação oferece uma visão abrangente das diferentes tipologias de galpões disponíveis e suas respectivas aplicações.

Seus elementos fundamentais incluem pórticos, responsáveis pela rigidez lateral; cobertura superior geralmente em aço; e telhas que se apoiam em terças, as quais, por sua vez, são sustentadas por vigas ou treliças, frequentemente chamadas de tesouras. Na figura 1 expõe-se os elementos estruturais de galpão em aço.

2.2.1 Componentes

A estrutura de uma cobertura é constituída por um sistema plano, formado com a combinação de elementos lineares, como, colunas, vigas, terças, tirantes e telhas, conforme o exemplo na Figura 1, podendo ser estruturas de vãos simples ou múltiplos (Bellei, 1998).

Figura 1 – Elementos estruturais de galpão em aço



Fonte: Pfeil (2009)

2.2.2 Terças

As vigas de cobertura são instaladas entre as vigas principais ou secundárias de pórticos ou tesouras, com o propósito de suportar as chapas de cobertura. Normalmente, enfrentam solicitações de flexão dupla, mas em telhados planos, podem também estar sujeitas à flexão simples. Essas vigas suportam cargas provenientes das telhas, incluindo cargas acidentais e forças do vento, que atuam tanto por pressão quanto por sucção (Bellei, 2010).

2.2.3 Vigas de tapamento

As vigas estão posicionadas entre pórticos ou colunas, servindo como suporte para as chapas de fechamento. Elas enfrentam solicitações de flexão dupla na direção de maior inércia, devido à pressão ou sucção do vento, e na direção de menor inércia, em decorrência do peso próprio das vigas e das chapas de fechamento (Bellei, 2010). Para pré-dimensionamento da altura de uma terça, pode se adotar a seguinte Eq 1 (Bellei, 2010):

$$d = L/40 \text{ a } L/60 \text{ aonde, } d = \text{altura do perfil e } L = \text{Vão Flecha: } \Delta \leq L/200 \quad \text{Eq. 1}$$

2.2.4 Contraventamento

Contraventamentos são barras adicionadas às estruturas com o objetivo de conferir rigidez espacial ao edifício, evitando deformações excessivas e garantindo sua estabilidade durante a construção e ao longo de sua vida útil. Eles podem ser classificados em horizontais, localizados no plano das terças ou cordas das tesouras ou vigas de pórtico, e verticais, situados entre os pilares. Os contraventamentos são solicitados principalmente por esforços de tração ou compressão (Bellei, 2010). Estes elementos proporcionam benefício para a estrutura, como, reduzir o comprimento de flambagem e distribuir a carga do vento conforme apresentado no apêndice A (Pfeil, 2009).

Na ausência de contraventamento no plano da cobertura, as vigas são integralmente sujeitas à compressão, em função das cargas gravitacionais e das forças do vento. Na figura A.2 do apêndice A consegue-se visualizar a linha tracejada, a qual representa a flambagem ocorrida na viga de cobertura (Pfeil, 2009).

Para diminuir o momento na base das colunas e os deslocamentos, é possível implementar contraventamento nas laterais do plano da cobertura, o que favorece uma distribuição mais eficiente das cargas horizontais, conseguindo uma redução de 15% a 20% destas cargas e dos momentos na base. A Figura A.3 do apêndice A ilustra a diferença do deslocamento lateral da estrutura quando se utiliza contraventamento (Bellei, 2010).

2.3 Treliças

O uso de estruturas metálicas treliçadas oferece a flexibilidade de empregar uma ampla variedade de arranjos e perfis, adaptados conforme a necessidade e especificidade de cada projeto. Essa versatilidade permite a utilização de disposições diversas para cada configuração, garantindo uma solução sob medida para as exigências estruturais e estéticas de cada empreendimento. A forma como os elementos são dispostos em uma estrutura desempenha um papel crucial na maneira como os esforços são distribuídos entre eles, afetando diretamente o equilíbrio da construção. Portanto, encontrar a configuração ideal, ou topologia estrutural, que ofereça a resistência necessária com o uso eficiente de materiais e custos reduzidos, é de suma importância. Essa busca pelo arranjo ideal não só assegura um desempenho estrutural eficaz, mas também contribui para a economia e a viabilidade do projeto (Oliveira, 2008).

A disposição dos elementos em uma estrutura afeta diretamente sua resistência, como ilustrado pelo ângulo de inclinação das diagonais que compõem uma treliça. De acordo com Rebello (2010), recomenda-se que as inclinações adotadas para as barras diagonais sejam entre 30° e 60° , pois ângulos fora desta faixa de valores resultam em solicitações maiores para os elementos.

O arranjo das treliças pode aparentar ter um visual parecido e com eficiência similar, contudo o comportamento estrutural entre elas é diferente (Souza; Rodrigues, 2008). São essas diferenças comportamentais da estrutura que indicam qual modelo de treliça vai ser adequado para cada projeto que surgir.

2.3.2 Treliças Pratt

De acordo com Gomes (2016), a característica distintiva do modelo Pratt é a orientação de todas as diagonais em direção ao centro inferior da treliça. Essa disposição implica que todos os elementos inclinados suportem esforços de tração, enquanto os montantes, com exceção do central, suportem esforços de compressão. Na figura 2 é possível visualizar o modelo Pratt.

Figura 2 – Treliças Pratt



Fonte: Gomes (2016)

2.3.1 Treliças Howe

A treliça Howe é um tipo de estrutura semelhante à treliça Pratt. Neste tipo de treliça, os membros diagonais estão orientados para fora, em direção aos apoios da estrutura, enquanto os membros verticais estão orientados para dentro. Isso significa que os membros inclinados suportam principalmente forças de compressão, enquanto os montantes verticais suportam principalmente forças de tração (Gomes, 2016). Essa configuração permite uma distribuição eficiente de carga e uma boa resistência à flexão e ao cisalhamento. A figura 3 contém um exemplo de treliça Howe.

Figura 3 – Treliças Howe

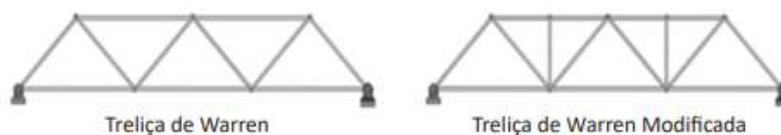


Fonte: Gomes (2016)

2.3.3 Treliças Warren

Caracteriza-se por ser uma estrutura mais simples em comparação às demais (Gomes, 2016). Neste tipo de treliça, as diagonais se alternam em direção aos apoios da estrutura, formando uma série de triângulos equiláteros ou isósceles ao longo do comprimento da treliça. Isso resulta em uma distribuição eficaz de forças de compressão e tração entre os membros da treliça, proporcionando estabilidade e resistência à estrutura. A figura 4 apresenta o formato das treliças Warren.

Figura 4 – Treliças Warren



Fonte: Gomes (2016)

3 Cargas atuantes na estrutura

Segundo Bellei (1998), as estruturas enfrentam um conjunto variado de cargas, que podem atuar de forma isolada ou em combinação entre si. Durante a elaboração do memorial de cálculo, é necessário contemplar essas cargas, respeitando os princípios estáticos das construções. As cargas que serão consideradas em projeto são:

- Cargas permanentes NBR 6120 (ABNT, 2019);
- Sobrecargas NBR 6120 (ABNT, 2019);

- Cargas de vento NBR 6123 (ABNT, 2023).

3.1 Cargas permanentes

A carga permanente é composta pelo próprio peso da estrutura, bem como pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes. Para determinação dos valores, a NBR 6120 (ABNT, 2019) dispõe os pesos específicos dos materiais, os quais estão representados pela tabela 1.

Tabela 1 – Peso específico dos materiais

MATERIAIS	PESO
Aço	78,5 KN/m ³
Telha tipo TP40 (0,5mm)	0,05 KN/m ²

Fonte: Autor (2024)

3.2 Sobrecargas

A sobrecarga na cobertura tem como objetivo ponderar cargas que irão atuar na cobertura, as quais não foram previstas na etapa de cálculo estrutural, como exemplo, carga de funcionários fazendo a manutenção da cobertura, tubulações e instalações elétricas (Chamberlain; Ficanha; Fabiane, 2013). Conforme o item 6.4 da NBR 6120:2019, tem-se que o valor que deve ser considerado é de 0,25 kN/m².

3.3 Cargas de vento

Segundo as orientações da NBR 6123 (ABNT, 2023), as forças devidas ao vento sobre uma edificação ou estrutura, necessitam serem calculadas separadamente para:

- Elementos de vedação de suas fixações;
- Partes da edificação;
- Edificação como um todo.

Com esses dados, a força devida ao vento é genericamente calculada pela presente equação 2:

$$F = q \cdot C \cdot A \cdot f_v \quad \text{Eq. 2}$$

Onde:

q = Pressão dinâmica;

C = Coeficiente aerodinâmico de força ou de pressão, especificado em cada caso (Ca, Cx, Cy, cp, etc.);

A = Área de referência, especificada em cada caso;

f_v = Fator vizinhança

Para calcular a velocidade característica do vento (V_k), define-se primeiramente a velocidade básica do vento (V_0) a ser utilizada e os fatores S_1 , S_2 e S_3 . A multiplicação destes parâmetros resulta na Eq. 3:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \text{Eq. 3}$$

Onde:

V_k = velocidade característica do vento;

V_0 = velocidade básica do vento.

S_1 = fator topográfico, considera as variações do relevo do terreno;

S_2 = fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S_3 = fator estatístico.

Por fim, calcula-se a pressão dinâmica, definida no Item 4.2 da NBR 6123 (ABNT, 2023) pela Eq. 4:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad \text{Eq. 4}$$

A força do vento depende da diferença de pressão entre as faces opostas da estrutura em análise. Os coeficientes de pressão são fornecidos tanto para as superfícies externas quanto para as internas da edificação. Contudo, estes resultam em valores positivos e negativos, os quais correspondem consecutivamente a sobrepensões e a sucções na cobertura NBR 6123 (ABNT, 2023). A variação de pressão ΔP em um ponto da superfície da edificação calcula-se pela Eq. 5:

$$\Delta P = C_{pe} - C_{pi} \quad \text{Eq. 5}$$

3.4 Método dos estados limites

O método dos Estados Limites (EL) é uma abordagem de projeto estrutural e análise que se concentra em garantir que uma estrutura atenda a determinados critérios de segurança e serviço em diferentes condições de carga. Existem dois principais estados limites a serem considerados: o Estado Limite Último (ELU), que está associado à segurança estrutural sob condições extremas, assegura-se que não ocorra o colapso da estrutura por algum evento, como exemplo, ruptura de uma ligação ou seção, plastificação total de um elemento estrutural ou de uma seção e ruptura por fadiga. E o Estado Limite de Serviço (ELS) está associado a uma combinação de cargas de serviço extrema que possa causar deformações ou vibrações em excesso (Pfeil, 2009). A análise de cada seção da estrutura fornece a segurança estrutural necessária, onde a solicitação de projeto (S_d) precisa ser inferior que a resistência de projeto (R_d).

$$Sd \leq Rd \quad \text{Eq. 6}$$

Onde:

Rd : corresponde aos esforços resistentes da estrutura, ou parte dela;

Sd : corresponde aos esforços solicitados da estrutura, ou parte dela;

3.4.1 Combinações de ações

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2024), avalia-se a probabilidade de ações atuarem simultaneamente, refletindo as situações mais desfavoráveis para a estrutura ao longo de sua vida útil. As combinações de ações últimas são classificadas em:

- Normal: todas ações provenientes do uso previsto da estrutura;
- De construção: ações que promovem estado limite último na fase de construção;
- Especial: ações variáveis especiais, as quais os efeitos contêm magnitude maior que os efeitos das ações de combinação normal;
- Excepcional: ações excepcionais, podem produzir efeitos catastróficos, como, explosões, choques de veículos, incêndios e sismos.

3.4.2 Combinações últimas normais

Levando em conta todas as ações previstas para a estrutura, cada combinação deve incluir as ações permanentes, além das ações variáveis principais e secundárias. Essa relação é expressa da seguinte forma, conforme a NBR 8800 (ABNT, 2024):

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

Eq. 7

Onde:

$F_{Gi,k}$: valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$: valor característico da ação variável principal;

$F_{Qj,k}$: valores característicos das ações variáveis secundárias;

γ_{gi} : coeficiente de ponderação para ações permanentes;

γ_{q1} : coeficiente de ponderação para ação variável principal;

γ_{qj} : coeficiente de ponderação para ações variáveis secundárias;

Ψ_{0j} : coeficiente de redução para ações variáveis.

3.4.3 Coeficientes de ponderação das ações

Conforme estabelecido na NBR 14762 (ABNT, 2010), que aborda o dimensionamento de estruturas de aço feitas com perfis formados a frio, é necessário combinar as cargas presentes na estrutura de modo que possam atuar simultaneamente durante um determinado intervalo de tempo. As ações devem ser ponderadas pelo coeficiente γ_f , determinado pela equação seguinte NBR 8800 (ABNT, 2024):

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad \text{Eq. 8}$$

Onde:

- γ_{f1} : considera a variabilidade das ações;
- γ_{f2} : considera a simultaneidade de atuação das ações;
- γ_{f3} : considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações.

3.4.3.1 Coeficientes de ponderação das ações no estado-limite último (ELU)

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2024) o produto de $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ é representado por γ_g ou γ_q , os quais são apresentados na tabela A.1 do anexo A.

3.4.3.2 Coeficientes de ponderação e fatores de redução das ações no estado-limite de serviço (ELS)

O coeficiente de ponderação das ações para o estado-limite de serviço γ_f , comumente é igual a 1 NBR 8800 (ABNT, 2024).

Os efeitos mais desfavoráveis devem ser considerados nesta combinação, os fatores de combinação que são utilizados estão presentes na tabela A.2 do anexo A.

3.4.3.3 Combinações quase permanentes de serviço

Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2024), são aquelas que podem atuar durante grande parte da vida da estrutura, são utilizadas para aparência da construção e efeitos de longa duração.

Neste estudo foi necessário apenas esta combinação para a verificação da flecha, no apêndice G está ilustrado as deflexões que ocorrem nas estruturas.

3.4.3.4 Coeficiente de ponderação da resistência no estado-limite último (ELU)

Em concordância com a NBR 8800 (ABNT, 2024), as resistências devem ser ponderadas pelo coeficiente γ_m , conforme a classificação das combinações últimas expressa da seguinte forma:

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \quad \text{Eq. 9}$$

Onde:

γ_{m1} : parcela do coeficiente de ponderação que considera a variabilidade da resistência dos materiais;

γ_{m2} : parcela do coeficiente de ponderação que considera a diferença entre a resistência do material no corpo-de-prova e na estrutura;

γ_{m3} : parcela do coeficiente de ponderação que considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

Os valores dos coeficientes de ponderação das resistências para cada tipo de material, estão exibidos na A.3 do anexo A.

3.5 Dimensionamento da estrutura

Os elementos estruturais podem ser submetidos a diferentes tipos de solicitações, como tração, compressão, momentos fletores e esforços cortantes. Quando sujeitos à tração ou compressão, os esforços agem ao longo do eixo do elemento. Já em momentos fletores e esforços cortantes, os esforços atuam perpendicularmente ao eixo do elemento. Cada tipo de esforço requer análise específica, levando em conta critérios de dimensionamento, possíveis falhas, estado de tensões e escolha da seção mais adequada. Por exemplo, para momentos fletores, são preferíveis perfis com maior inércia, enquanto para esforços axiais, a prioridade é a área da seção transversal (Bellei, 1998).

3.5.1 Elementos Comprimidos

Em um dimensionamento de barras prismáticas submetidas à força axial de compressão, a equação seguinte necessita ser atendida (ABNT, 2024).

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad \text{Eq. 10}$$

- $N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo;
- $N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo.

A força axial de compressão resistente de cálculo é expressa por:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq. 11}$$

Onde:

χ : fator de redução associado à resistência à compressão (flambagem global);

Q : fator de redução associado à resistência à compressão (flambagem local);

A_g : área bruta da seção transversal da barra;

f_y : resistência ao escoamento do aço;

γ_{a1} : coeficiente de ponderação da resistência ao escoamento.

3.5.2 Elementos Tracionados

Considera-se o estado limite de escoamento da seção bruta e a ruptura da seção líquida para o dimensionamento da força axial de tração resistente de cálculo, conforme a Eq. 12.

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad \text{Eq. 12}$$

- $N_{t,Sd}$ é a força axial de tração solicitante de cálculo;
- $N_{t,Rd}$ é a força axial de tração resistente de cálculo.

A força axial de tração resistente de cálculo é alcançada com as seguintes condições:

- Para escoamento da seção bruta;

$$N_{t,Rd} = \frac{Ag f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq. 13}$$

- Para ruptura da seção líquida;

$$N_{t,Rd} = \frac{Ae f_u}{\gamma_{a2}} \quad \text{Eq. 14}$$

Onde:

Ag : área bruta da seção transversal da barra;

Ae : área líquida efetiva da seção transversal da barra;

f_y : resistência ao escoamento do aço;

f_u : resistência á ruptura do aço;

γ_{a1} : coeficiente de ponderação da resistência ao escoamento.

4 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Neste item, o trabalho foi caracterizado com base no método de pesquisa empregado, abrangendo sua natureza, a abordagem utilizada e seus objetivos. Adicionalmente, foi apresentada a linha de planejamento adotada por meio de um fluxograma.

4.1 Método de Pesquisa

A natureza da pesquisa classifica-se como pesquisa aplicada, compreende-se que os dados e informações obtidas através de normas e artigos, resultarão em conhecimento para uma aplicação prática neste projeto. Segundo Moretti (2020), o conhecimento adquirido, é dirigido para a solução de problemas que possuem objetivos pré-estabelecidos, e utilizados para conquistar aprimoramento de produtos, processos e sistemas.

Esta pesquisa classifica-se como quantitativa devido ao seu objetivo ser a quantificação de dados através da análise dos materiais. Por isso, as informações coletadas serão traduzidas em números.

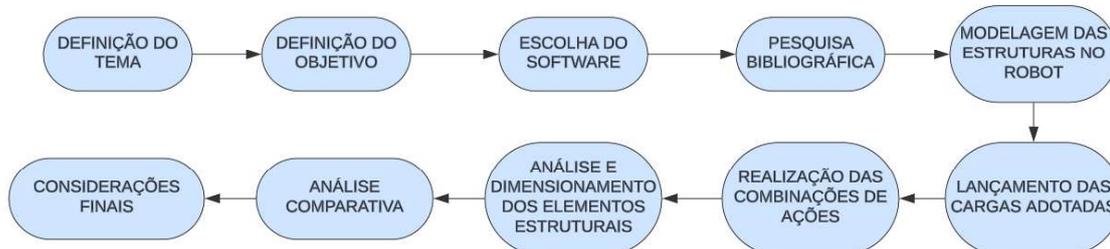
A pesquisa é determinada como descritiva, porque busca fazer uma análise detalhada do material em estudo o qual se associa ao tema em questão. De acordo com Tumelero (2018), as principais técnicas para uma coleta de dados necessários, são revisões bibliográficas, análise de documentos, pesquisa de campo e formulários.

Percebe-se que o objetivo da pesquisa envolve a investigação aprofundada de um fenômeno específico dentro de um contexto real. Isso permite a análise detalhada de variáveis e a compreensão das dinâmicas envolvidas, o que é fundamental para desenvolver soluções práticas e embasadas, caracterizando essa pesquisa um estudo de caso.

4.2 Método de Trabalho

No método de trabalho apresentam-se as etapas definidas para desenvolver a pesquisa. Portanto, foi criado um esquema representado na figura 5, o qual ilustra estas etapas de forma mais intuitiva para o leitor.

Figura 5 – Fluxograma



Fonte: Autor (2024)

Com a definição do tema, foram traçados os objetivos do trabalho, que exigiram a escolha de um *software* adequado. Esse *software*, aliado a uma pesquisa bibliográfica aprofundada, permitiu contextualizar e facilitar a compreensão dos tópicos abordados no estudo. Após a conclusão das etapas teóricas, deu-se início à modelagem dos três galpões no *software* escolhido (Robot), variando o tipo de treliça de cobertura para possibilitar uma análise comparativa. Nessa fase prática, realizou-se a determinação e o lançamento das cargas necessárias para calcular as combinações de ações conforme a NBR 8800 (ABNT, 2024) possibilitando um dimensionamento mais preciso e eficiente dos elementos estruturais.

Com os resultados extraídos do modelo de cálculo, começou a etapa de análise comparativa entre os galpões. Foram realizadas comparações focadas na parte econômica, como a diferença

no consumo de materiais em cada solução, o que impacta diretamente nos custos finais das estruturas. O CUB/RS do mês de novembro/2024, retirado no site do sinduscon, foi utilizado como referência para o cálculo dos preços e custos da construção, o qual fornece o custo por m^2 para galpões industriais. Com base nesses dados, o autor apresenta suas considerações finais sobre o trabalho.

5 DESENVOLVIMENTO

Para o desenvolvimento do estudo, foi utilizado o *software* Robot, que permite a modelagem estrutural com precisão e que simula o comportamento da estrutura. As estruturas criadas para o estudo foram desenvolvidas especialmente para este projeto, assim como seus carregamentos e suas dimensões. A partir dos carregamentos previstos, é possível realizar a modelagem e dimensionamento dos elementos estruturais que compõem o galpão. Com os modelos propostos já finalizados, estabeleceu-se um comparativo referente à estimativa de custo e o peso final das estruturas.

5.1 Peso Próprio das estruturas

O peso próprio é calculado automaticamente pelo Robot, de acordo com a massa específica e a geometria de cada elemento.

5.2 Peso próprio das telhas

O peso próprio das telhas é aplicado considerando telhas do tipo TP40 e espessura de 0,5 mm, estas possuem um peso próprio igual a $0,05 \text{ kN/m}^2$.

5.3 Peso próprio de utilidades

O peso próprio de utilidades diz respeito à consideração de elementos apoiados na cobertura, como cabos, canaletas, tubos, etc. O peso próprio de utilidades utilizado foi de $0,15 \text{ kN/m}^2$.

5.4 Sobrecargas

Conforme o item 6.4 da NBR 6120 (ABNT,2019), a sobrecarga escolhida para usar no projeto foi de $0,25 \text{ kN/m}^2$.

5.5 Ação do vento

A velocidade característica do vento (V_k) é definida conforme o item 4.2 da NBR 6123 (ABNT, 2023), sendo calculada pela equação 2, a velocidade básica do vento (V_o) inferida para Recife – PE é de 35 m/s. A região escolhida não contém variações de relevo, o terreno foi considerado plano com obstáculos, o qual será destinado para construção de uma estrutura feita para depósito, a maior dimensão desta está entre 20 e 50 m com uma altura máxima acima do terreno igual a 7,5 m. Conforme as informações explícitas, o fator topográfico foi adotado como 1,00,

o fator de rugosidade entende-se como 0,89 e o fator estatístico ficou em 0,95. A equação abaixo representa a Eq 2 com os valores obtidos para o cálculo da velocidade característica do vento.

$$Vk = 35 \text{ m/s} \times 1,00 \times 0,89 \times 0,95 = 29,6 \text{ m/s}$$

5.5.1 Pressão dinâmica

Por fim, calcula-se a pressão dinâmica, definida no item 4.2 da NBR 6123:2023 como:

$$q = 0,613 V_k^2$$

$$q = 0,613 (29,6 \text{ m/s})^2 = 537,08 \text{ N/m}^2 = 0,53 \text{ kN/m}^2$$

5.5.2 Características geométricas

As estruturas foram projetadas com dimensões uniformes para atender às exigências funcionais e estruturais de projeto. O vão livre foi dimensionado em 25 metros, garantindo ampla área desobstruída para usos diversos. A distância entre os pórticos transversais foi definida em 6 metros, proporcionando uma distribuição equilibrada das cargas ao longo da estrutura.

Os pilares possuem altura de 6 metros, provendo um bom espaço vertical para o uso da estrutura. O comprimento total da estrutura foi estabelecido em 30 metros, resultando em uma configuração otimizada para o desempenho estrutural e a execução construtiva. As figuras B.1 e B.2 representadas no apêndice B, ilustram as dimensões da vista frontal das estruturas e o conjunto de elementos do galpão metálico.

5.5.3 Coeficientes de pressão externa

No apêndice D ilustra-se os coeficientes de pressão externa considerados nas paredes e na cobertura do galpão, os dados obtidos foram retirados do software visual ventos que segue a norma da NBR 6123.

5.5.4 Esforços resultantes

5.5.4.1 Coeficientes de pressão interna

Considera-se que o galpão possui duas faces opostas igualmente permeáveis e as outras duas faces impermeáveis (Considerar o valor para a situação mais crítica).

- Vento perpendicular a uma face permeável: $C_{pi} = + 0,2$

- Vento perpendicular a uma face impermeável: $C_{pi} = - 0,3$

5.5.4.2 Esforços resultantes com vento em 0°

Nos esforços resultantes do vento em 0°, o estado crítico foi gerado pelo coeficiente de pressão interna ($C_{pi} = + 0,20$). A figura D.3 no apêndice D apresenta os resultados.

5.5.4.3 Esforços resultantes com vento em 90°

Nos esforços resultantes do vento em 90°, o estado crítico foi gerado pelo coeficiente de pressão interna ($C_{pi} = + 0,20$). A figura D.4 no apêndice D apresenta os resultados.

6 COMBINAÇÕES

As combinações foram montadas a partir das seguintes classificações de carregamentos:

CARGAS PERMANENTES

- Peso próprio (elementos estruturais) - PPE
- Peso próprio das telhas - PPT
- Peso próprio de utilidades - PPU

CARGAS VARIÁVEIS

- Sobrecargas - SOBR
- Vento 90° - V90
- Vento 0° - V0

Com os carregamentos concretizados, foram criadas sete combinações de estado limite último e uma de estado limite de serviço, as combinações apresentadas abaixo foram pensadas e verificadas para fornecer segurança para a estrutura.

- ELU-COMB1 = (1.25PPE + 1.3PPT + 1.4PPU + 1.5SOBR)
- ELU-COMB2 = (1.25PPE + 1.3PPT + 1.4V0)
- ELU-COMB3 = (1.25PPE + 1.3PPT + 1.4V90)
- ELU-COMB4 = (1.00PPE + 1.00PPT + 1.00PPU + 1.00SOBR + 0.84V0)
- ELU-COMB5 = 1.25PPE + 1.3PPT + 1.4PPU + 1.4V0 + 1.2SOBR)
- ELU-COMB6 = (1.00PPE + 1.00PPT + 1.00PPU + 1.00SOBR + 0.84V90)
- ELU-COMB7 = (1.25PPE + 1.3PPT + 1.4PPU + 1.4V90 + 1.2SOBR)
- ELS-COMB1 = (1.PPE + 1.PPT + 1.PPU + 0.6SOBR)

7 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados obtidos neste estudo fornecem uma visão detalhada e fundamentada sobre o comportamento estrutural e a viabilidade econômica das treliças Pratt, Howe e Warren. No apêndice C encontra-se figuras específicas de cada configuração estrutural. O foco dos resultados está na avaliação comparativa entre o peso estrutural de cada treliça e seu impacto nos custos de construção.

A figura C.1 ilustra a configuração estrutural da treliça Howe, uma das estruturas mais empregadas em projetos de cobertura para galpões industriais devido à sua robustez e eficiência na distribuição de cargas. Percebe-se pela figura C.2 que esse arranjo permite que os membros diagonais suportem principalmente esforços de compressão, enquanto os montantes verticais

assumem esforços de tração, criando uma dinâmica interna de forças que fortalece a estrutura contra cargas laterais e verticais.

A figura C.3 ilustra a configuração estrutural da treliça Pratt, um modelo reconhecido por sua eficiência e versatilidade em suportar cargas distribuídas de maneira equilibrada. Percebe-se pela figura C.4 que suas diagonais atuam majoritariamente em tração, enquanto os montantes suportam esforços de compressão, o que proporciona à estrutura uma resistência elevada, especialmente em vãos longos e condições de carga variadas.

A Figura C.5 apresenta a configuração estrutural da treliça Warren, reconhecida por sua simplicidade e eficiência na distribuição de forças. A figura C.6 mostra que ela se comporta diferente das treliças Pratt e Howe, a treliça Warren é formada por uma série de triângulos equiláteros ou isósceles ao longo de seu comprimento, essa configuração faz com que suas diagonais alternem entre tração e compressão.

Essa característica faz da treliça Warren uma excelente escolha para construções onde a leveza é um fator crítico, como em projetos que priorizam a economia de material e o custo-benefício. Um adendo interessante é que neste projeto a treliça Warren foi dimensionada com montantes, não favorecendo no fator custo-benefício.

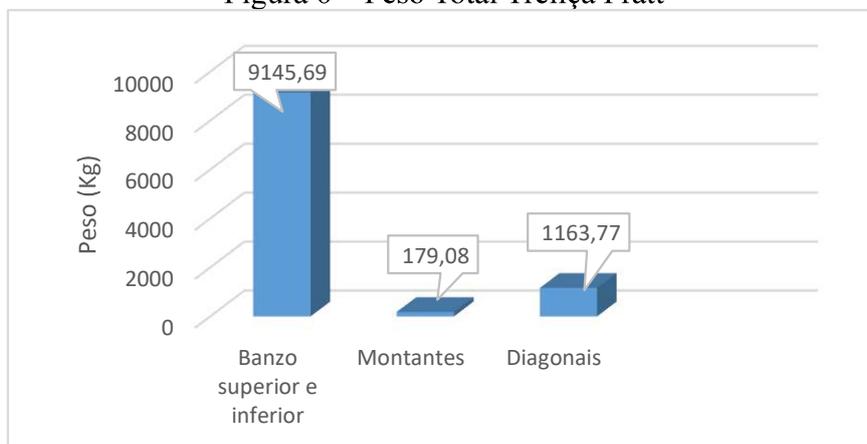
7.1 Análise Comparativa de Peso e Custos

A análise comparativa de peso e custos entre as treliças Pratt, Howe e Warren oferece uma perspectiva detalhada sobre a viabilidade econômica de cada modelo estrutural e seu impacto nos custos totais de construção e manutenção de um galpão industrial. Para fazer este estudo final, foi necessário verificar os perfis individualmente e otimizá-los simetricamente para chegar nos seus carregamentos máximos suportados, estes dimensionamentos e verificações foram feitas através da ajuda do software Robot, o qual utiliza a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) como parâmetro de cálculo. No apêndice E apresenta-se a verificação dos perfis mais solicitados de cada uma das treliças, conseguindo ver suas particularidades e os diferentes esforços entre elas.

No apêndice F, a tabela F.1 apresenta uma análise detalhada do peso e do custo estimado da treliça Pratt, considerando a distribuição dos elementos estruturais em banzos superiores e inferiores, montantes e diagonais. Com base nas especificações, os elementos foram organizados conforme seu comprimento e peso unitário, possibilitando o cálculo do peso total de cada componente e da treliça como um todo. Essa abordagem é essencial para entender a quantidade de material necessário e o impacto financeiro de sua utilização.

Na figura 6 ilustra-se a proporção entre os pesos dos elementos estruturais presentes na treliça Pratt. Percebe-se que os banzos se sobressaíram no peso total em comparação aos montantes, contudo, as diagonais deste conjunto foram as mais leves entre as três estruturas.

Figura 6 – Peso Total Treliça Pratt

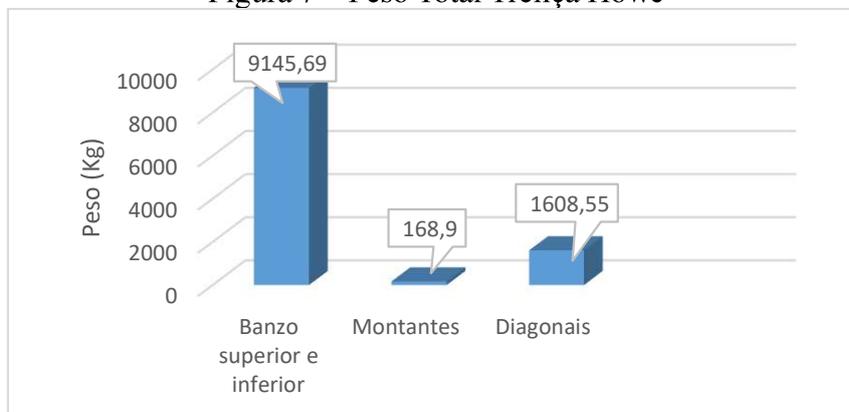


Fonte: Autor (2024)

A tabela F.2, a qual se localiza no apêndice F, detalha os componentes e o custo associado à treliça Howe, destacando os elementos que compõem sua estrutura: banzos superiores e inferiores, montantes e diagonais. Cada componente possui um comprimento específico e um peso unitário, permitindo o cálculo do peso total de cada parte e da treliça como um todo. Essa abordagem é fundamental para compreender a quantidade de aço necessário para a construção da treliça Howe e os custos envolvidos.

Na figura 7 ilustra-se a proporção entre os pesos dos elementos estruturais presentes na treliça Howe. Os banzos os quais foram dimensionados iguais para as três estruturas ainda tem o peso elevado em comparação aos outros elementos, porém, o peso total evidencia uma estrutura mais robusta comparada a treliça Pratt.

Figura 7 – Peso Total Treliça Howe

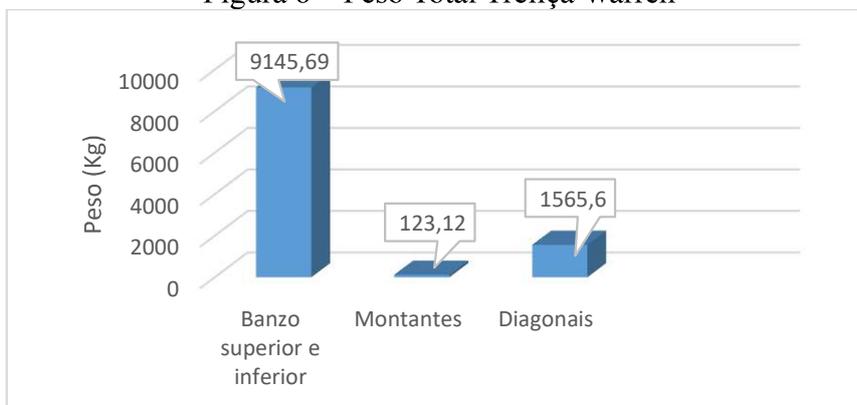


Fonte: Autor (2024)

A tabela F.3 demonstra o peso e custo da treliça Warren, destacando a distribuição dos elementos estruturais, como banzos superiores e inferiores, montantes e diagonais. Essa estrutura é caracterizada pela simplicidade e eficiência, utilizando uma configuração triangular que distribui uniformemente as tensões e reduz o peso total sem comprometer a resistência.

Na figura 8 percebe-se pelo gráfico que a solicitação nos montantes foi a menor entre os outros conjuntos estruturais, suas diagonais conseguiram uma menor solicitação comparada à Howe, porém se sobressaíram ao peso da Pratt resultando em um peso total que ficou entre as outras estruturas dimensionadas.

Figura 8 – Peso Total Treliça Warren



Fonte: Autor (2024)

As Figuras 9 e 10 apresentam, respectivamente, comparativos do peso total e do custo total das treliças dos tipos Pratt, Howe e Warren, conforme os dados obtidos no estudo.

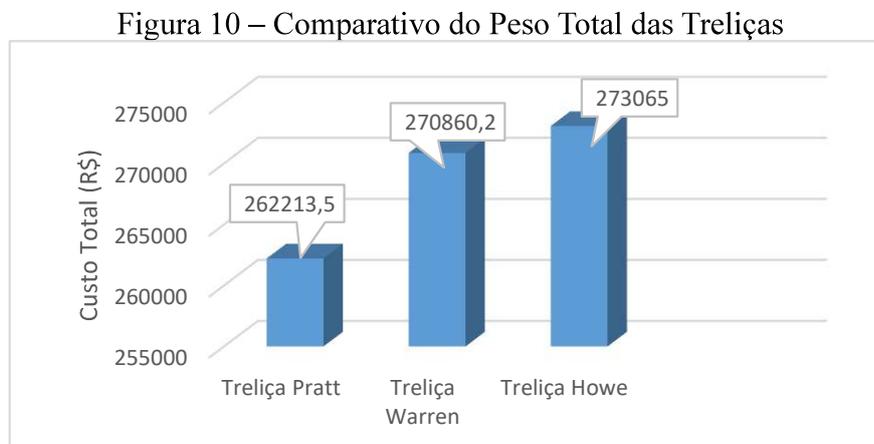
A Figura 9 ilustra o peso total de cada tipo de treliça analisada. Observa-se que a treliça do tipo Howe possui o maior peso total, seguida pela treliça Warren, enquanto a treliça Pratt apresenta o menor peso entre as três. Essa diferença de peso é atribuída à configuração geométrica e à distribuição dos esforços em cada tipo de treliça.

Figura 9 – Comparativo do Peso Total das Treliças



Fonte: Autor (2024)

A Figura 10 apresenta uma comparação dos custos totais associados a cada tipo de treliça. Os custos foram calculados com base no peso total de cada treliça e no preço médio do aço estrutural por quilograma.



Fonte: Autor (2024)

Conforme esperado, a treliça Howe, por possuir o maior peso, também apresenta o maior custo total. A treliça Warren, com peso intermediário, possui um custo total menor que a Howe, mas ainda superior ao da treliça Pratt. A treliça Pratt, devido ao seu menor peso total, resulta no menor custo entre as três configurações analisadas.

7.2 Análise dos Resultados

Os resultados obtidos no estudo fornecem uma compreensão detalhada sobre o comportamento estrutural e a viabilidade econômica das treliças Pratt, Howe e Warren em coberturas metálicas de galpões industriais. A modelagem no *software* auxiliou na identificação das diferenças de desempenho entre as treliças, especialmente quanto ao peso total e aos custos envolvidos.

A treliça Howe apresentou-se como a configuração estrutural com maior peso total, pois obteve maiores solicitações em suas diagonais, resultando em uma estrutura mais robusta para suportar as cargas de compressão e tração. O peso adicional implica em uma estrutura que oferece elevada resistência a cargas distribuídas, mas que também demanda fundações reforçadas e maior quantidade de material, elevando o custo final do projeto.

A treliça Warren, por sua vez, apresentou um peso intermediário entre as três configurações, com uma distribuição mais equilibrada dos esforços entre diagonais e montantes. Em comparação com a treliça Howe e Warren, a treliça Pratt destacou-se pela leveza estrutural, apresentando o menor peso total entre as configurações estudadas, o que resulta em uma redução nos custos de fabricação e montagem.

Apesar dos resultados encontrados serem distintos, o esperado era uma diferença maior entre os pesos das estruturas. Portanto, para se obter uma discrepância maior do que foi encontrado, necessita-se uma estratégia diferente e uma maior otimização das estruturas criadas.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foram observadas respostas de cada uma das treliças às solicitações nas barras diagonais e montantes, permitindo identificar diferenças importantes na quantidade de aço necessária, bem como nas características de peso e custo de cada configuração.

As conclusões aqui apresentadas devem, portanto, ser contextualizadas, pois a escolha do tipo ideal de treliça pode variar em função de diferentes condições de projeto. Dessa forma, uma análise estrutural detalhada para cada empreendimento é essencial, considerando não apenas a geometria e a resistência dos materiais, mas também fatores como custos de montagem e prazos de execução.

Uma das descobertas mais relevantes deste estudo foi a vantagem econômica associada ao uso da treliça Pratt, que apresentou menor consumo de material entre as três opções analisadas. Com uma economia significativa de aço, especialmente quando comparada às treliças Howe e Warren, a configuração Pratt mostra-se uma escolha estratégica para projetos que priorizam a leveza estrutural sem comprometer a estabilidade. Essa economia teve uma redução de custos de material entre 3% e 4%, favorecendo uma construção mais enxuta e menos onerosa.

Treliças mais leves, como a Pratt, tendem a simplificar o processo construtivo, ao mesmo tempo que reduzem a pressão sobre a infraestrutura de suporte, o que pode melhorar a eficiência geral do projeto. Esse ganho de leveza também pode reduzir custos logísticos e emissões associadas ao transporte de materiais, colaborando para uma abordagem mais sustentável na engenharia civil.

Nesse contexto, reforça-se a importância de otimizar o uso de material como um critério fundamental de decisão em projetos estruturais. A escolha adequada da treliça não só promove uma eficiência estrutural mais imediata, mas também contribui para uma economia a longo prazo e um menor impacto ambiental. Com a crescente ênfase em sustentabilidade, estudos como este trazem *insights* valiosos para engenheiros e projetistas comprometidos com soluções mais eficientes e responsáveis.

Por fim, sugere-se que futuras pesquisas explorem novas condições de contorno em regiões distintas, o que pode ampliar o entendimento sobre o comportamento estrutural das treliças em cenários diversos. Além disso, estudos que considerem treliças trapezoidais ou em arco

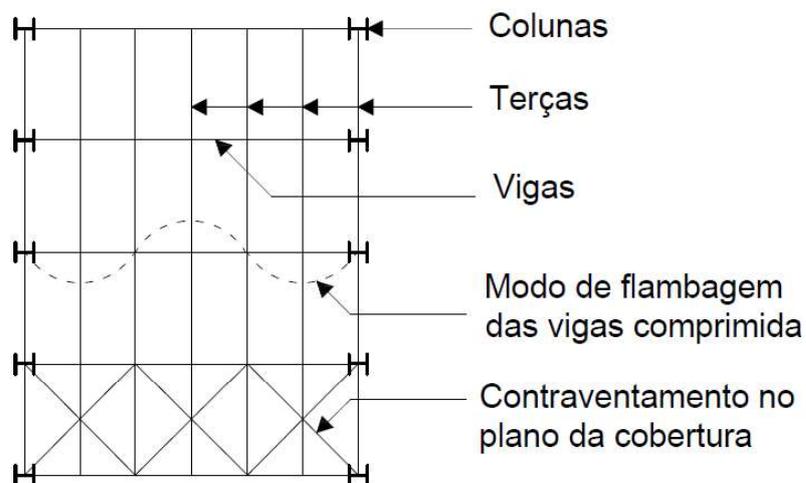
poderiam fornecer uma gama ainda maior de opções para o desenvolvimento de estruturas otimizadas e sustentáveis.

REFERÊNCIAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). Forças devidas ao vento em edificações: NBR 6123. Rio de Janeiro, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2024.
- BELLEI, I. H. Edifícios Industriais em Aço: projeto e cálculo. 5. Ed. Ver. E ampl. São Paulo: Pini, 2010.
- BELLEI, Ildony Hélio. Edifícios industriais em aço: Projeto e cálculo. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, 1998.
- BORSATO, K. T. Arquitetura em aço e o processo de projeto. 2009. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas- SP, 2009.
- CHAMBERLAIN, Z.M.; FICANHA R.; FABEANE, R. Projeto e cálculo de estruturas de aço: Edifício industrial detalhado. Rio de Janeiro: Elsevier, 2013.
- GOMES, M. I. Estudo e análise de treliças, 2016.
- INSTITUTO AÇO BRASIL. Galpões para usos gerais. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010.
- OLIVEIRA, M. S. Modelo estrutural qualitativo para pré-avaliação do comportamento de estruturas metálicas. 2008. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2008.
- PFEIL, W; PFEIL, M. Estruturas de aço: dimensionamento prático segundo a NBR 8800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: 2009.
- SAMARRA, F. A.; REQUENA, J. A. V.; JÚNIOR, N. O. P. Análise numérica-experimental de treliças tubulares planas para coberturas padronizadas para grandes vãos. Revista Escola de Minas, Ouro Preto, p.459-466, out-dez/2012. Trimestral.
- SOUZA, M. F. S. M.; RODRIGUES, R. B.; MASCIA, N. T. Sistemas estruturais de edificações e exemplos. Campinas, 2008.

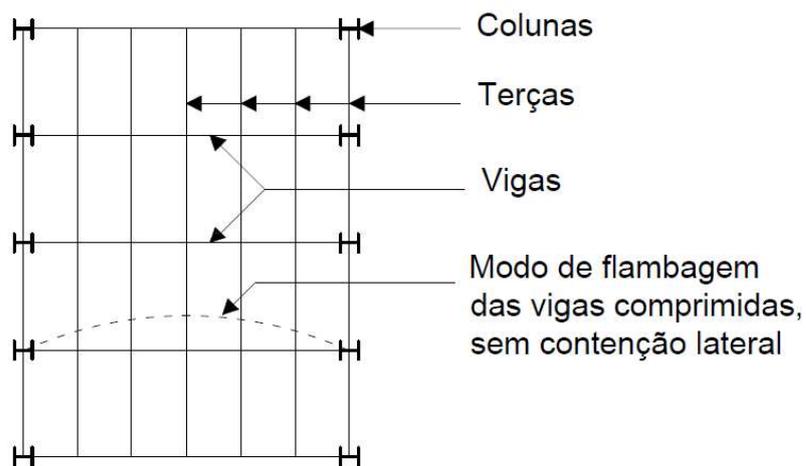
APÊNDICE “A” – CONTRAVENTAMENTOS

Figura A.1 – Sistema com contraventamento



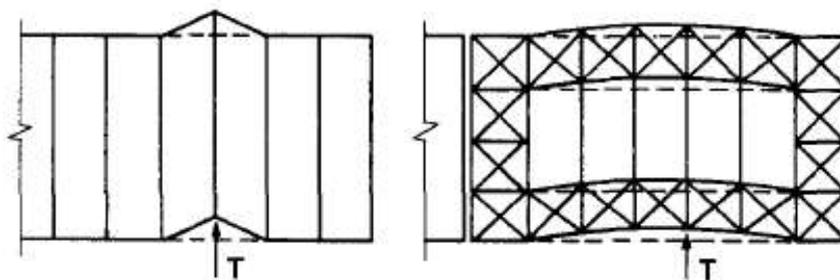
Fonte: Pfeil (2009)

Figura A.2 – Sistema sem contraventamento



Fonte: Pfeil (2009)

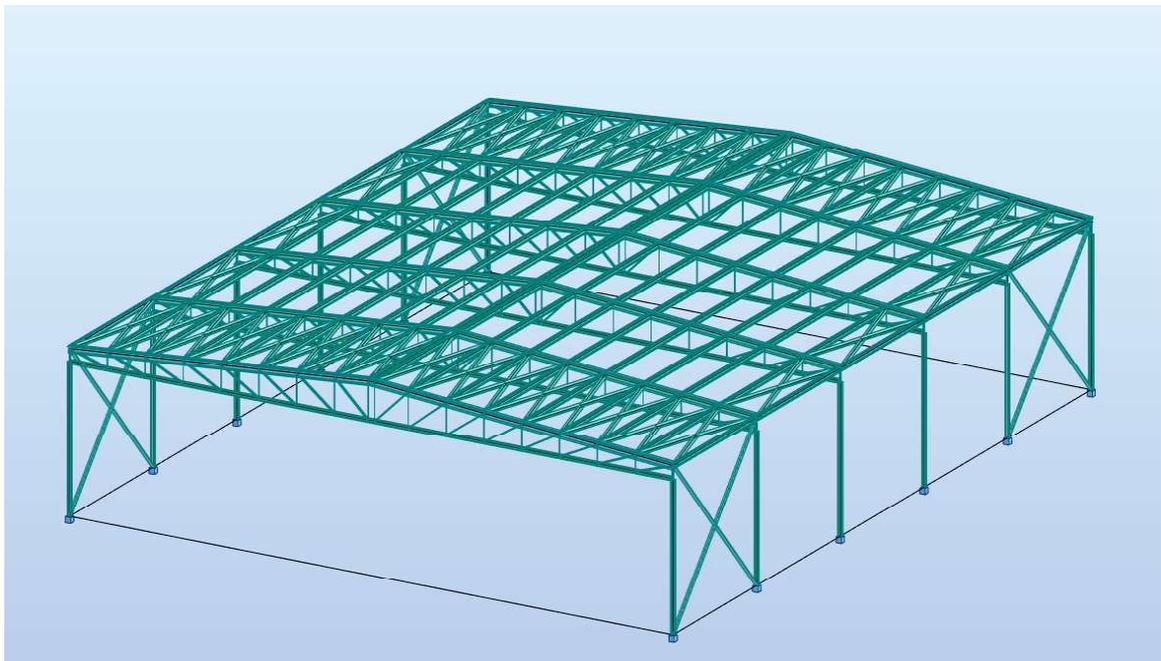
Figura A.3 – Contraventamentos horizontais laterais



Fonte: Bellei (2010)

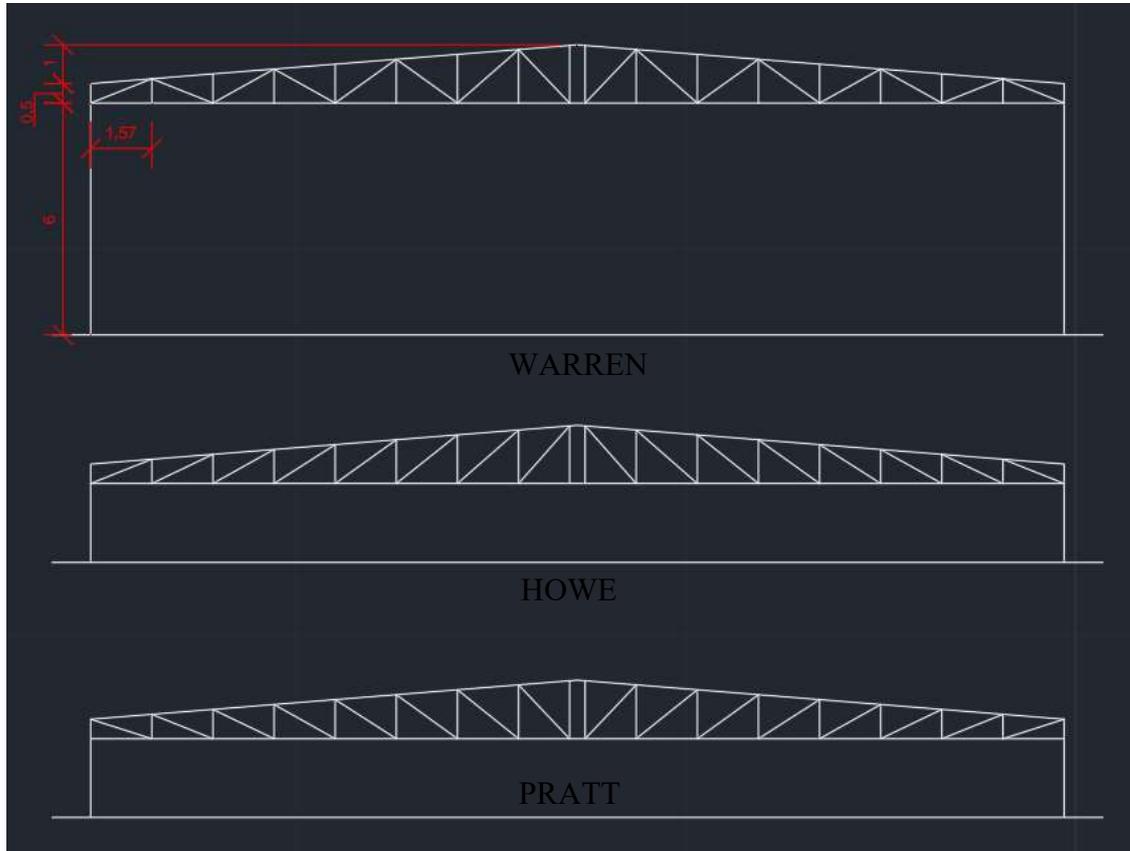
APÊNDICE “B” – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Figura B.1 – Galpão metálico



Fonte: Autor (2024)

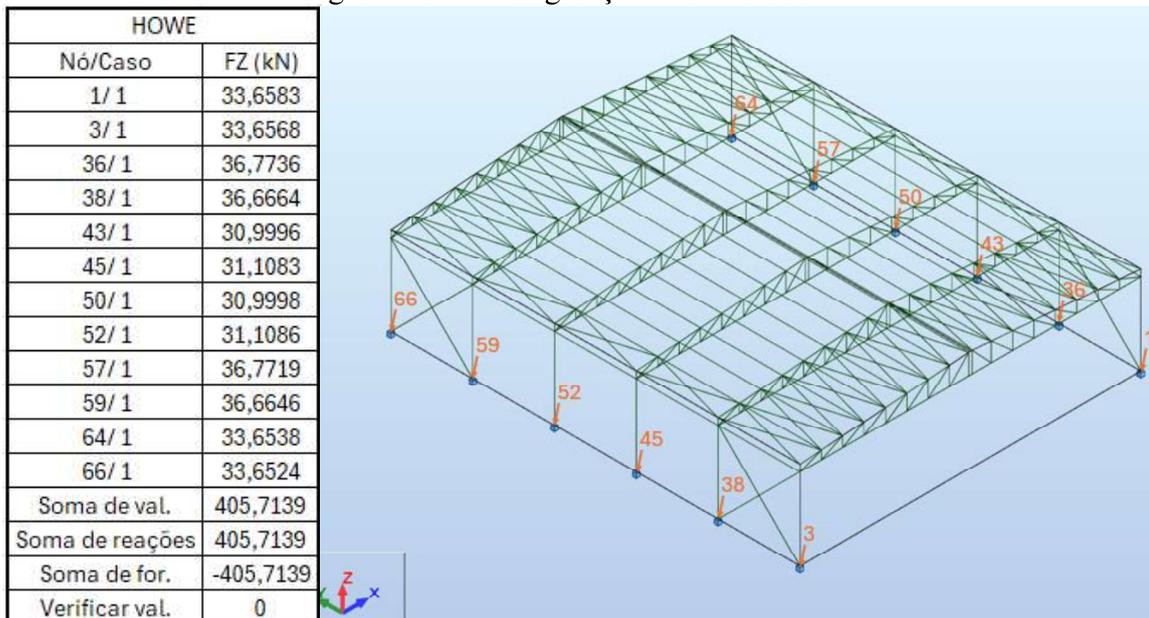
Figura B.2 – Vista frontal das treliças



Fonte: Autor (2024)

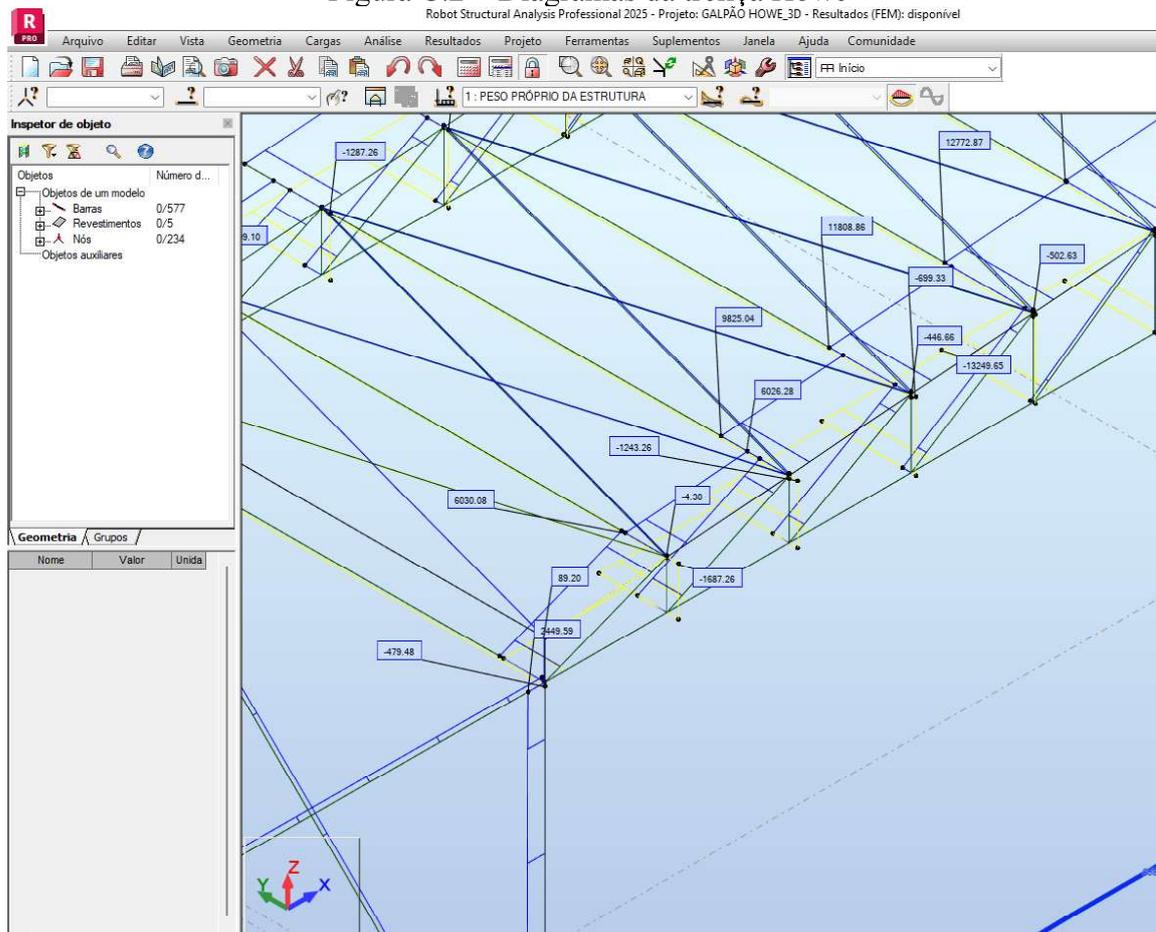
APÊNDICE “C” – REAÇÕES NAS ESTRUTURAS

Figura C.1 – Configuração estrutural Howe



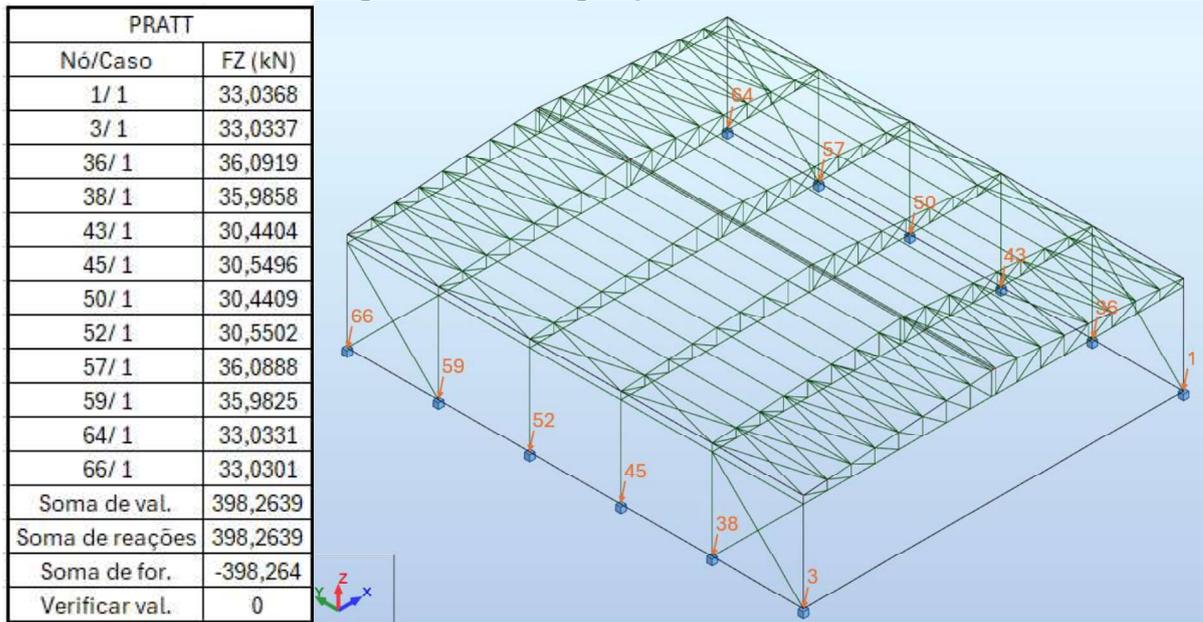
Fonte: Autor (2024)

Figura C.2 – Diagramas da treliça Howe



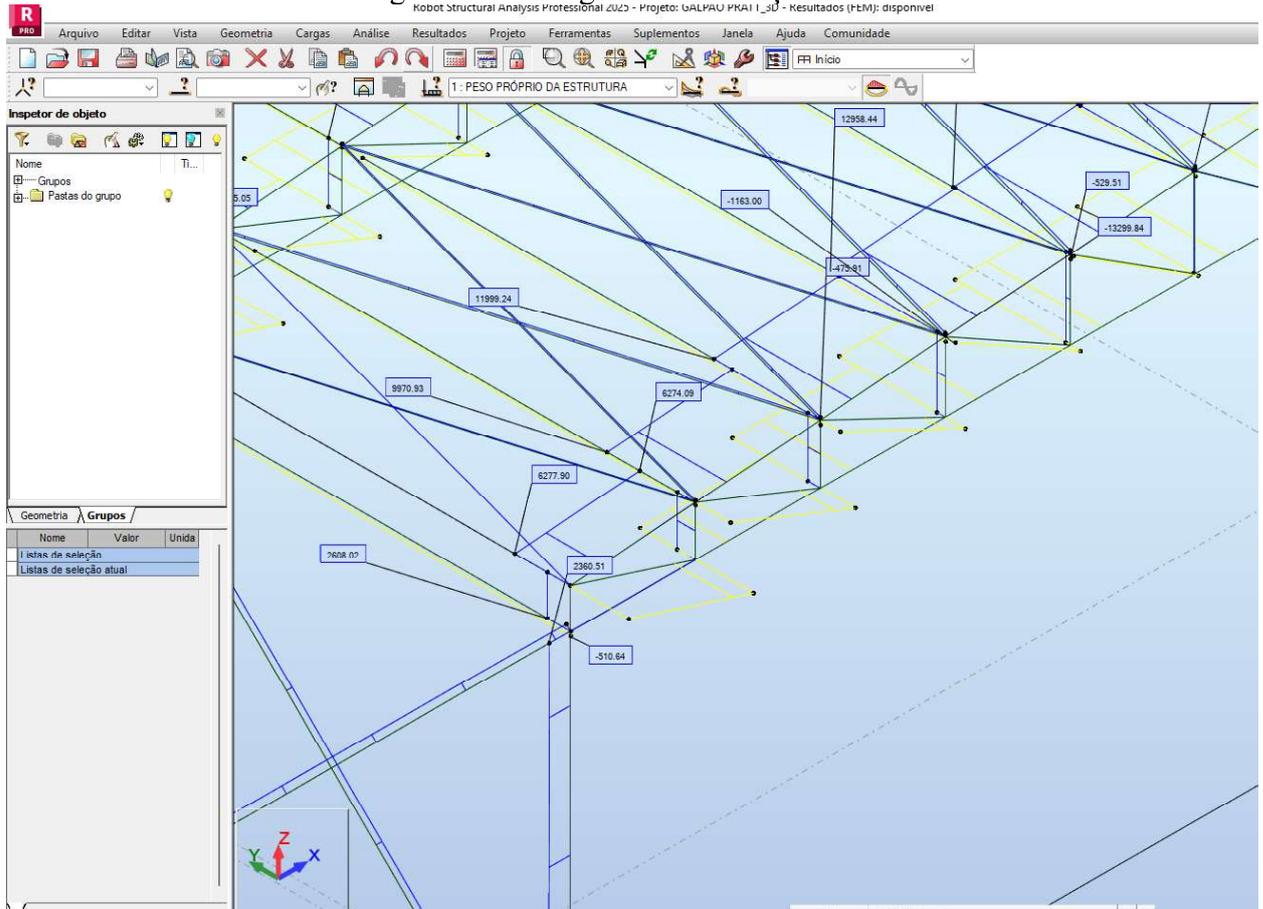
Fonte: Autor (2024)

Figura C.3 – Configuração estrutural Pratt



Fonte: Autor (2024)

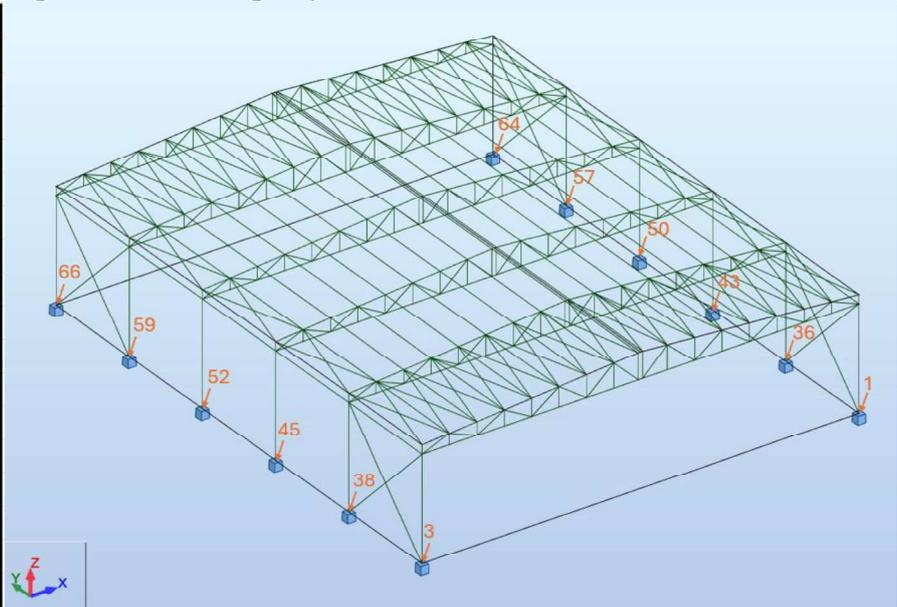
Figura C.4 – Diagramas da treliça Pratt



Fonte: Autor (2024)

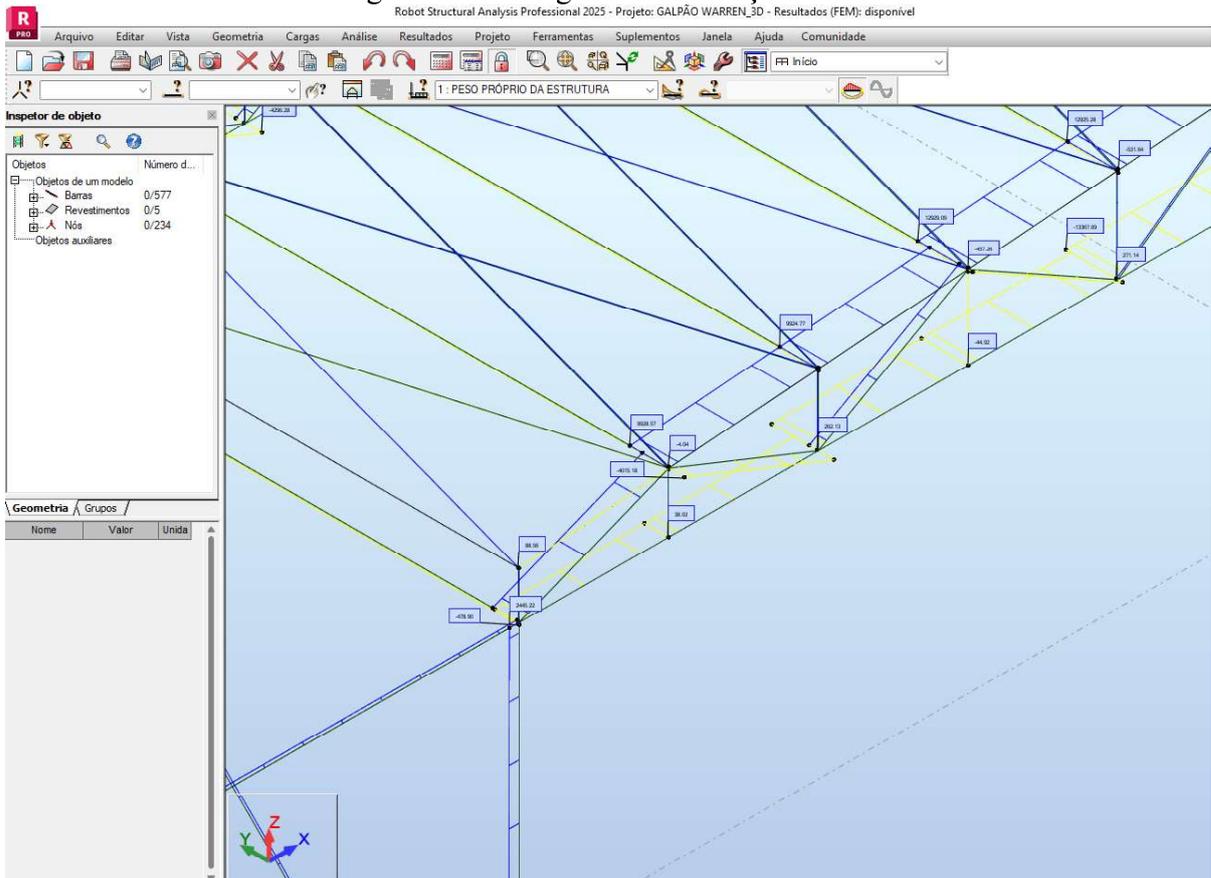
Figura C.5 – Configuração estrutural Warren

WARREN	
Nó/Caso	FZ (kN)
1/ 1	33,5928
3/ 1	33,5919
36/ 1	36,6812
38/ 1	36,5721
43/ 1	30,9363
45/ 1	31,0464
50/ 1	30,937
52/ 1	31,0471
57/ 1	36,678
59/ 1	36,5687
64/ 1	33,5891
66/ 1	33,5883
Soma de val.	404,8288
Soma de reações	404,8288
Soma de for.	-404,8288
Verificar val.	0



Fonte: Autor (2024)

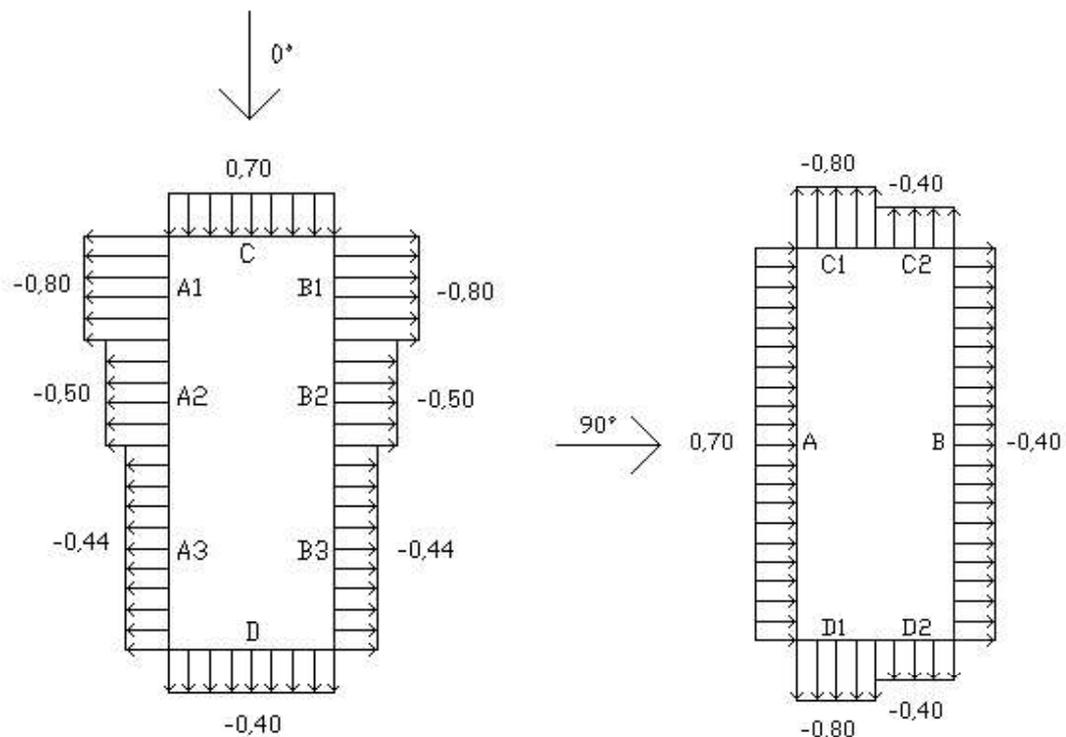
Figura C.6 – Diagramas da treliça Warren



Fonte: Autor (2024)

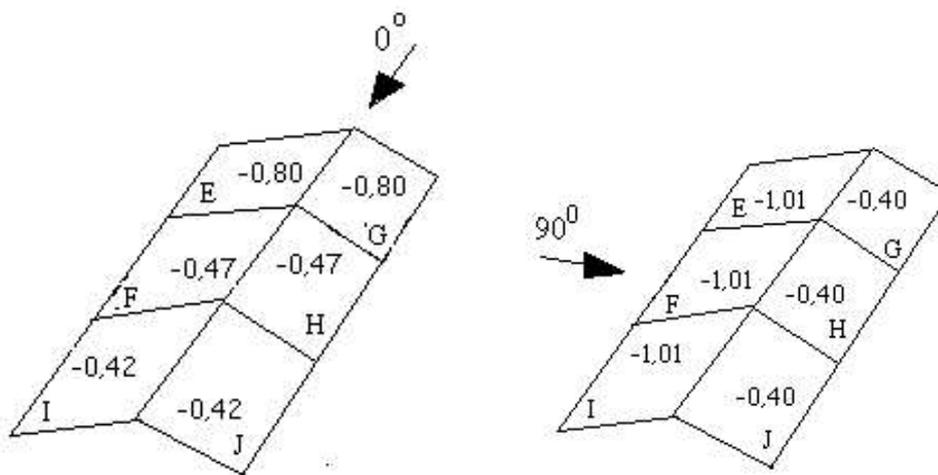
APÊNDICE “D” – COEFICIENTES EXTERNOS

Figura D.1 – Coeficientes externos nas paredes em 0° e 90°



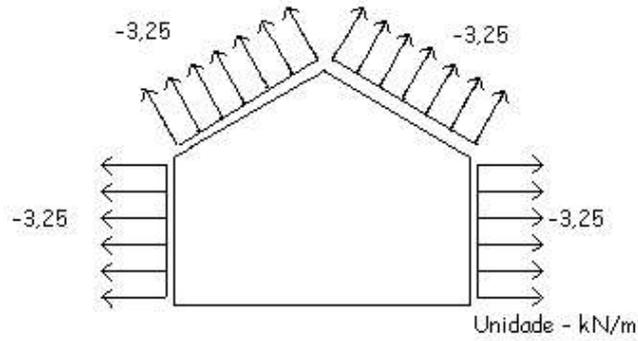
Fonte: Autor (2024)

Figura D.2 – Coeficientes externos na cobertura em 0° e 90°



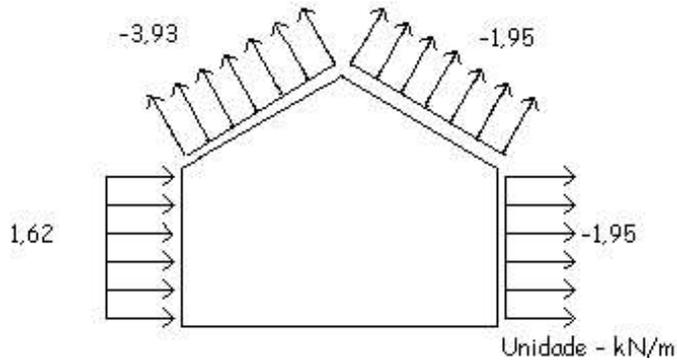
Fonte: Autor (2024)

Figura D.3 – Esforços resultantes em 0° com Cpi = + 0,20



Fonte: Autor (2024)

Figura D.4 – Esforços resultantes em 90° com Cpi = + 0,20



Fonte: Autor (2024)

APÊNDICE “E” – VERIFICAÇÕES DOS PERFIS MAIS SOLICITADOS

Figura E.1 – Banzo superior treliça Howe

RESULTADOS – Norma - ABNT NBR 8800:2008

Barra: 157 Barra simples_157
 Ponto/coordenada: 3 / x = 1.00 L = 1.53 m
 Caso de carga: 7 COMB1 1*1.25+2*1.30+3*1.40+4*1.50

Seção OK

Auto

C 254x30

Resultados simplificados Resultados detalhados

PARÂMETROS DE MEMBRO

Lcy = 1.53 m	Lcz = 1.53 m	Cb 10	Lb = 1.53 m
Ky = 1.00	Kz = 1.00		Cb = 1.00
Xy = 0.99	Xz = 0.67		

FORÇAS INTERNAS:

T,Sd = 0.96 kgf*m	tauTy,Sd = 81876.32
Nc,Sd = 26545.09 kgf	tauTz,Sd = 71033.24
My,Sd = -4.94 kgf*m	Vy,Sd = 1230.03 kgf
Mz,Sd = -258.82 kgf*m	Vz,Sd = -107.79 kgf

RESISTÊNCIAS DO PROJETO

Nc,Rd = 58687.92 kgf	Vy,Rd = 21475.97 kgf
My,Rd = 6616.05 kgf*m	Vz,Rd = 34012.45 kgf
Mz,Rd = 750.84 kgf*m	

FATORES DE SEGURANÇA

ga1 = 1.10	ga2 = 1.35
------------	------------

ELEMENTOS DE SEÇÃO

Mesa = Compacto	Alma = Compacto
-----------------	-----------------

RESULTADOS

$Nc,Sd/Nc,Rd + 8/9*(My,Sd/My,Rd + Mz,Sd/Mz,Rd) = 0.76 < 1.00$ (5.5.1.2.a)

$Vy,Sd/Vy,Rd + tauTy,Sd/(0.6*Fy/ga1) = 0.06 < 1.00$ $Vz,Sd/Vz,Rd + tauTz,Sd/(0.6*Fy/ga1) = 0.01 < 1.00$ (5.4.3)

$Lcy/ry = 16.45 < (Lc/r),max = 200.00$ $Lcz/rz = 87.22 < (Lc/r),max = 200.00$ ESTÁVEL

OK

Alterar

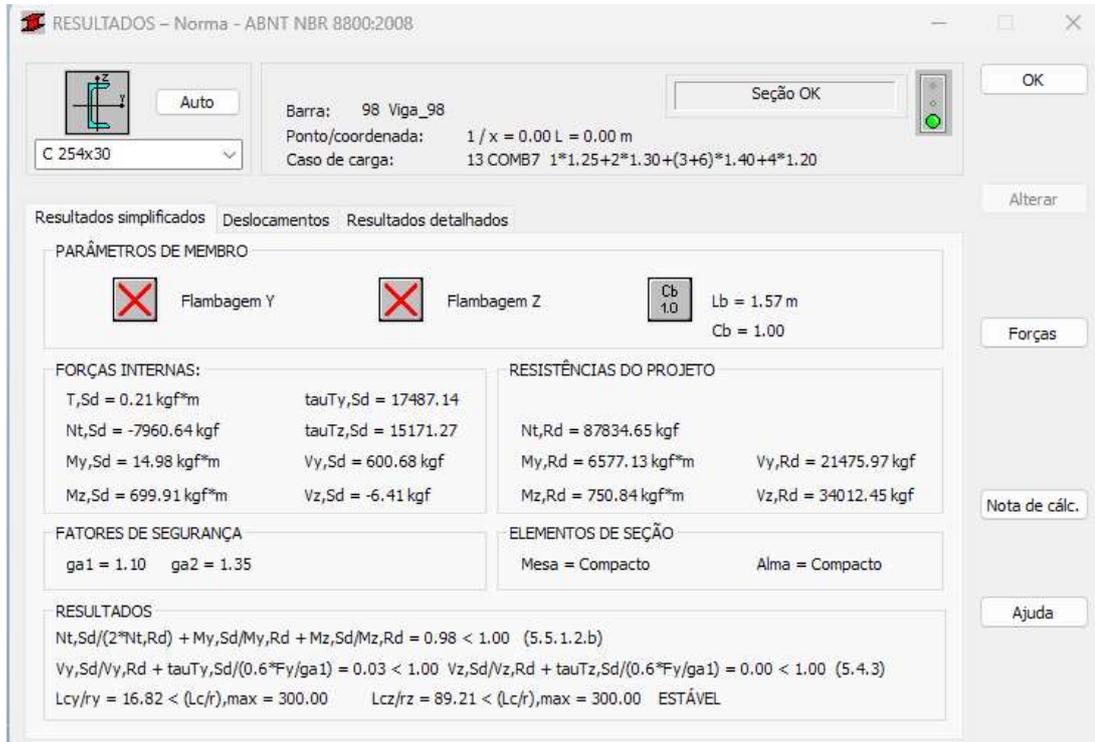
Forças

Nota de calc.

Ajuda

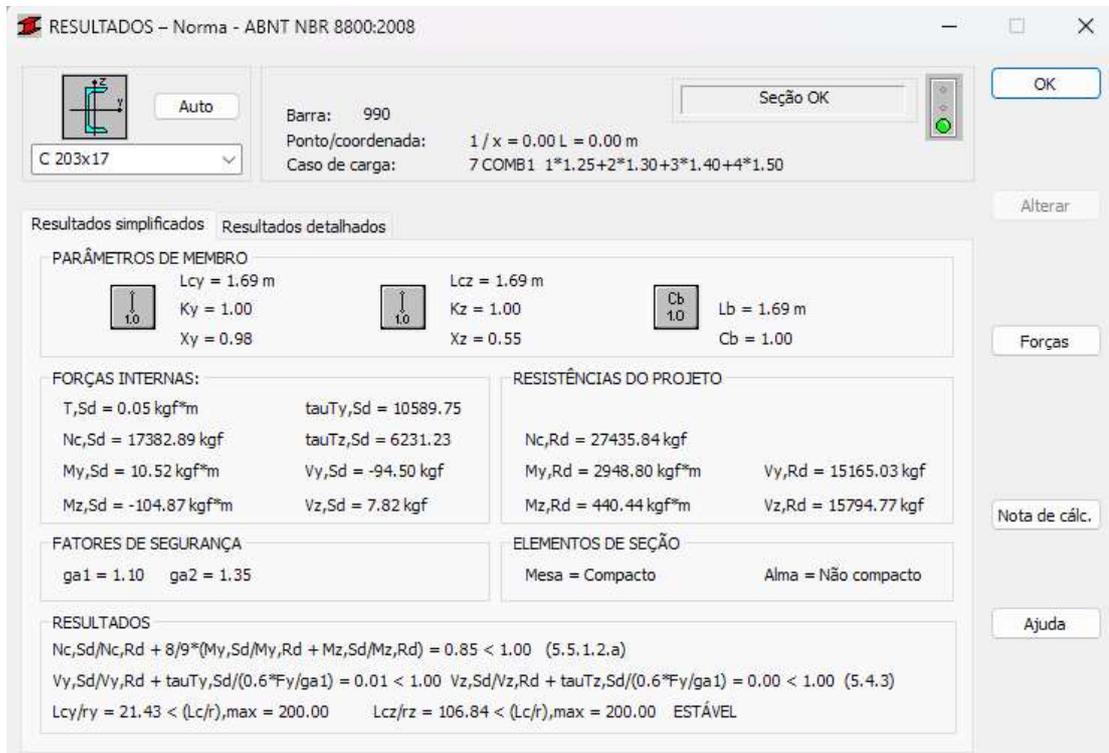
Fonte: Autor (2024)

Figura E.2 – Banzo inferior treliça Howe



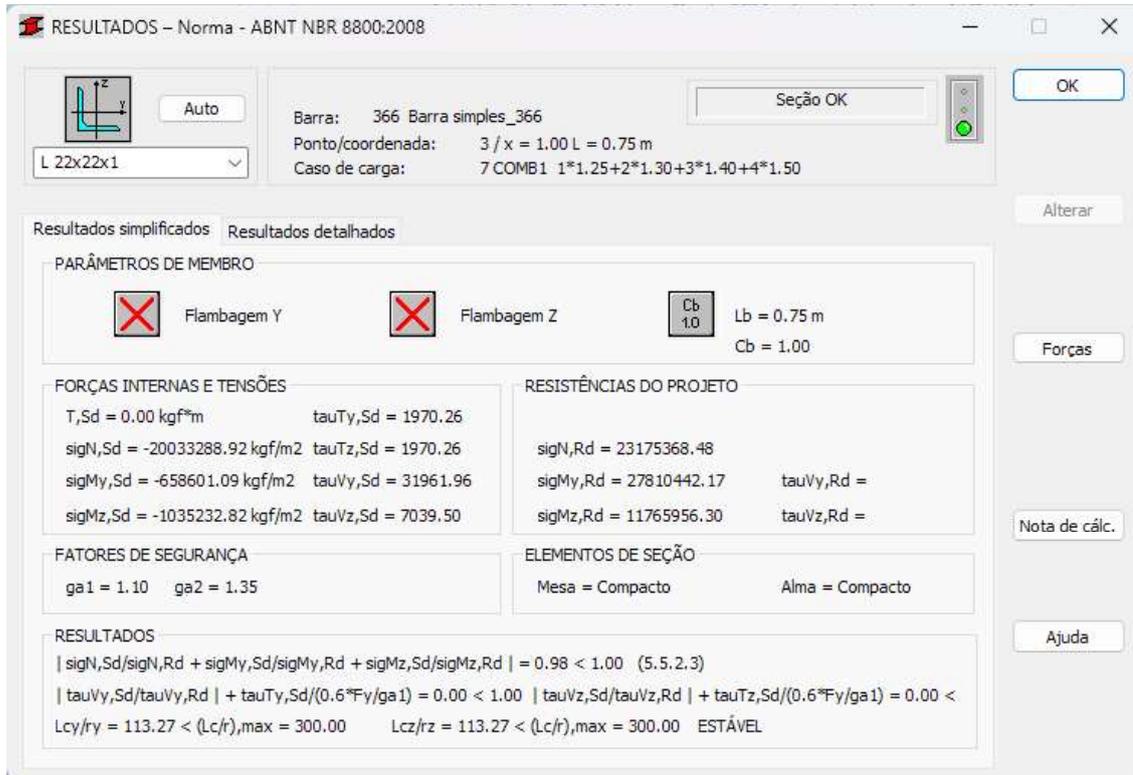
Fonte: Autor (2024)

Figura E.3 – Diagonal treliça Howe



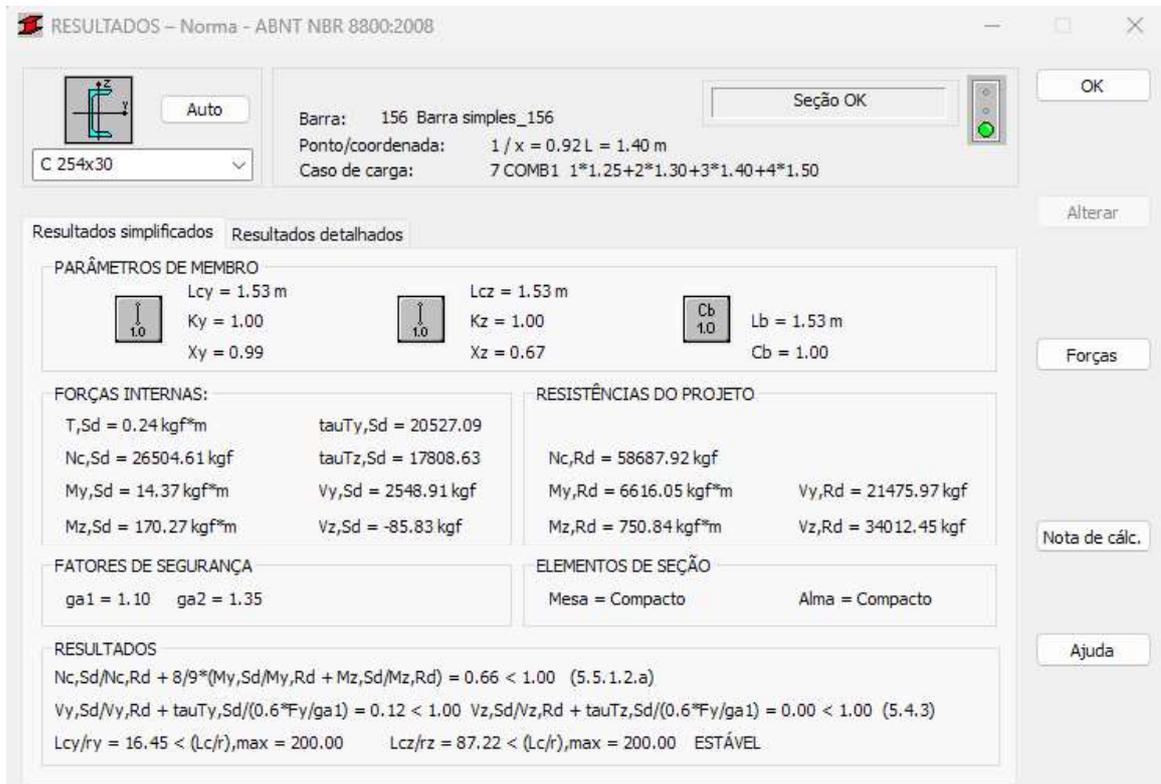
Fonte: Autor (2024)

Figura E.4 – Montante treliça Howe



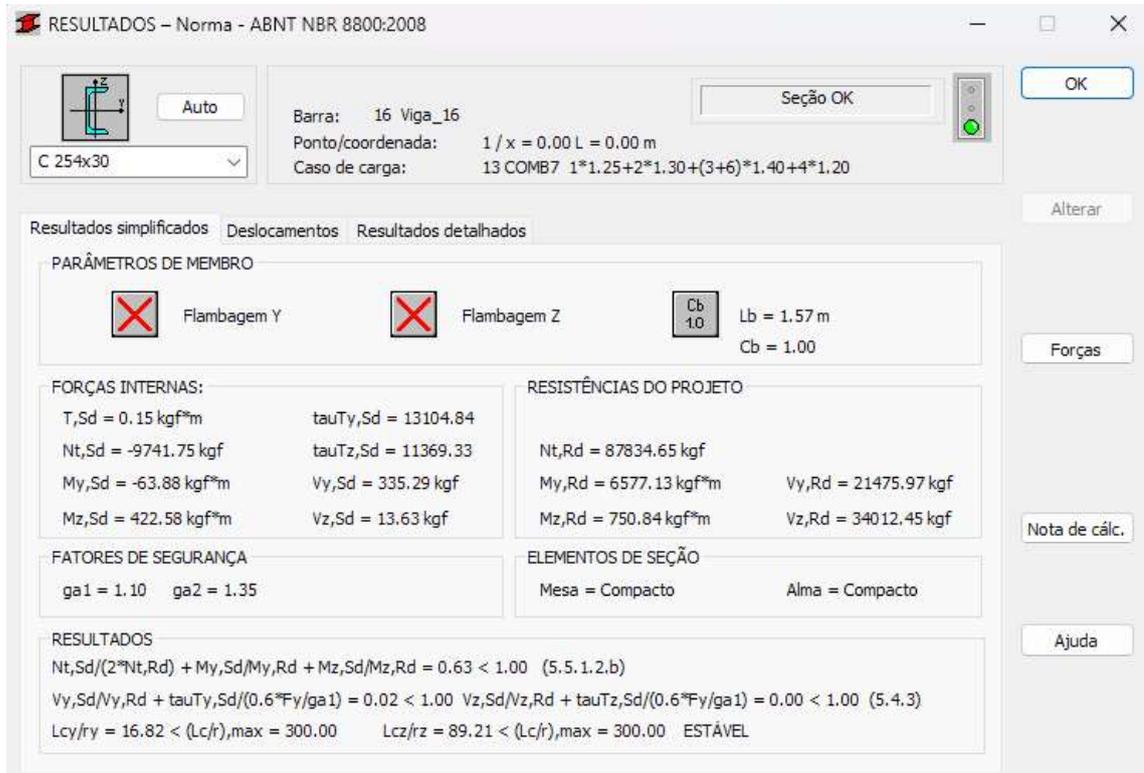
Fonte: Autor (2024)

Figura E.5 – Banzo superior treliça Warren



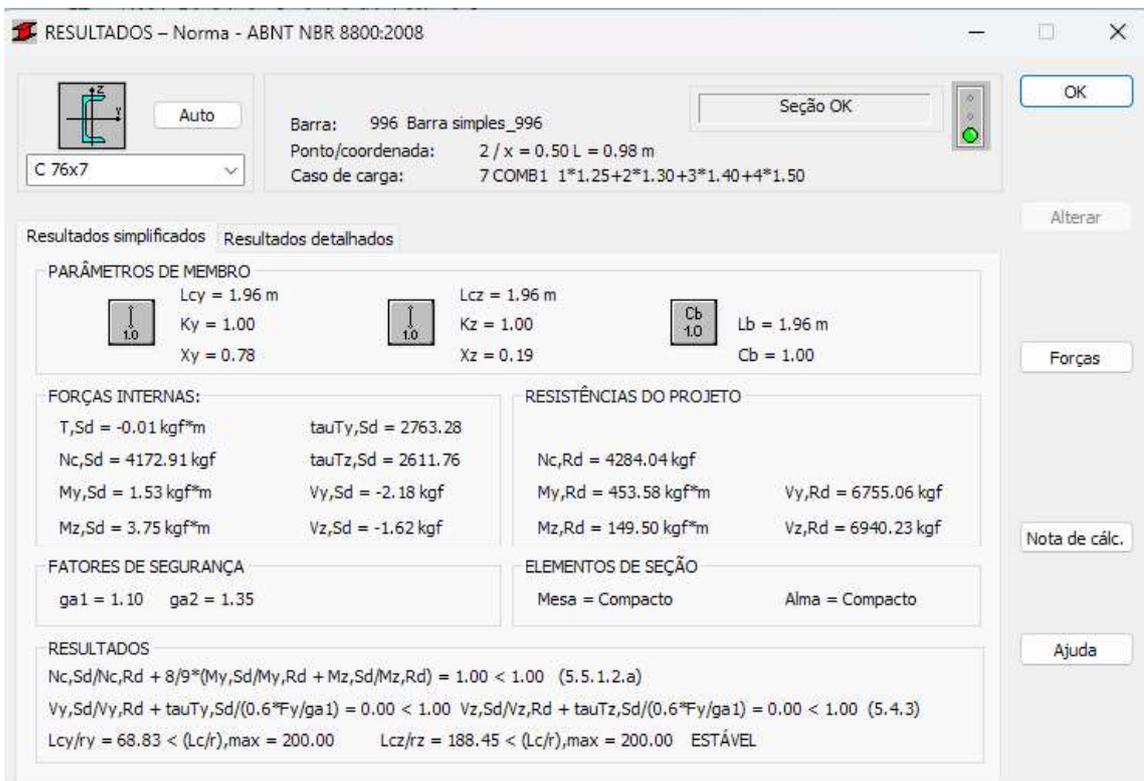
Fonte: Autor (2024)

Figura E.6 – Banzo inferior treliça Warren



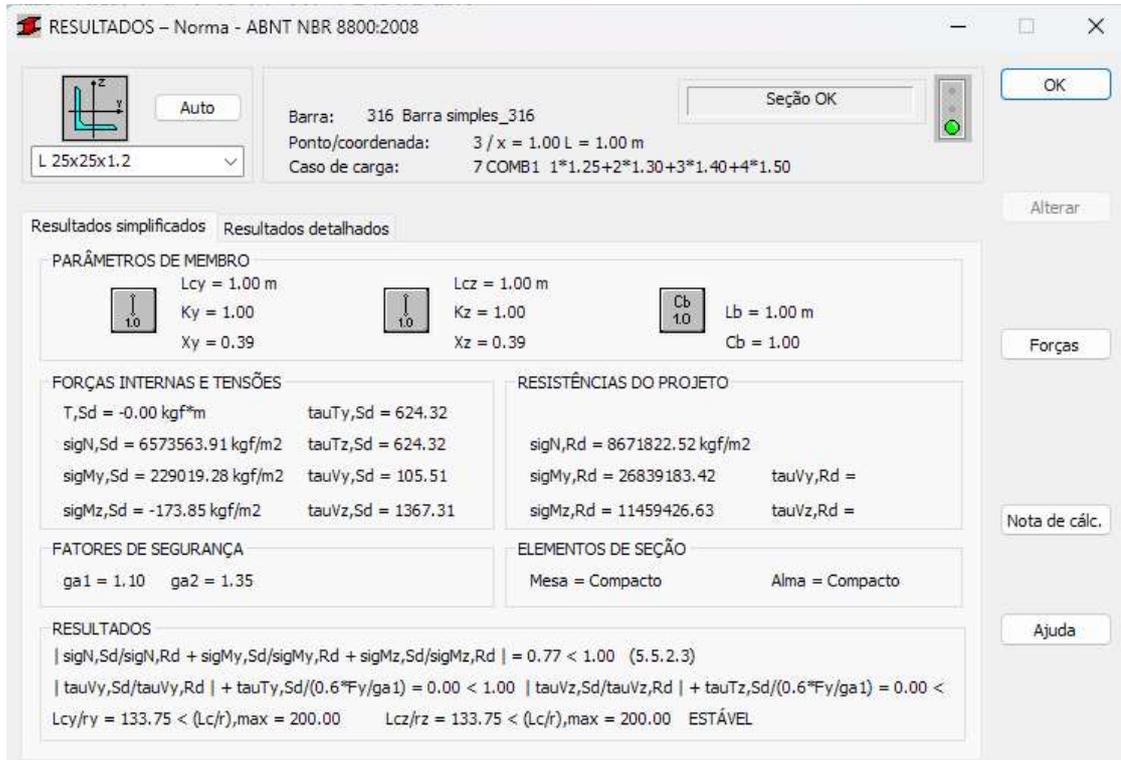
Fonte: Autor (2024)

Figura E.7 – Diagonal treliça Warren



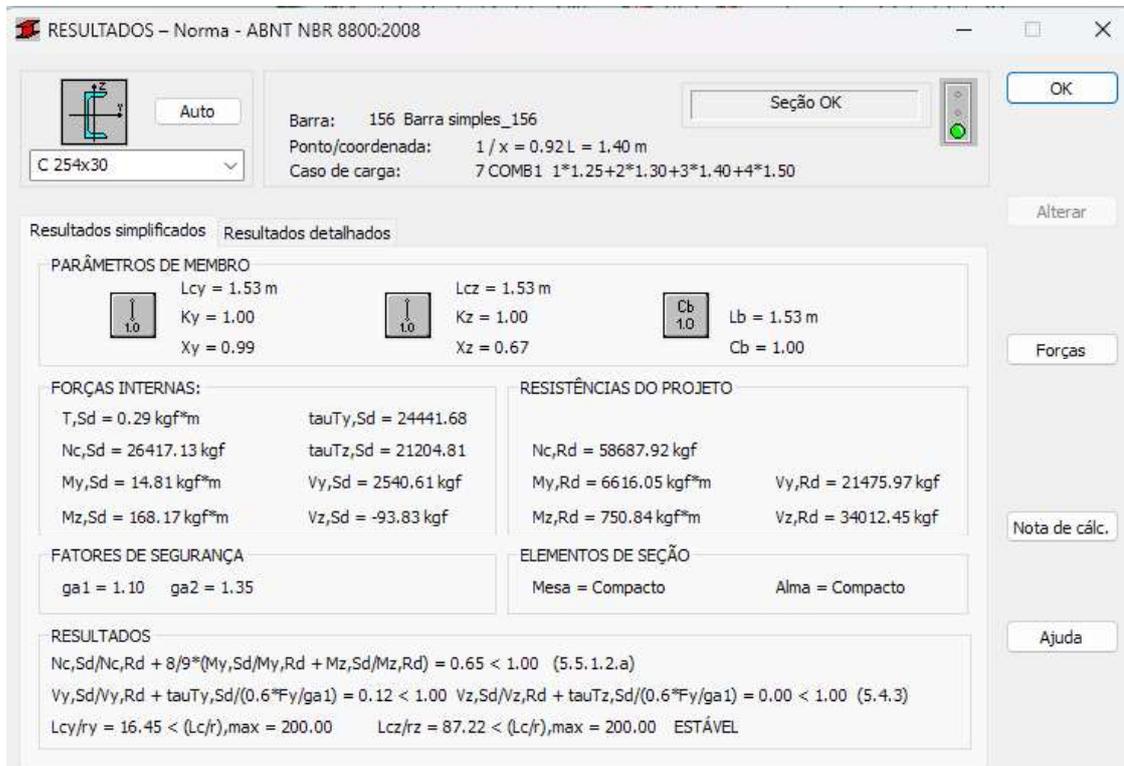
Fonte: Autor (2024)

Figura E.8 – Montante treliça Warren



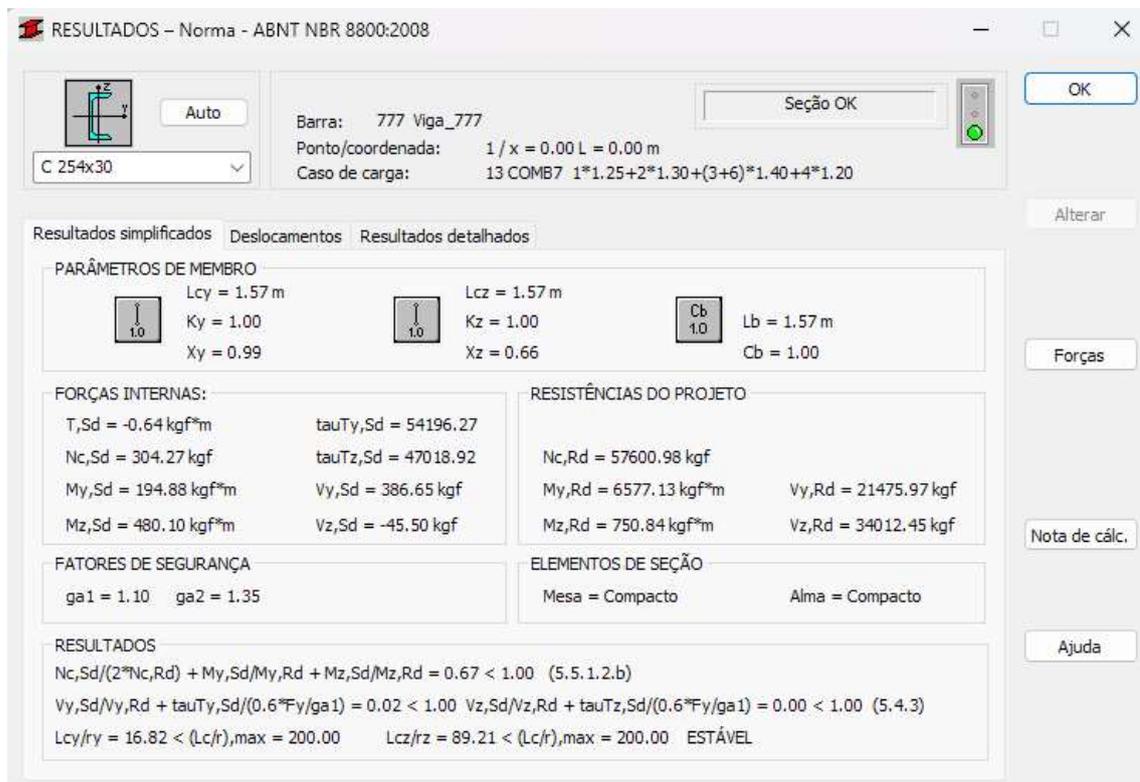
Fonte: Autor (2024)

Figura E.9 – Banzo superior treliça Pratt



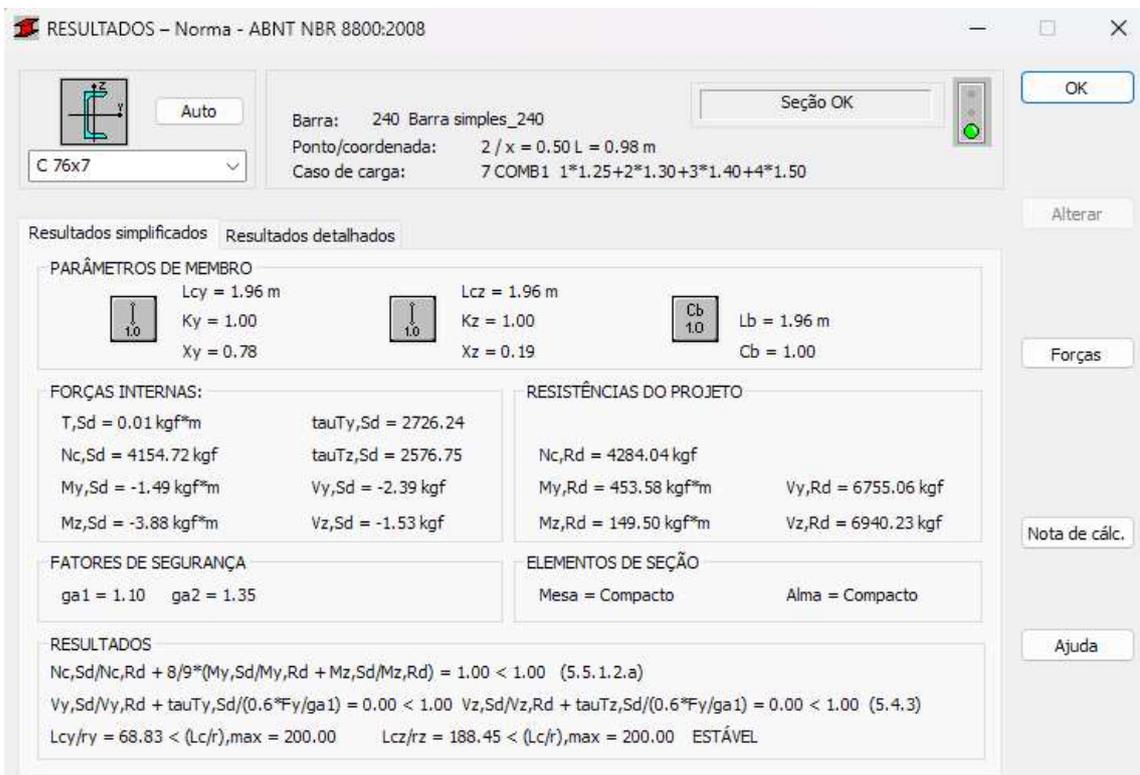
Fonte: Autor (2024)

Figura E.10 – Banzo inferior treliça Pratt



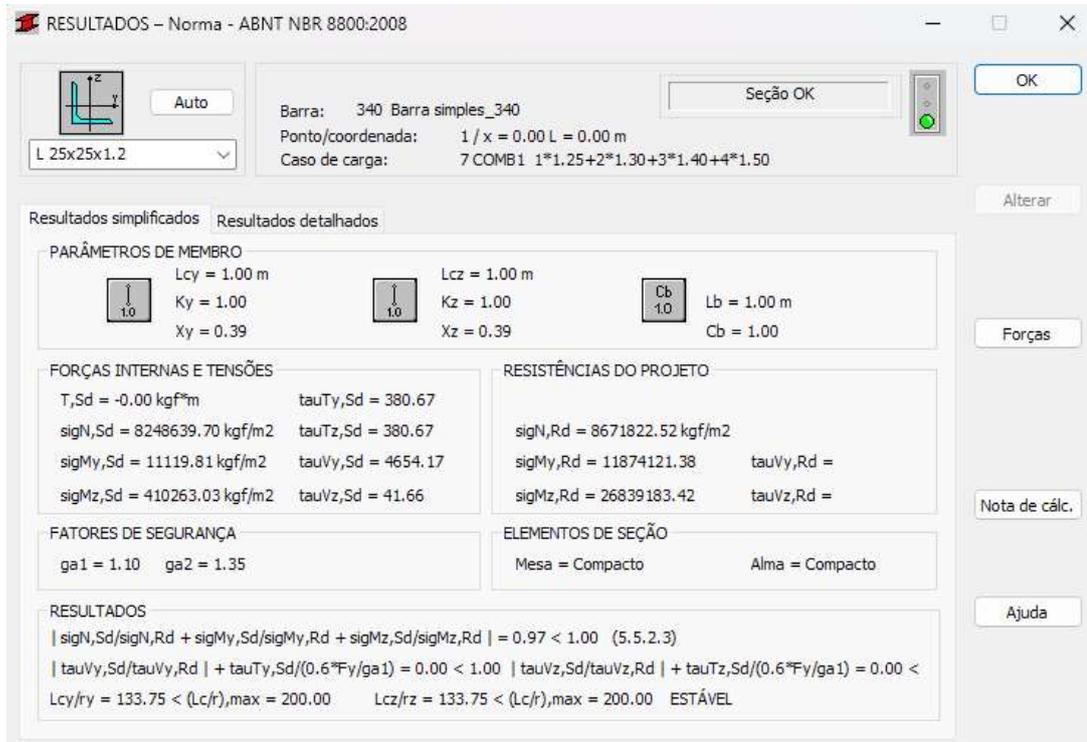
Fonte: Autor (2024)

Figura E.11 – Diagonal treliça Pratt



Fonte: Autor (2024)

Figura E.12 – Montante treliça Pratt



Fonte: Autor (2024)

APÊNDICE “F” – TABELAS

Tabela F.1 – Parâmetros Estruturais Treliça Pratt

Treliça Pratt	Qtd	Comprimento total (m)	Peso unit. (kg) / m	Peso total (kg)
Banzo superior e inferior (C254x30)	186	301,44	30,34	9145,69
Montantes (L25x25x1.2)	36	40,80	1,18	48,14
Montantes (L25x25x1.7)	12	10,56	1,75	18,48
Montantes (L25x25x2.2)	24	25,56	2,27	58,02
Montantes (L32x32x1.5)	12	17,88	1,54	27,53
Montantes (L38x38x3.5)	12	7,56	3,56	26,91
Diagonais (C76x6)	72	132,36	6,23	824,3
Diagonais (C76x7)	12	23,64	7,59	179,39
Diagonais (C102x8)	12	19,80	8,08	160,08
Peso total (kg)				10488,54
Custo unitário/ kg (R\$)				25,00
Valor total (R\$)				262213,5

Fonte: Autor (2024)

Tabela F.2 – Parâmetros Estruturais Treliça Howe

Treliça Howe	Qtd	Comprimento total (m)	Peso unit. (kg) / m	Peso total (kg)
Banzo superior e inferior (C254x30)	186	301,44	30,34	9145,69
Montantes (L16x16x0.7)	12	10,56	0,72	7,61
Montantes (L19x19x0.9)	12	12,12	0,89	10,77
Montantes (L22x22x1.0)	12	9,00	1,06	9,51
Montantes (L25x25x1.2)	12	17,88	1,18	21,18
Montantes (L25x25x1.7)	12	13,56	1,75	23,77
Montantes (L25x25x2.2)	12	7,56	2,27	17,19
Montantes (L32x32x2.2)	12	15,12	2,22	33,53
Montantes (L38x38x2.7)	12	16,56	2,74	45,34
Diagonais (C76x6)	36	69,60	6,23	433,45
Diagonais (C76x7)	12	24,60	7,59	186,68
Diagonais (C102x8)	25	46,68	8,08	377,44
Diagonais (C152x12)	12	20,88	12,41	259,07
Diagonais (C203x17)	12	20,28	17,35	351,95
Peso total (kg)				10922,60
Custo unitário (R\$)				25,00
Valor total (R\$)				273065,0

Fonte: Autor (2024)

Tabela F.3 – Parâmetros Estruturais Treliça Warren

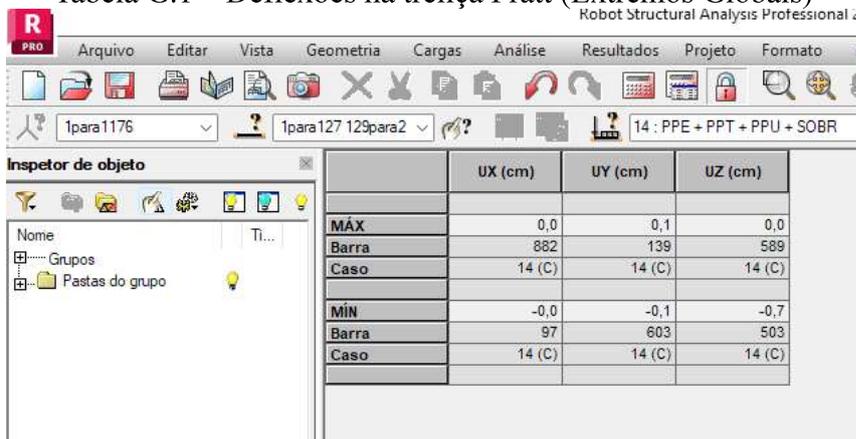
Treliça Warren	Qtd	Comprimento total (m)	Peso unit. (kg) / m	Peso total (kg)
Banzo superior e inferior (C254x30)	186	301,44	30,34	9145,69
Montantes (L12x12x0.5)	12	7,56	0,56	4,24
Montantes (L16x16x0.7)	12	10,56	0,72	7,61
Montantes (L19x19x0.9)	12	13,56	0,89	12,05
Montantes (L22x22x1.0)	24	25,56	1,06	27,01
Montantes (L25x25x1.2)	12	12,12	1,18	14,36
Montantes (L25x25x1.7)	24	33	1,75	57,85
Diagonais (C76x7)	72	136,92	7,59	1039,02
Diagonais (C102x8)	12	21,6	8,08	174,63
Diagonais (C203x17)	12	20,28	17,35	351,95
Peso total (kg)				10834,41
Custo unitário (R\$)				25,00
Valor total (R\$)				270860,20

Fonte: Autor (2024)

APÊNDICE “G” – DEFLEXÕES

Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2024), os deslocamentos máximos para vigas de cobertura são verificados por $L/250$, como o galpão tem 25 metros de vão livre, o deslocamento máximo permitido é de 0,1 m.

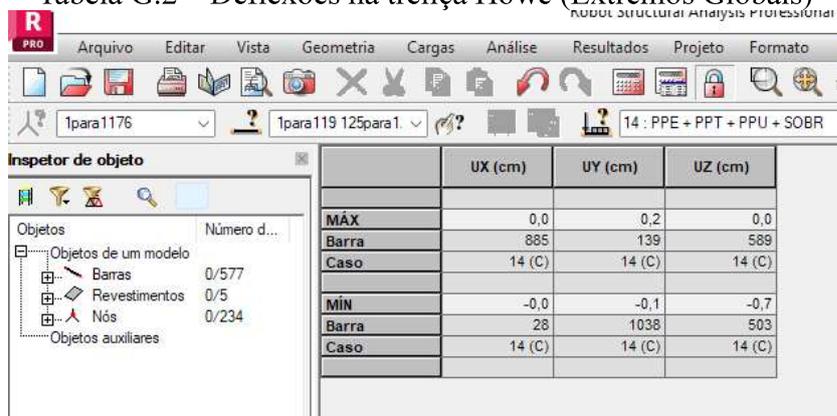
Tabela G.1 – Deflexões na treliça Pratt (Extremos Globais)



	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
MÁX	0,0	0,1	0,0
Barra	882	139	589
Caso	14 (C)	14 (C)	14 (C)
MÍN	-0,0	-0,1	-0,7
Barra	97	603	503
Caso	14 (C)	14 (C)	14 (C)

Fonte: Autor (2024)

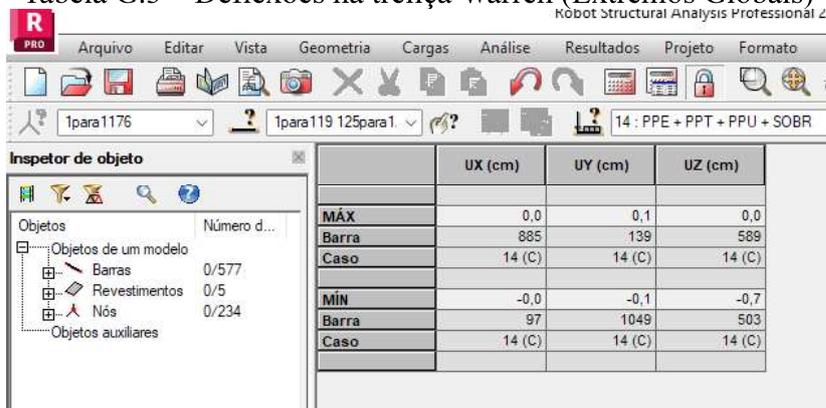
Tabela G.2 – Deflexões na treliça Howe (Extremos Globais)



	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
MÁX	0,0	0,2	0,0
Barra	885	139	589
Caso	14 (C)	14 (C)	14 (C)
MÍN	-0,0	-0,1	-0,7
Barra	28	1038	503
Caso	14 (C)	14 (C)	14 (C)

Fonte: Autor (2024)

Tabela G.3 – Deflexões na treliça Warren (Extremos Globais)



	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
MÁX	0,0	0,1	0,0
Barra	885	139	589
Caso	14 (C)	14 (C)	14 (C)
MÍN	-0,0	-0,1	-0,7
Barra	97	1049	503
Caso	14 (C)	14 (C)	14 (C)

Fonte: Autor (2024)

ANEXO “A” – TABELAS DA NORMA

Tabela A.1 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a,c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_w) ^{a,d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.
^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.
^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m² ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.
^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m² ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.
^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Fonte: (ABNT, 2010)

Tabela A.2 - Valores dos fatores de combinação Ψ_0 e de redução Ψ_1 e Ψ_2 para as ações variáveis

Ações	γ_w ^a			
	Ψ_0	Ψ_1 ^d	Ψ_2 ^e	
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

^a Ver alínea c) de 4.7.5.3.
^b Edificações residenciais de acesso restrito.
^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.
^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar Ψ_1 igual a 1,0.
^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para Ψ_2 o valor zero.

Fonte: (ABNT, 2010)

Tabela A.3 – Coeficientes de ponderação das resistências

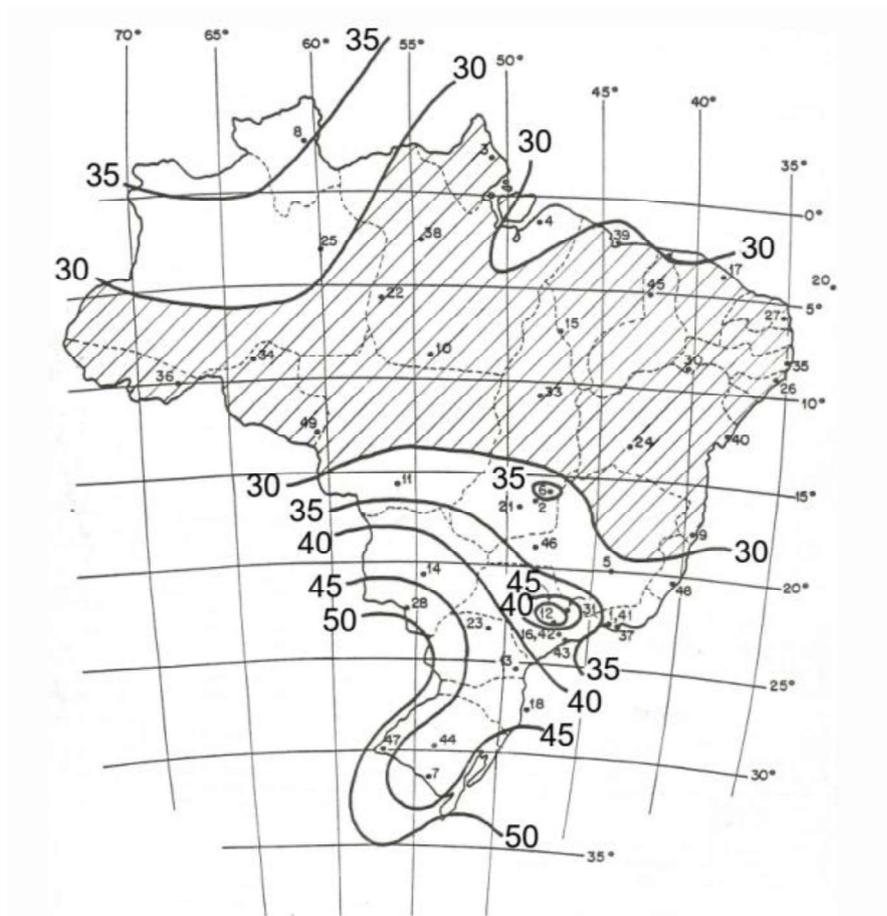
Combinações	Aço estrutural ^a		Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
	γ_a			
	Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1}	Ruptura γ_{a2}		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

^a Inclui o aço de fôrma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

Fonte: (ABNT, 2008)

ANEXO “B” – MAPA DE ISOPLETAS

Figura B.1 – Isopletas de velocidade básica V_0 (m/s)



(Fonte: ABNT, 2023)