

ANÁLISE COMPARATIVA DE SOLUÇÕES DE COBERTURAS METÁLICAS
DE GRANDES VÃOS EM PERFIS TUBULARES

Fernando Louchard Araujo Bica Pedreira

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Eduardo de Miranda Batista, D. Sc

Prof. Michèle Schubert Pfeil, D. Sc

Prof. Ricardo Valeriano Alves, D. Sc

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
FEVEREIRO de 2012

Pedreira, Fernando Louchard Araujo Bica

/ Fernando Louchard Araujo Bica Pedreira. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, [2012].

XV, 111 p. 29,7 cm.

Orientador: Eduardo de Miranda Batista

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/
Curso de Engenharia Civil, 2012.

Referências Bibliográficas: p. 65.

1. Estruturas Metálicas 2. Aço - Estruturas. 3. Pefis Tubulares. 4. Coberturas de grande vão. 5. Projeto estrutural.

I. de Miranda Batista, Eduardo. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer aos meus pais, que me acompanharam em todos os momentos de minha vida me apoiando e me incentivando em cada passo de minha caminhada.

Gostaria ainda de fazer um agradecimento especial à minha namorada Isabela Alves, que esteve ao meu lado durante todos os anos de curso em todos os momentos, felizes e difíceis, me dando apoio e conforto com suas doces palavras e acreditando mais em mim do que eu mesmo.

Agradeço também aos amigos que fiz e aqueles que sempre estiveram comigo desde a época do ensino fundamental, sempre fiéis e atenciosos.

Um sincero agradecimento também a todos os professores que de alguma forma contribuíram para minha formação, especialmente para o professor Eduardo de Miranda Batista por sua atenção e ajuda no desenvolvimento o presente trabalho.

A todos que acreditaram em meu potencial e de alguma forma ajudaram e incentivaram a realização deste trabalho.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ANÁLISE COMPARATIVA DE SOLUÇÕES DE COBERTURAS METÁLICAS
DE GRANDES VÃOS EM PERFIS TUBULARES

Fernando Louchard Araujo Bica Pedreira

Fevereiro/2012

Orientador: Eduardo de Miranda Batista

Curso: Engenharia Civil

A utilização estrutural de perfis tubulares de aço tem se intensificado bastante no Brasil, por se apresentar como uma alternativa moderna e prática nas construções. As propriedades deste tipo de seção permitem que se adapte em inúmeros tipos de obras conduzindo a soluções de arquitetura moderna e permitindo que a estrutura assuma a configuração arquitetônica aparente, possibilitando, sobretudo, formas arrojadas e inovadoras. No presente trabalho buscou-se estudar os assuntos pertinentes a estruturas compostas por perfis metálicos de seção tubular, com o objetivo de se propor algumas soluções de arranjos estruturais para uma dada configuração inicial de projeto e de analisá-las comparativamente sob diferentes aspectos, como custo da estrutura, fabricação, transporte e montagem. As estruturas propostas consistem em dois arranjos treliçados planos e um arranjo em sistema de treliçado espacial. A análise comparativa entre as distintas soluções estruturais foi elaborada a partir do consumo de aço e, de forma aproximada, pela discussão das possíveis vantagens oferecidas pelos sistemas construtivos, como fabricação, transporte e montagem.

Palavras-chave: Perfis tubulares de aço, Análise estrutural, Construção metálica, Galpão industrial.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

COMPARATIVE ANALYSIS OF STEEL HOLLOW SECTION LARGE SPAN
ROOFING SOLUTIONS

Fernando Louchard Araujo Bica Pedreira

February/2012

Advisors: Eduardo de Miranda Batista

Course: Civil Engineering

Steel hollow section has been intensively applied in Brazil due to its attractiveness as a modern and practical solution for building construction. Geometrical and structural advantageous properties allow its application in many types of modern architectural solutions where the steel is at the same time the structure and the final architecture. The main goal of the present work was the development of different types of structural solutions for a large roofing area, always based on steel tubular sections, and to perform the comparison between them considering material consuming, manufacturing aspects, transportation and erection. The proposed solutions were based on two types of plane trussed girders and a space trussed roofing and the final results were commented in order to comparatively qualify them.

Keywords: Steel hollow sections, Structural analysis, Steel construction, Industrial hall.

ÍNDICE

| | |
|---|------|
| LISTA DE FIGURAS | IX |
| LISTA DE TABELAS | XIII |
| LISTA DE SÍMBOLOS | XIV |
| 1 INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 Considerações gerais | 1 |
| 1.2 Proposta do projeto | 3 |
| 2 DIRETRIZES PARA O DESENVOLVIMENTO DOS SISTEMAS DE COBERTURA | 5 |
| 2.1 Elementos constituintes do sistema de cobertura | 5 |
| 2.2 Critérios de projeto | 8 |
| 2.2.1 Arranjo estrutural | 8 |
| 2.2.2 Ações e combinação de ações..... | 8 |
| 2.2.3 Critérios de dimensionamento | 10 |
| 2.2.3.1 Resistência de cálculo | 10 |
| 2.2.4 Análise estrutural | 15 |
| 2.3 Ligações com perfis tubulares | 16 |
| 2.3.1 Ligações soldadas | 16 |
| 2.3.1.1 Dimensionamento de ligações soldadas tipo “K” | 21 |
| 2.3.2 Ligações com chapa..... | 23 |
| 2.3.2.1 Dimensionamento de ligações tipo “K” com chapa | 23 |

| | | |
|---------|--|----|
| 3 | DESENVOLVIMENTO DOS SISTEMAS DE COBERTURA EM PERFIS TUBULARES..... | 27 |
| 3.1 | Definição dos parâmetros iniciais..... | 27 |
| 3.1.1 | Apresentação da geometria proposta..... | 27 |
| 3.1.2 | Carregamentos aplicados nas estruturas..... | 29 |
| 3.1.2.1 | Carregamento permanente..... | 29 |
| 3.1.2.2 | Carregamento variável..... | 31 |
| 3.1.2.3 | Considerações sobre o vento..... | 31 |
| 3.2 | Projeto do treliçado plano com perfis circulares..... | 38 |
| 3.2.1 | Elementos constituintes..... | 39 |
| 3.2.2 | Apresentação da geometria estrutural..... | 40 |
| 3.2.2.1 | Treliça principal..... | 40 |
| 3.2.2.2 | Treliças secundárias..... | 40 |
| 3.2.2.3 | Contraventamentos no plano das cordas..... | 41 |
| 3.2.2.4 | Contraventamentos no plano das terças..... | 42 |
| 3.2.2.5 | Colunetas de ligação..... | 43 |
| 3.2.3 | Modelagem estrutural..... | 44 |
| 3.2.3.1 | Condições de contorno..... | 46 |
| 3.2.4 | Perfis utilizados..... | 47 |
| 3.3 | Projeto do treliçado plano com banzos retangulares..... | 47 |
| 3.3.1 | Modelagem estrutural..... | 48 |
| 3.3.2 | Condições de contorno..... | 48 |

| | | |
|---------|--|-----|
| 3.3.3 | Perfis utilizados | 49 |
| 3.4 | Projeto do treliçado tridimensional..... | 49 |
| 3.4.1 | Apresentação da geometria e do modelo estrutural | 50 |
| 3.4.1.1 | Arranjo geral..... | 50 |
| 3.4.1.2 | Apresentação dos modelos | 51 |
| 3.4.2 | Propriedades dos modelos analisados..... | 55 |
| 3.4.3 | Considerações sobre as ligações | 56 |
| 3.4.4 | Dimensionamento e verificação das barras | 58 |
| 4 | ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES PROPOSTAS..... | 59 |
| 4.1 | Análise econômica e construtiva | 60 |
| 4.1.1 | Peso da estrutura | 60 |
| 4.1.2 | Fabricação da estrutura | 60 |
| 4.1.3 | Transporte | 61 |
| 4.1.4 | Montagem | 61 |
| 4.2 | Tabela comparativa..... | 62 |
| 5 | CONCLUSÃO | 63 |
| | BIBLIOGRAFIA | 65 |
| | ANEXO A | 68 |
| | ANEXO B | 85 |
| | ANEXO C | 104 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| <i>Figura 1.1 - Hall do aeroporto de Stuttgart, Alemanha – Packer et al. [3]</i> | 2 |
| <i>Figura 1.2– Cobertura do aeroporto internacional Kansai em Osaka, Japão – Packer et al. [3]</i> | 2 |
| <i>Figura 2.1– Principais elementos de um sistema de cobertura – Samarra[10]</i> | 5 |
| <i>Figura 2.2– Tipos comuns de sistemas treliçados</i> | 6 |
| <i>Figura 2.3– Contraventamento no plano das cordas</i> | 7 |
| <i>Figura 2.4 – Ligação com gap, afastamento (a) e com overlap, sobreposição (b) – Adaptado de Samarra[10]</i> | 16 |
| <i>Figura 2.5– Tipos de ligações soldadas – Adaptada de ABNT NBR Tubos [5]</i> | 18 |
| <i>Figura 2.6– Modo de falha A – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]</i> | 19 |
| <i>Figura 2.7– Modo de falha B – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]</i> | 19 |
| <i>Figura 2.8– Modo de falha C – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]</i> | 19 |
| <i>Figura 2.9– Modo de falha D – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]</i> | 20 |
| <i>Figura 2.10 – Modo de falha E – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]</i> | 20 |
| <i>Figura 2.11– Modo de falha F – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]</i> | 20 |
| <i>Figura 2.12– Simbologia adotada para as verificações da ligação – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]</i> | 21 |
| <i>Figura 2.13 – Simbologia da ligação tipo “K” ou “N”</i> | 22 |
| <i>Figura 2.14 – Ligação tubular com chapa – Adaptado de Santos[7]</i> | 24 |

| | |
|---|----|
| <i>Figura 2.15 – Chapa de ligação soldada ao banzo – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]</i> | 24 |
| <i>Figura 2.16 - Chapa de ligação atravessando o tubo – Adaptada de Santos[7].....</i> | 26 |
| <i>Figura 3.1 – Planta das bases de concreto para estrutura da cobertura.....</i> | 28 |
| <i>Figura 3.2 – Elevação frontal da estrutura de concreto.....</i> | 28 |
| <i>Figura 3.3 – Elevação longitudinal da estrutura de concreto.....</i> | 28 |
| <i>Figura 3.4 – Isopletas – Adaptada da norma NBR 6123/88[6].....</i> | 32 |
| <i>Figura 3.5 – Coeficiente de pressão e forma externos – NBR 6123/88[6].....</i> | 35 |
| <i>Figura 3.6 – Coeficiente de pressão das paredes –NBR 6123/88[6].....</i> | 37 |
| <i>Figura 3.7 – Elementos da estrutura.....</i> | 39 |
| <i>Figura 3.8 – Arranjo estrutural da treliça plana principal.....</i> | 40 |
| <i>Figura 3.9 – Perfis típicos utilizados na treliça principal.....</i> | 40 |
| <i>Figura 3.10 – Arranjo estrutural da treliça secundária.....</i> | 40 |
| <i>Figura 3.11 – Perfis típicos para a treliça secundária.....</i> | 40 |
| <i>Figura 3.12 – Arranjo estrutural do plano das cordas.....</i> | 41 |
| <i>Figura 3.13 – Perfis típicos para o plano das cordas.....</i> | 41 |
| <i>Figura 3.14 – Arranjo estrutural do plano das terças.....</i> | 42 |
| <i>Figura 3.15 – Perfis típicos para o plano das terças.....</i> | 42 |
| <i>Figura 3.16 – Coluneta de ligação alternativa 1.....</i> | 43 |
| <i>Figura 3.17 – Vista em perspectiva do modelo.....</i> | 44 |
| <i>Figura 3.18 – Vista em perspectiva frontal do modelo.....</i> | 45 |

| | |
|--|-----------|
| <i>Figura 3.19 – Vista em perspectiva lateral</i> | <i>45</i> |
| <i>Figura 3.20 – Condições de contorno para alternativa 1</i> | <i>46</i> |
| <i>Figura 3.21 – Condições de contorno adotadas para a alternativa 2</i> | <i>47</i> |
| <i>Figura 3.22 – Arranjo geral do treliçado espacial em unifilares</i> | <i>50</i> |
| <i>Figura 3.23 – Arranjo geral renderizado.....</i> | <i>51</i> |
| <i>Figura 3.24 – Arranjo estrutural treliça tridimensional módulo 50 x 10.....</i> | <i>52</i> |
| <i>Figura 3.25 – Esforços na treliça tridimensional módulo 50 x 10.....</i> | <i>52</i> |
| <i>Figura 3.26 – Região de reforço da treliça tridimensional módulo 50 x 10.....</i> | <i>53</i> |
| <i>Figura 3.27 – Arranjo estrutural treliça tridimensional módulo 50 x 20.....</i> | <i>53</i> |
| <i>Figura 3.28 – Esforços na treliça tridimensional módulo 50 x 20.....</i> | <i>54</i> |
| <i>Figura 3.29 – Região de reforços na treliça tridimensional módulo 50 x 20.....</i> | <i>54</i> |
| <i>Figura 3.30 – Sistema MERO.....</i> | <i>56</i> |
| <i>Figura 3.31– Típico sistema de nós amassados</i> | <i>57</i> |
| <i>Figura 3.32 – Nó de aço.....</i> | <i>58</i> |
| <i>Figura A. 1– Banzo inferior analisado da treliça principal</i> | <i>70</i> |
| <i>Figura A. 2 – Folha de dimensionamento do banzo inferior submetido a tração com flexão</i> | <i>71</i> |
| <i>Figura A. 3 – Banzo superior analisado da treliça principal</i> | <i>74</i> |
| <i>Figura A. 4 – Folha de dimensionamento do banzo superior submetido a compressão com flexão.....</i> | <i>75</i> |
| <i>Figura A. 5 – Esquema e simbologia da ligação verificada</i> | <i>79</i> |

| | |
|---|------------|
| <i>Figura B. 1 – Banzo inferior analisado da treliça principal</i> | <i>85</i> |
| <i>Figura B. 2 – Folha de dimensionamento do banzo inferior submetido a tração com flexão</i> | <i>86</i> |
| <i>Figura B. 3 – Banzo superior tubular retangular analisado da treliça principal</i> | <i>91</i> |
| <i>Figura B. 4 – Folha de dimensionamento SAP2000 barra submetida à compressão com flexão</i> | <i>92</i> |
| <i>Figura B. 5 – Esquema e simbologia da ligação verificada</i> | <i>98</i> |
| <i>Figura C. 1 – Perfis verificados manualmente</i> | <i>105</i> |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|-----|
| <i>Tabela 2.1 – Resumo de parâmetros geométricos a verificar para seções circulares...</i> | 22 |
| <i>Tabela 3.1 – Coeficiente de pressão e forma – NBR 6123/88[6]</i> | 34 |
| <i>Tabela 3.2 – Coeficientes de pressão e forma – NBR 6123/88[6]</i> | 35 |
| <i>Tabela 3.3 – Valores finais dos coeficientes</i> | 36 |
| <i>Tabela 3.4 – Coeficientes de pressão das paredes – NBR 6123/88[6]</i> | 37 |
| <i>Tabela 3.5 – Coeficientes de pressão das paredes – NBR 6123/88[6]</i> | 38 |
| <i>Tabela 3.6 – Perfis utilizados nas alternativas do treliçado plano com perfis circulares</i> | 47 |
| <i>Tabela 3.7 – Perfis utilizados no treliçado plano com banzos retangulares</i> | 49 |
| <i>Tabela 3.8– Propriedades do modelo de 50 x 10</i> | 55 |
| <i>Tabela 3.9 – Propriedades do modelo de 50 x 20</i> | 55 |
| <i>Tabela 4.1 – Pesos das estruturas analisadas.....</i> | 60 |
| <i>Tabela 4.2 – Valores qualitativos para as soluções.....</i> | 62 |
| <i>Tabela A. 1 – Combinações de Cálculo</i> | 69 |
| <i>Tabela A. 2 – Características das seções utilizadas</i> | 69 |
| <i>Tabela A. 3- Critérios de verificação para o deslocamento</i> | 84 |
| <i>Tabela C. 1 – Perfis, solicitações e resistências módulo 50 x 10.....</i> | 104 |
| <i>Tabela C. 2 - Perfis, solicitações e resistências módulo 50 x 20</i> | 104 |

LISTA DE SÍMBOLOS

- A_e – área líquida efetiva da seção transversal da barra
- A_g – área bruta da seção transversal
- D – diâmetro externo da seção transversal
- E – módulo de elasticidade do aço
- f_u – resistência a ruptura do aço
- f_y – resistência do escoamento do aço
- k – parâmetro de flambagem global
- L – comprimento da barra
- L_v – distância entre as seções de força cortante máxima e nula
- M_{pl} – momento de plastificação da seção
- M_{Rd} – momento resistente de cálculo
- M_{Sd} – momento solicitante de cálculo
- $M_{x,Rd}$ – momento resistente de cálculo no eixo x
- $M_{x,Sd}$ – momento de cálculo solicitante no eixo x
- $M_{y,Rd}$ – momento resistente de cálculo no eixo y
- $M_{y,Sd}$ – momento de cálculo solicitante no eixo y
- $N_{c,Rd}$ – força axial de compressão resistente de cálculo

- $N_{e,Sd}$ - força axial de compressão solicitante de cálculo
- N_e – força axial de flambagem global elástica
- $N_{t,Rd}$ – força axial de tração resistente de cálculo
- $N_{t,Sd}$ – força axial de tração solicitante de cálculo
- Q – fator de redução total associado a flambagem local
- r – raio de giração da seção
- t – espessura da seção considerada
- t_d – espessura de cálculo da seção transversal
- V_{Rd} - força cortante resistente de cálculo
- W – modulo de resistência a flexão elástico
- γ – coeficiente de ponderação das resistências
- λ – índice de esbeltez para barras a compressão ou tração
- λ_0 – índice de esbeltez reduzido associado a flambagem global
- τ_{cr} – tensão de cisalhamento
- χ – fator de redução associado a resistência a compressão

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

A utilização de estruturas metálicas no Brasil tem se destacado bastante, principalmente em coberturas de grandes áreas como em shoppings, grandes lojas, centros de distribuição e indústrias. Aliado a isto, o uso de seções tubulares nestas estruturas tem se intensificado, pois se apresenta como uma alternativa moderna e prática para tais construções. A simplicidade da forma das seções tubulares, aliada às suas excelentes propriedades mecânicas torna possível este tipo de seção se encaixar em inúmeros tipos de obras possibilitando as mais diversas formas e configurações de estruturas leves e econômicas.

A alta eficiência estrutural deste tipo de seção está ligada principalmente à sua geometria, pois as seções tubulares são capazes de resistir de maneira econômica a altas solicitações de esforços axiais, torção e solicitações combinadas.

As barras tubulares possuem, na maior parte das vezes, seções retangulares, quadradas ou circulares, além de poderem ser fabricadas com aços de elevada resistência mecânica e à corrosão. Por este motivo atendem uma grande variedade de estruturas e possibilitam diversas configurações de arranjos estruturais. Como exemplo destas configurações as figuras 1.1 e 1.2 ilustram respectivamente o hall do aeroporto de Stuttgart na Alemanha e a cobertura do aeroporto internacional de Kansai em Osaka no Japão



Figura 1.1 - Hall do aeroporto de Stuttgart, Alemanha – Packer et al. [3]



Figura 1.2– Cobertura do aeroporto internacional Kansai em Osaka, Japão – Packer et al. [3]

O uso de perfis tubulares em treliças planas e espaciais tem aumentado cada vez mais, face ao alto desempenho destes quando solicitados à compressão. O desenvolvimento da fabricação de tubos estruturais tem tornado este tipo de construção mais atrativo e competitivo. Em estruturas tubulares a alta resistência a flambagem das barras possibilita o uso de grandes vãos além de possibilitarem diagonais com um espaçamento maior, gerando economia.

Os sistemas estruturais metálicos apresentam algumas características que o tornam muito competitivo e atraente em diversas situações. Dentre algumas delas destacam-se a velocidade de execução da obra, a capacidade de vencer vãos maiores e a redução do peso da estrutura.

Estes fatores podem propiciar uma redução efetiva nos custos da obra, uma vez que podem resultar em uma fundação mais econômica, devido a cargas menores, um canteiro de obras mais limpo e um planejamento mais eficaz que em obras convencionais, na maior parte das vezes, feitas em concreto armado.

Por outro lado, a construção em perfis tubulares requer uma maior atenção no que diz respeito à questão das ligações, por apresentarem maior dificuldade e maior custo de execução, estas ligações devem ser cuidadosamente tratadas e abordadas na ocasião da definição do sistema estrutural escolhido.

1.2 Proposta do projeto

Entretanto, observa-se que a solução estrutural em aço, seja ela em perfis tubulares ou não, não é única, podendo ter diversas configurações de arranjo estrutural.

Em virtude disto, o presente trabalho visa discutir os conceitos adotados para os diversos projetos de estruturas metálicas utilizando perfis tubulares, propor algumas

soluções de estrutura metálica para uma dada cobertura em questão e compará-las sob diversos aspectos as distintas soluções analisadas.

Para isto, foi realizado um estudo de três sistemas de cobertura distintos, além de serem estudados os conceitos e diretrizes de projeto de estruturas metálicas, a fim de se determinar diferentes arranjos estruturais para a cobertura a ser analisada. Como no Brasil não há nenhuma norma específica para estruturas metálicas de perfis tubulares, apenas o Projeto de Norma ABNT NBR TUBOS[5] de setembro de 2010, foram em algumas situações utilizadas normas internacionais adaptadas para as normas brasileiras de aço NBR8800/2008[1] e para a minuta supracitada. Em outras situações como no estudo de ligações, foi necessário recorrer a bibliografias internacionais como a norma europeia Eurocode3[2], Packer et al.[3] e Rautaruukki[4].

CAPÍTULO 2

2 DIRETRIZES PARA O DESENVOLVIMENTO DOS SISTEMAS DE COBERTURA

2.1 Elementos constituintes do sistema de cobertura

Um sistema arranjo estrutural de cobertura é composto por vários elementos. A partir disto, para auxiliar no desenvolvimento dos diferentes arranjos à frente, os principais elementos foram discriminados e ilustrados para a melhor compreensão dos sistemas estudados.

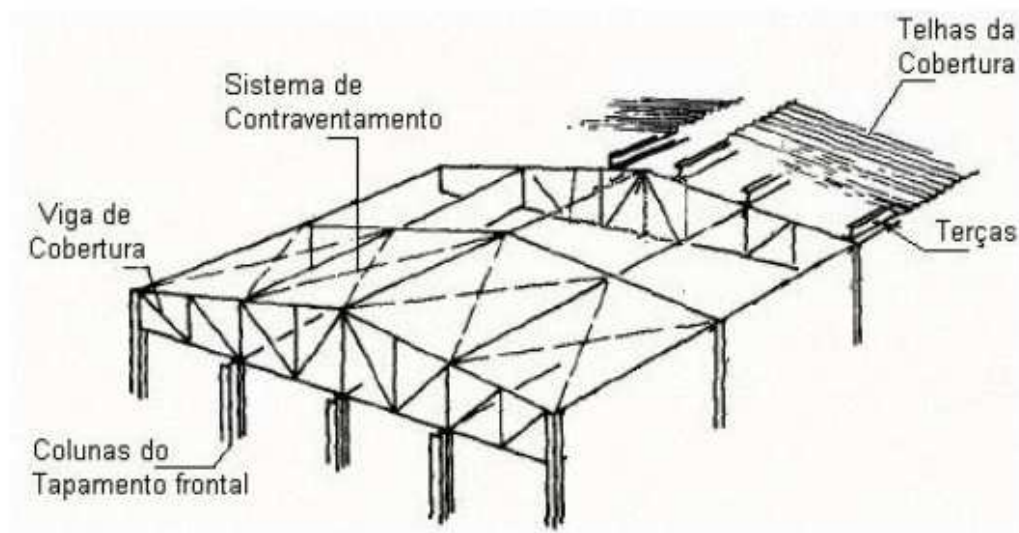


Figura 2.1– Principais elementos de um sistema de cobertura – Samarra[10]

- **Vigas de cobertura**

As vigas de cobertura podem ser vigas de alma cheia ou vigas treliçadas.

As vigas de alma cheia podem ser utilizadas em perfis laminados para vãos menores ou perfis soldados para vãos maiores. Os perfis mais adequados para as vigas

de alma cheia são aqueles que detêm maior parte de sua massa mais afastada do eixo neutro possibilitando maior inércia no plano de flexão. Os benefícios desta solução são o custo de fabricação reduzido, boa aparência estética, baixa altura da tesoura além de facilidade de manutenção.

Já as vigas treliçadas são compostas de banzos, montantes e diagonais, que em associação formam as vigas treliçadas. As barras internas, montantes e diagonais, podem estar sujeitas a esforços de tração ou compressão e são, para questões de modelo estrutural, consideradas rotuladas em suas extremidades, não considerando, portanto, efeitos de flexão nestas barras.

Todavia os elementos podem estar sujeitos a efeitos de flexão, devido a, por exemplo, o carregamento de peso próprio distribuído linearmente sobre a barra.

Os arranjos comumente usados para este tipo de viga de cobertura são as treliças tipo Warren, Pratt e Howe mostrados na figura 2.2 abaixo.

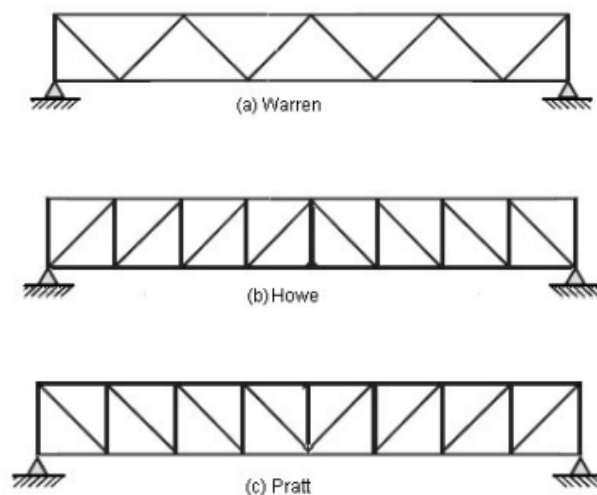


Figura 2.2– Tipos comuns de sistemas treliçados

- **Colunas**

As colunas têm a função de transmitir as ações provenientes da cobertura para as bases ou fundações, estando algumas vezes sob cargas de compressão, outras sujeitas a cargas de tração devido à ação do vento de sucção, e podendo ou não ter solicitações de momento. As colunas são ligadas as fundações através de bases, as quais podem ser rotuladas ou engastadas. De acordo com Bellei[9], as bases rotuladas são mais econômicas porém acarretam em uma estrutura mais pesada, já as engastadas possibilitam uma estrutura mais leve porém são mais custosas que as rotuladas.

- **Contraventamentos**

Os contraventamentos podem ser horizontais, localizados nos planos das terças e no plano do banzo inferior, também denominados plano das cordas, ou ainda verticais os quais fazem as ligações entre as colunas. Ambos têm a função de distribuir as cargas horizontais provenientes das ações de vento na estrutura. Além disso os contraventamentos no plano da cobertura também tem a função de evitar a flambagem lateral das vigas de cobertura, enquanto que o contraventamento vertical entre os pilares reduz o comprimento de flambagem dos mesmos.

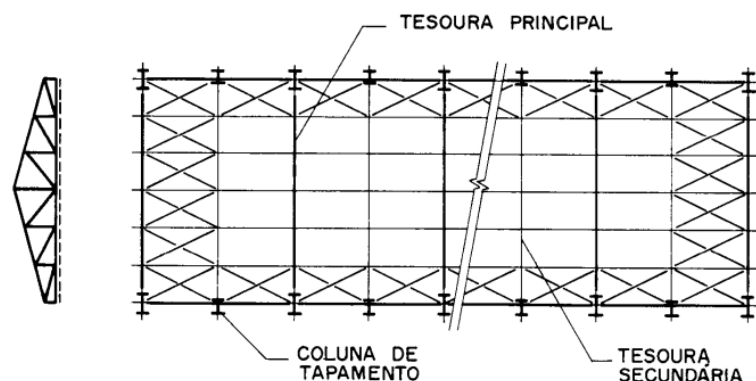


Figura 2.3– Contraventamento no plano das cordas

- **Terças**

As terças são elementos que servem de apoio para as telhas de cobertura, além de prover estabilidade à estrutura. As ações decorrentes do peso das telhas, sobrecarga e vento são transferidas para as tesouras principais ou secundárias por meio das terças, as quais sofrem flexão oblíqua.

2.2 Critérios de projeto

Este item visa englobar os principais critérios pertinentes para a realização do projeto dos diferentes sistemas estruturais da cobertura metálica, considerando perfis tubulares.

2.2.1 Arranjo estrutural

O arranjo estrutural depende primordialmente da destinação da estrutura considerada. A análise de diversos fatores como vãos, altura da edificação, geometria, custos de projeto, montagem, transporte, material e construção, bem como a facilidade de fabricação dos elementos constituintes da estrutura e a velocidade de conclusão das diversas etapas envolvidas no processo de construção da estrutura em questão, são fatores que regem a determinação do arranjo estrutural e devem ser levados em conta.

2.2.2 Ações e combinação de ações

A correta consideração das ações atuantes na estrutura é de vital importância para o desenvolvimento do projeto. Usualmente a estrutura de uma cobertura metálica está sujeita a carregamentos de peso próprio, peso dos elementos de fechamento, sobrecargas, peso de instalações elétricas e instrumentação, e cargas proveniente do vento na estrutura. As ações supracitadas ora atuam sozinhas na estrutura ora atuam sob

uma combinação de carregamentos. A NBR 8800/2008[1], define as ações da seguinte maneira:

- **Ações permanentes**

“As ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante.”

- **Ações variáveis**

“As ações variáveis são aquela que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção.”

“As ações variáveis comumente existentes são causadas pelo uso e ocupação da edificação, como as ações decorrentes de sobrecarga de pisos e coberturas, de equipamentos e de divisórias móveis, de pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, pela ação do vento e pela variação da temperatura da estrutura.”

- **Ações excepcionais**

“Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas. São ações excepcionais aquelas decorrentes de causas como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes e sismos excepcionais”

As ações devidas ao vento são determinadas conforme a norma brasileira NBR 6123 /1988[6], são de extrema importância no dimensionamento da estrutura da cobertura.

Devem-se, portanto, ser analisadas as combinações mais críticas para a estrutura em análise. A norma brasileira NBR 8800 /2008[1], apresenta os coeficientes de ponderação para as análises sob diversas combinações de carregamentos.

2.2.3 Critérios de dimensionamento

A norma NBR 8800/2008[1] estabelece critérios restritivos relativos ao dimensionamento das barras que foram utilizados na verificação dos arranjos adotados.

No caso de perfis tubulares, os critérios restritivos estão principalmente relacionados às ligações. A seguir estão descritos os principais critérios utilizados para o dimensionamento dos perfis tubulares das estruturas analisadas, além dos critérios para o dimensionamento das ligações, separados em um tópico especial.

2.2.3.1 Resistência de cálculo

- **Resistência à tração**

Para a resistência a tração dos perfis tubulares, valem as prescrições da norma brasileira de aço NBR 8800/2008[1], assim como para os demais perfis.

$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$, onde $N_{t,sd}$ é a força normal de cálculo e $N_{t,Rd}$ é a força normal resistente à tração.

Verificam-se, portanto, os seguintes critérios:

- i. escoamento da seção bruta

Com $\gamma_{a1} = 1,1$ tem-se:
$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq.(2.1)}$$

Onde: A_g é a área bruta da seção e f_y é a tensão de escoamento característica do aço.

ii. Ruptura da seção líquida efetiva

Com $\gamma_{a2} = 1,35$ tem-se:
$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \quad \text{Eq.(2.2)}$$

Onde:

A_e é a área líquida efetiva da seção transversal da barra;

f_u é a resistência a ruptura à tração do aço .

Em barras onde a força de tração é transferida por meio de ligações parafusadas, deve ser levado em conta o fator de redução da área líquida C_t que pode ser determinado segundo o Projeto de Norma NBR TUBOS[5].

- **Resistência à compressão**

Pela NBR 8800/2008[1] é possível determinar a resistência de cálculo a compressão, $N_{c,Rd}$ para barras axialmente comprimidas.

A condição abaixo deve ser atendida:

$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$, onde $N_{c,sd}$ é a solicitação normal de compressão e $N_{c,Rd}$ é a resistência normal de compressão.

Portanto tem-se:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq.(2.3)}$$

Onde:

χ é o fator de redução da resistência associado à flambagem global da barra;

Q é o fator de redução total associado à flambagem local;

A_g é a área bruta da seção transversal da barra.

- Fator de redução χ

Segundo o Projeto de Norma ABNT NBR TUBOS de setembro de 2010[5] o fator de redução χ em tubos é dado por:

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} \quad \text{Eq.(2.4)}$$

Onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad \text{Eq.(2.5)}$$

Onde N_e é a força axial de flambagem elástica, obtida conforme o anexo E na norma NBR 8800/2008[1].

- **Índice de esbeltez limite**

O índice de esbeltez pode ser definido como:

$$\lambda = k \cdot L / r \quad \text{Eq.(2.6)}$$

Onde:

L é o comprimento real não contraventado;

k é o parâmetro de flambagem;

r é o raio de giração da seção transversal bruta, relativo ao eixo em torno do qual se dá a flambagem.

Os índices de esbeltez têm seus valores máximos definidos segundo a NBR 8800/2008[1], conforme mostrado abaixo:

i. Barras tracionadas

$$\lambda \leq 300$$

ii. Barras comprimidas

$$\lambda \leq 200$$

- **Resistência à força cortante**

A norma NBR 8800/2008[1], fornece os seguintes parâmetros para o cálculo do cortante resistente de cálculo V_{Rd} , em seções tubulares circulares fletidas em relação a um eixo central de inércia.

$$V_{Rd} = \frac{0,5 \cdot \tau_{cr} \cdot A_g}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq.(2.7)}$$

Com τ_{cr} igual ao maior dos dois valores abaixo:

$$\tau_{cr} = \frac{1,6 \cdot E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \cdot \left(\frac{D}{t_d}\right)^{5/4}}} \leq 0,60 \cdot f_y \quad \text{Eq.(2.8a)}$$

$$\tau_{cr} = \frac{0,78 \cdot E}{\left(\frac{D}{t_d}\right)^{3/2}} \leq 0,60 \cdot f_y \quad \text{Eq.(2.8b)}$$

Onde:

D é o diâmetro externo da seção transversal;

t_d é a espessura de cálculo da parede da seção transversal, tomada igual a 0.93 vezes a espessura nominal de tubos com costura e igual a espessura nominal em tubos sem costura;

L_v é a distância entre seções de forças cortante máxima e nula.

Em seções tubulares retangulares a força resistente cortante de cálculo pode ser determinada segundo a seção 5.4.3.2 da NBR 8800/2008[1].

- **Resistência à flexão simples**

Para resistência a flexão simples tem-se:

$M_{sd} \leq M_{Rd}$, onde M_{sd} é o momento de cálculo solicitante e M_{Rd} é o momento resistente de cálculo, tal que este momento não deve ser superior a $\frac{1,50.W.f_y}{\gamma_{a1}}$.

Onde:

W é o módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal da barra em relação ao eixo de flexão.

Segundo a NBR 8800/2008[1] anexo G seção G.2.7 o momento fletor resistente de cálculo de seções tubulares circulares para o estado-limite de flambagem local da parede do tubo, o único aplicável, com D/t não superior a $0,45E/f_y$, é dado por:

i. Para $\lambda \leq \lambda_p$, tem-se:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq.(2.9a)}$$

ii. Para $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$, tem-se:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left(\frac{0,021.E}{\frac{D}{t}} + f_y \right) \cdot W \quad \text{Eq.(2.9b)}$$

iii. Para $\lambda \geq \lambda_r$, tem-se:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left(\frac{0,33.E}{\frac{D}{t}} \right) \cdot W \quad \text{Eq.(2.9c)}$$

Com:

$$\lambda = D/t ; \lambda_p = \frac{0,07.E}{f_y} ; \lambda_r = \frac{0,31.E}{f_y} .$$

Onde:

E é o módulo de elasticidade do aço;

D é o diâmetro do tubo;

t é a espessura do tubo;

W , f_y e γ_{a1} conforme definidos acima.

- **Resistência à flexão composta**

Nos casos em que se considera somente a interação entre o momento fletor e a força axial, obedece-se as relações abaixo segundo a norma NBR8800/2008[1]:

$$\text{Se } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} > 0,2 \text{ tem - se: } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) < 1 \quad \text{Eq.(2.10a)}$$

$$\text{Se } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \text{ tem - se: } \frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) < 1 \quad \text{Eq.(2.10b)}$$

2.2.4 Análise estrutural

A análise estrutural envolve a modelagem computacional da estrutura estudada, a fim de se obter os esforços solicitantes na estrutura para o posterior dimensionamento e verificação dos elementos que compõem o conjunto. As estruturas compostas de treliças planas analisadas neste trabalho foram modeladas no software SAP2000[16] onde foi usada a norma americana AISC LRFD 99, para o dimensionamento das barras.

2.3 Ligações com perfis tubulares

As barras de uma ligação de treliça plana podem ser ligadas através de soldas diretamente entre as barras e usado chapas de ligação. Inúmeros estudos estão sendo realizados a fim de se avaliar a influência destas ligações no comportamento das estruturas e das ligações propriamente ditas.

Esta seção tem o objetivo apresentar, bem como estabelecer os critérios de dimensionamento utilizados na verificação das diversas ligações calculadas no presente trabalho.

2.3.1 Ligações soldadas

Normalmente, considera-se o ponto de trabalho (P.T.) da ligação coincidindo com a linha de centro dos banzos afim de não se gerar excentricidade nas ligações. Entretanto muitas vezes por motivos construtivos são adotadas excentricidades nas ligações.

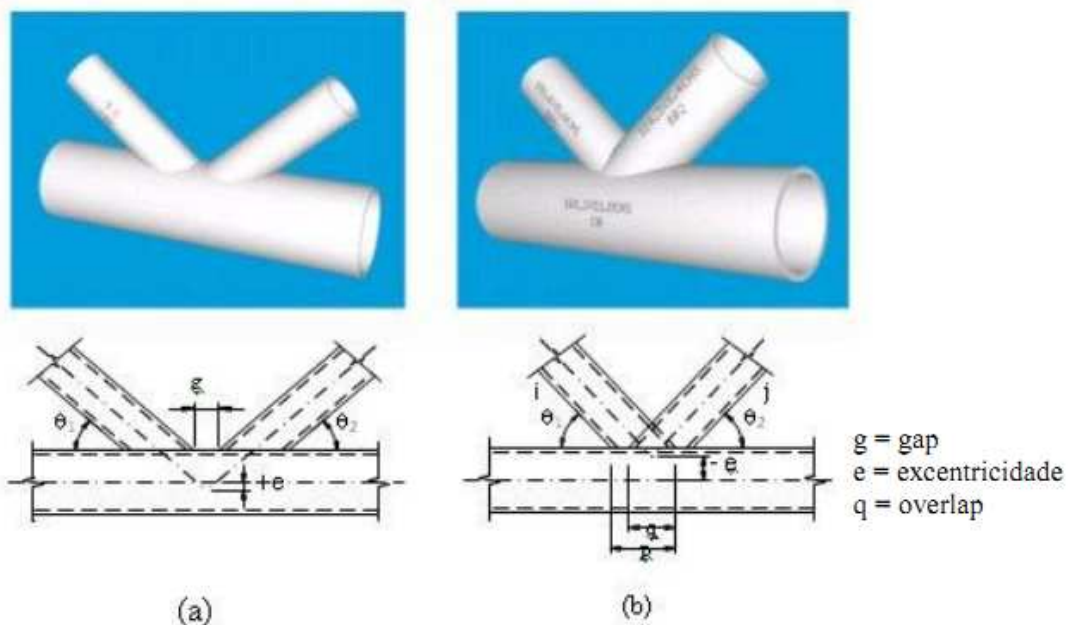


Figura 2.4 – Ligação com gap, afastamento (a) e com overlap, sobreposição (b) – Adaptado de Samarra[10]

A excentricidade é positiva quando cruzamento entre as linhas de centro das diagonais está localizado abaixo da linha de centro do banzo. Caso contrário, a excentricidade pode ser considerada negativa. Segundo Packer et al.[3] a relação entre a excentricidade e o afastamento ou a sobreposição pode ser estabelecida como:

$$e = \left(\frac{h_1}{2\text{sen}\theta_1} + \frac{h_2}{2\text{sen}\theta_2} + g \right) \frac{\text{sen}\theta_1 \text{sen}\theta_2}{\text{sen}(\theta_1 + \theta_2)} - \frac{h_0}{2} \quad \text{Eq.(2.11)}$$

$$g = \left(e + \frac{h_0}{2} \right) \frac{\text{sen}(\theta_1 + \theta_2)}{\text{sen}\theta_1 \text{sen}\theta_2} - \frac{h_1}{2\text{sen}\theta_1} - \frac{h_2}{2\text{sen}\theta_2} \quad \text{Eq.(2.12)}$$

Segundo o CIDECT[12] e ABNT NBR TUBOS[5], se esta excentricidade estiver no intervalo $-0,55 \leq \frac{e}{d_0} \leq 0,25$, onde e é a excentricidade e d_0 é o diâmetro externo do banzo considerado, o momento decorrente desta excentricidade pode ser desprezado para a ligação mas deve ser levado em conta no dimensionamento do banzo.

Na figura 2.6 podem ser vistos, alguns tipos de ligações soldadas com suas nomenclaturas típicas.

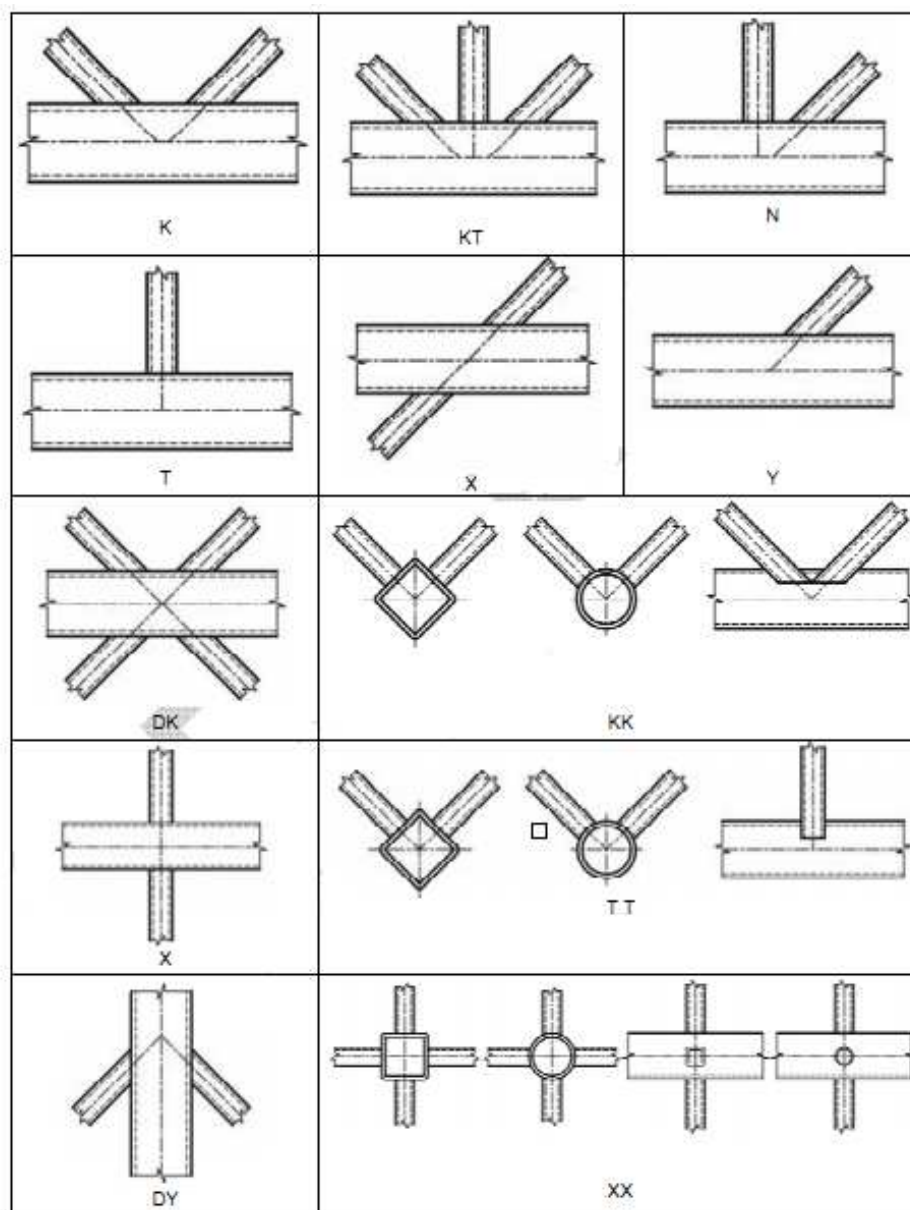


Figura 2.5– Tipos de ligações soldadas – Adaptada de ABNT NBR Tubos [5]

As ligações tubulares podem apresentar diferentes tipos de ruptura, que podem ser função do tipo de ligação, dos parâmetros geométricos e dos diversos carregamentos atuantes nas mesmas. O Projeto de Norma ABNT NBR TUBOS [5], assim como outras várias fontes chamam estes diversos tipos de ruptura de modos de falha e eles estão listados abaixo com suas ilustrações correspondentes.

- **Modo A – Plastificação da face ou de toda a seção transversal do banzo, junto a diagonais ou montantes**

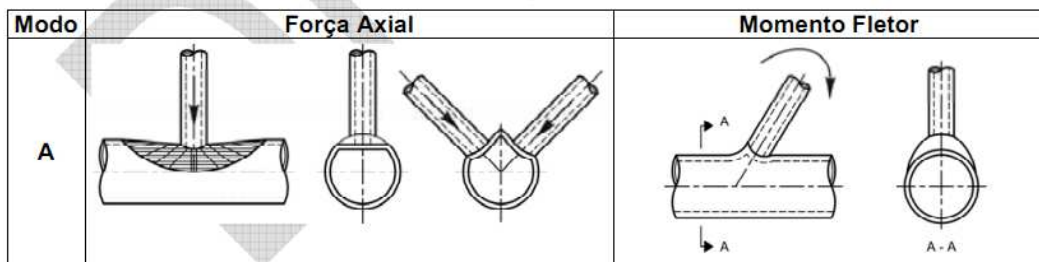


Figura 2.6– Modo de falha A – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]

- **Modo B – Plastificação, Amassamento ou instabilidade da face lateral da seção transversal do banzo junto a diagonais ou montantes sob compressão**

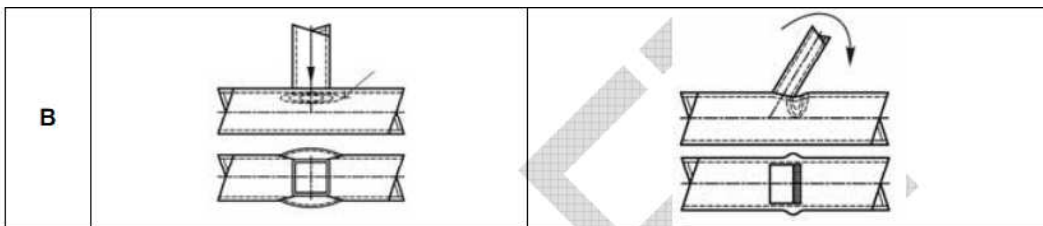


Figura 2.7– Modo de falha B – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]

- **Modo C – Plastificação ou instabilidade por cisalhamento do banzo, junto a diagonais ou montantes**

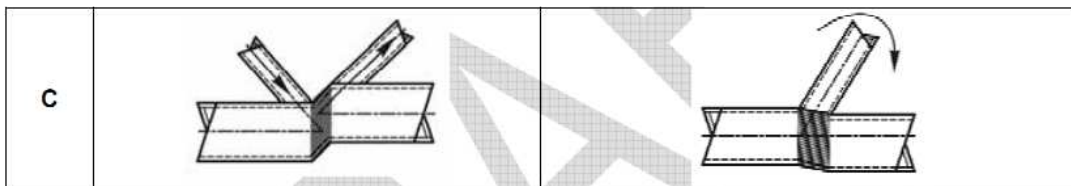


Figura 2.8– Modo de falha C – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]

- **Modo D – Ruptura por punção da parede do banzo na área de contato com as diagonais ou montantes**

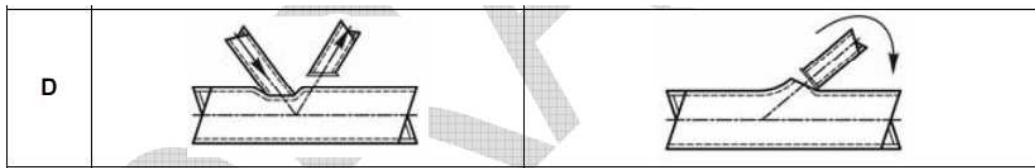


Figura 2.9– Modo de falha D – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]

- **Modo E – Ruptura ou plastificação na parede da solda ou flambagem localizada de diagonais ou montantes devidas a distribuição não uniforme de tensão**

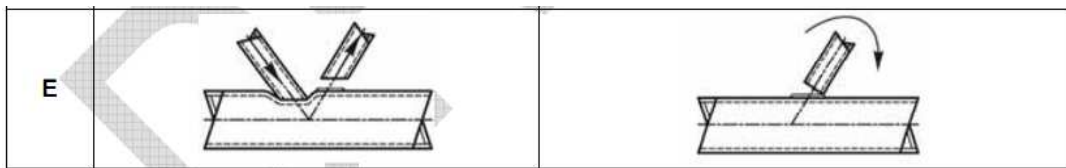


Figura 2.10 – Modo de falha E – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]

- **Modo F – Flambagem localizada de diagonais ou montantes comprimidos ou do banzo, na região da ligação**

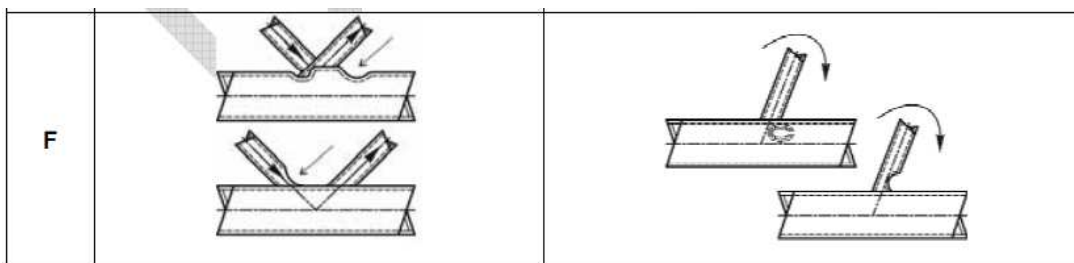


Figura 2.11– Modo de falha F – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]

2.3.1.1 Dimensionamento de ligações soldadas tipo “K”

Para o dimensionamento de uma ligação tipo “K” a Minuta NBR Tubos de setembro de 2010[5] e Rautaruukki[4], sugerem que as seguintes considerações devam ser feitas, a simbologia está representada na figura 2.13.

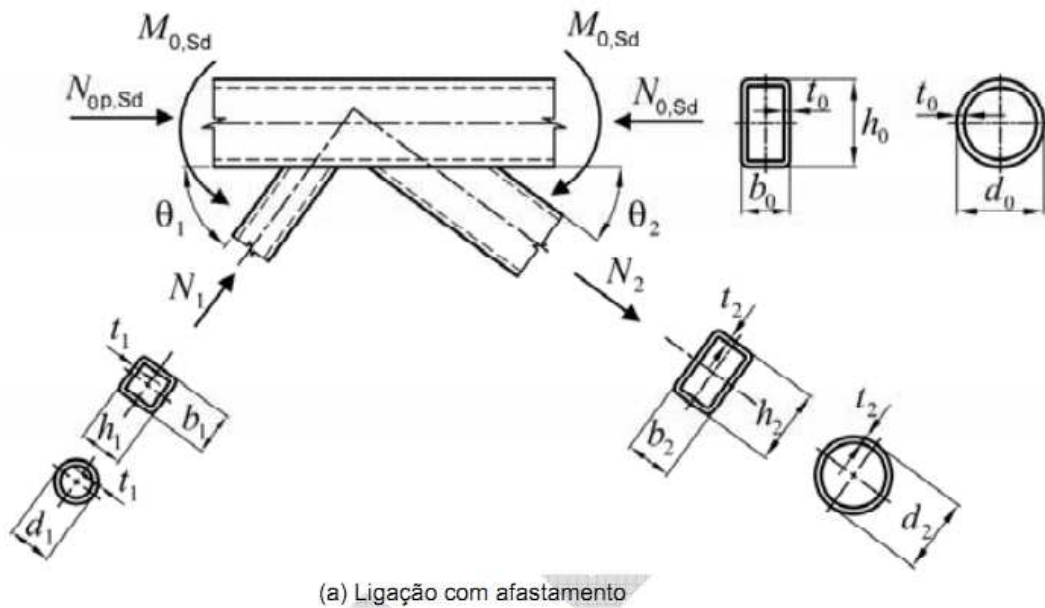


Figura 2.12– Simbologia adotada para as verificações da ligação – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]

Serão apresentados os critérios de dimensionamento de ligações soldadas de perfis tubulares circulares; outros tipos de ligações podem ser encontrados em Santos [7] ou no Projeto de Norma ABNT NBR Tubos [5].

- **Verificação dos parâmetros geométricos**

- $0,2 \leq d_i/d_0 \leq 1$, para todas as ligações;
- $10 \leq d_0/t_0 \leq 50$, para todas as ligações exceto tipo X;

- iii. $10 \leq d_0/t_0 \leq 40$, para ligação tipo X;
- iv. $10 \leq d_i/t_i \leq 50$, para todas as ligações.

A tabela 2.1 apresenta um resumo para a verificação dos parâmetros geométricos das ligações do tipo “K” para seções tubulares circulares soldadas.

| Parâmetros geométricos – Seções circulares | | | |
|--|--|-----------------------------------|-----------------------------------|
| $0,2 \leq \frac{d_i}{d_0} \leq 1,0$ | $10 \leq \frac{d_i}{t_i} \leq 50$ | $10 \leq \frac{d_0}{t_0} \leq 50$ | $\frac{d_0}{2 \cdot t_0} \leq 25$ |
| $g \geq t_1 + t_2$ | $30^\circ \leq \theta_i \leq 90^\circ$ | $-0,55 \leq e/d_0 \leq 0,25$ | |

Tabela 2.1 – Resumo de parâmetros geométricos a verificar para seções circulares

De acordo com ABNT NBR Tubos [5], se a ligação obedecer aos parâmetros geométricos supracitados a força resistente de cálculo pode ser tomada como o menor valor dentre os encontrados nos modos de falha A e D, conforme demonstrado nas Tabelas 2.2 e 2.3 adaptadas de ABNT NBR Tubos [5] abaixo.

- **Verificação quanto à plastificação da parede do banzo**

Modo de falha A - Ligações “K” e “N” com afastamento ou sobreposição.

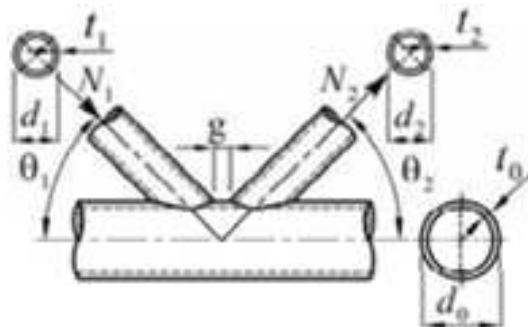


Figura 2.13 – Simbologia da ligação tipo “K” ou “N”

Se N_1 e N_2 , tiverem sinais opostos e estiverem em equilíbrio na direção perpendicular ao banzo (conforme a figura 2.13).

$$N_{1,Rd} = \frac{k_g \cdot k_p \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{\text{sen}(\theta_1)} (1,98 + 11,22 \frac{d_1}{d_0}) / \gamma_{a1} \quad \text{Eq.(2.13)}$$

- **Verificação quanto à ruptura por punção na face do banzo**

Modo de falha D – Ligações K , N e KT com afastamento e todas as T , Y e X [i=1, 2 ou 3].

Quando, $d_i < d_0 - 2t_0$:

$$N_{i,Rd} = 0,66 \cdot f_{y0} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_i \left(\frac{1 + \text{sen}(\theta_i)}{2 \cdot \text{sen}(\theta_i)^2} \right) / \gamma_{a1} \quad \text{Eq.(2.14)}$$

Os fatores k_g e k_p podem ser determinados segundo a tabela 6.1 do Projeto de Norma ABNT NBR Tubos [5].

2.3.2 Ligações com chapa

2.3.2.1 Dimensionamento de ligações tipo “K” com chapa

Este tipo de ligação parafusada pode ser usada como alternativa às ligações diretamente soldadas apresentadas acima. Ela se mostra mais prática do ponto de vista de montagem e de fabricação, pois não necessita que os perfis tubulares sejam cortados em forma especial para o perfeito encaixe dos tubos.

Uma maneira de realizá-las é fazer um rasgo longitudinal na extremidade dos perfis tubulares e soldar uma chapa de ligação. Neste tipo de ligação os parafusos e chapas devem ser verificados ao cisalhamento, pressão de contato e ruptura da seção líquida, além de serem respeitadas as prescrições deste tipo de ligação de acordo com a norma NBR 8800/2008[1].

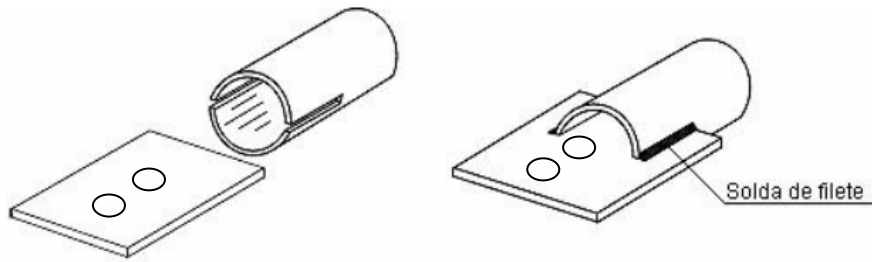


Figura 2.14 – Ligação tubular com chapa – Adaptado de Santos[7]

Segundo a ABNT NBR Tubos [5] em sua tabela 6.2, os esforços resistentes de cálculo neste tipo de ligação podem ser dados segundo as equações abaixo.

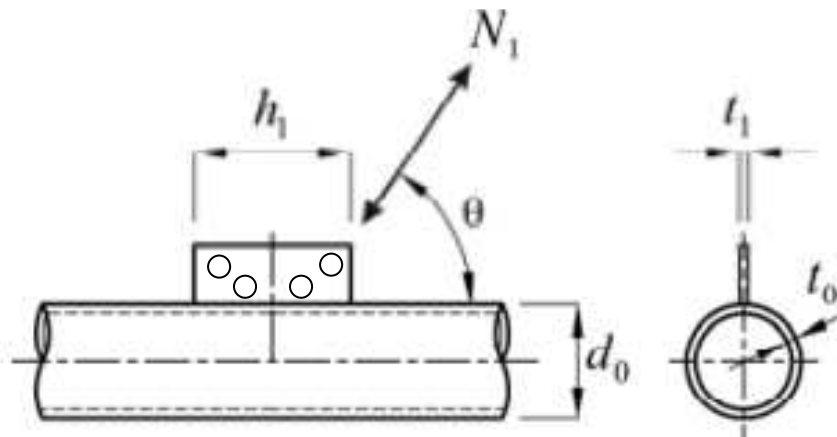


Figura 2.15 – Chapa de ligação soldada ao banzo – Adaptado de ABNT NBR Tubos [5]

Para todos os modos de falha apresentados a condição $N_{i,sd} > N_{i,Rd}$ deve ser atendida.

- **Verificação quanto ao modo de falha A**

$$N_{1,Rd} = 5,5 \cdot k_p \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 (1 + 0,25\eta) / \gamma_{a1} \quad \text{Eq.(2.15)}$$

$$M_{ip,1,Rd} = 0,8 \cdot h_1 \cdot N_{1,Rd} \quad \text{Eq.(2.16)}$$

Com: k_p já definido anteriormente.

- **Verificação quanto ao modo de falha D**

$$\sigma_{máx} t_1 = \left(\frac{N_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd}}{W} \right) t_1 < 2,2 \cdot t_0 (0,6 \cdot f_{y0}) / \gamma_{a1} \quad \text{Eq.(2.17)}$$

Onde:

$\sigma_{máx}, t_1$ é a máxima tensão atuante na chapa;

f_{y0} é a resistência característica do aço do tubo;

e as propriedades A e W são da chapa de nó.

Adicionalmente aos parâmetros geométricos apresentados em 2.3.1.1 o seguinte limite deve ser satisfeito para a validade das expressões acima.

$$\eta < 0,4$$

Onde:

$$\eta = h_1 / d_0 \quad (\text{ver figura 2.15})$$

Outra alternativa para a ligação das diagonais e montantes com o banzo através de chapa, é fazer esta chapa atravessar o tubo e ligar com solda, conforme a figura 2.17. Este tipo de ligação deverá distribuir melhor as tensões nos banzos. Esta alternativa geralmente é mais custosa, pois envolve a preparação dos banzos para receber a chapa de ligação e é usualmente utilizada quando se tem grandes esforços na ligação. Santos[7] apresenta alguns procedimentos para a verificação deste tipo de ligação e segundo Samarra [10], Rautaruukki[4] também fornece diretrizes para esta verificação.

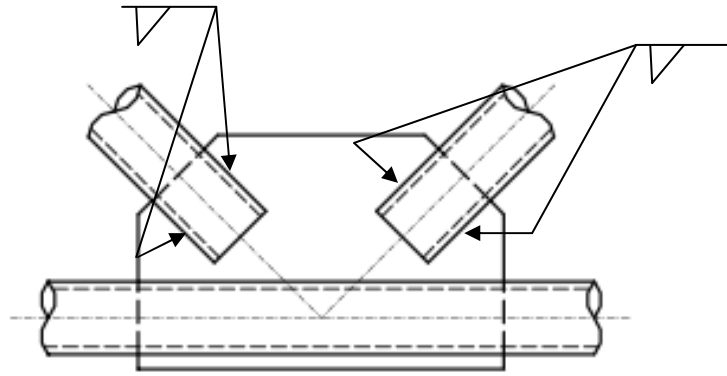


Figura 2.16 - Chapa de ligação atravessando o tubo – Adaptada de Santos[7]

CAPÍTULO 3

3 DESENVOLVIMENTO DOS SISTEMAS DE COBERTURA EM PERFIS TUBULARES

Conforme descrito no capítulo 1, o objetivo do presente trabalho é desenvolver para uma dada configuração de projeto, diferentes arranjos estruturais de coberturas, a fim de compará-las posteriormente sob diversos aspectos e pontos de vista em busca do sistema que melhor se adapta às configurações iniciais de projeto.

Tendo isto em vista, a partir dos critérios apresentados e introduzidos nos capítulos 1 e 2 foram elaborados e desenvolvidos três arranjos estruturais, dois formados por treliças planas e um em treliçado espacial, com esta finalidade. Estes sistemas de cobertura e seus desmembramentos serão apresentados e desenvolvidos no presente capítulo, bem como os parâmetros de partida para o projeto dos arranjos subsequentes.

3.1 Definição dos parâmetros iniciais

Neste item serão apresentados e definidos, quando for o caso, os parâmetros iniciais considerados para o desenvolvimento dos sistemas de cobertura apresentados posteriormente.

3.1.1 Apresentação da geometria proposta

A idéia inicial foi considerar um galpão para uso industrial no estado do Ceará, com 50 metros de vão e 200 metros de comprimento, com apoios para a cobertura de 10 em 10 metros, em pilares de concreto com 12,5 metros de altura cada um.

A descrição da geometria utilizada para o desenvolvimento do trabalho esta apresentada abaixo.

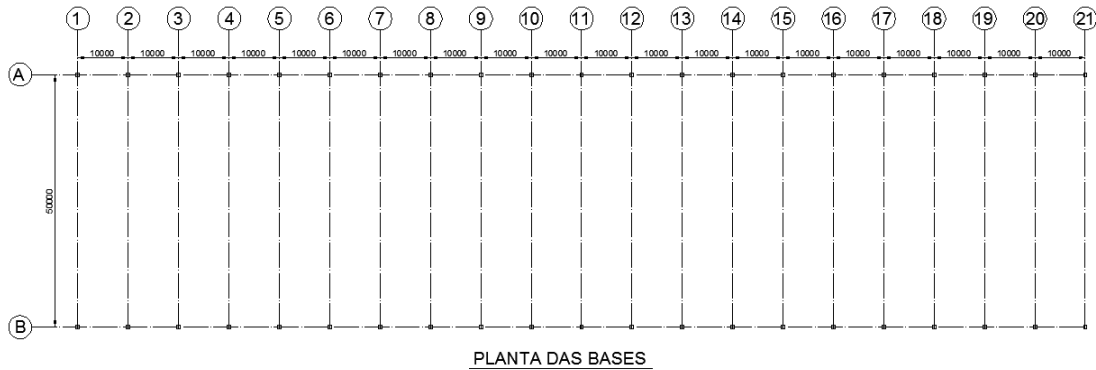


Figura 3.1 – Planta das bases de concreto para estrutura da cobertura



Figura 3.2 – Elevação frontal da estrutura de concreto

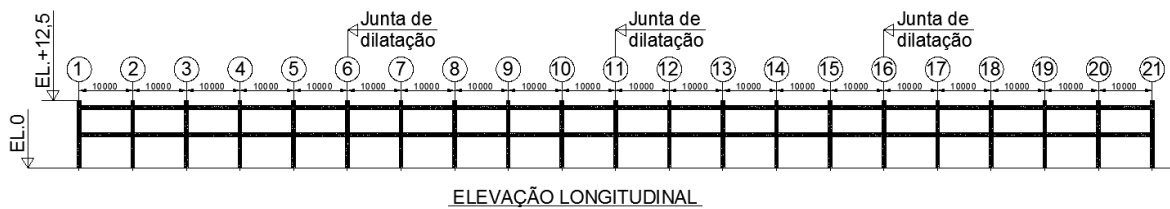


Figura 3.3 – Elevação longitudinal da estrutura de concreto

3.1.2 Carregamentos aplicados nas estruturas

As estruturas analisadas foram projetadas para resistir a diferentes combinações de carregamentos permanentes e acidentais. Para os carregamentos permanentes foram considerados além do peso próprio da estrutura, cargas de tubulação de incêndio, instalações elétricas e de instrumentação.

Os carregamentos acidentais de sobrecarga e vento foram considerados conforme as recomendações da norma NBR 8800/2008[1] e NBR 6123/1988[6], conforme o Capítulo 2 – Diretrizes para o desenvolvimento dos sistemas de cobertura.

3.1.2.1 Carregamento permanente

Embora a norma NBR 8800/2008[1] recomende uma sobrecarga mínima de $0,25\text{kN/m}^2$ que já leva em conta o peso de instalações elétricas, hidráulicas, de isolamento térmico e acústico e de pequenas peças eventualmente presas a estrutura, no estudo para o desenvolvimento do presente projeto foram feitos levantamentos a respeito das cargas permanentes usuais aplicadas a este tipo de estrutura, destinadas a fins parecidos com a qual estamos desenvolvendo, como centros de estocagem, galpões de armazenagem, centros de distribuição entre outros.

Em vista disso, além da sobrecarga de norma, recorreremos a valores típicos citados por alguns trabalhos já realizados e comprovadamente dentro aceitabilidade em comparação com a estrutura real, estes valores serão discriminados abaixo.

- **Peso próprio da estrutura**

O peso próprio da estrutura da cobertura metálica foi considerado automaticamente pelos programas de análise de estruturas, com os quais foram realizadas as análises das

estruturas treliçadas planas, através SAP2000[16] e da estrutura treliçada espacial com o auxílio do programa FEMAP [14] e[15].

- **Instalações de combate a incêndio**

As cargas de instalações de combate a incêndio foram tomadas iguais a 25N/m^2 .

- **Instalações elétricas**

A carga referente a instalações elétricas foi adotada como 56N/m^2 .

- **Instrumentação**

A carga proveniente da instrumentação para, por exemplo, comunicação visual foi adotada igual a 21N/m^2 .

- **Climatização**

Usualmente a tubulação de climatização é posta em linha reta apoiada nas treliças secundárias, portanto, iremos considerar uma carga de 500N por vão aplicado nos nós dos banzos inferiores das treliças secundárias das coberturas compostas de treliças planas e uma carga equivalente distribuída sobre os nós dos banzos inferiores da treliça espacial.

- **Isolamento térmico**

Considerou-se uma carga igual a $13,5\text{N/m}^2$, aplicado nos nós dos banzos superiores das estruturas.

- **Telhas**

Foi adotada uma telha de espessura de 0,65mm com peso de 7kgf/m², logo, foi considerada uma carga de 70N/m² aplicada pontualmente sobre os nós do banzo superior da cobertura, considerando as áreas de influência dos mesmos.

- **Efeito da variação de temperatura**

Por dispormos de juntas de dilatação espaçadas de 50 em 50 metros nas estruturas analisadas, os esforços provenientes do efeito de variação da temperatura foram desprezados para o cálculo das estruturas apresentadas adiante.

3.1.2.2 Carregamento variável

- **Sobrecarga**

De acordo com o anexo B.5 Sobrecarga em estruturas item B.5.1 da norma NBR 8800[1] a sobrecarga mínima adotada para coberturas metálicas e adotada no presente projeto de dimensionamento dos arranjos das coberturas foi de 0,25kN/m².

3.1.2.3 Considerações sobre o vento

Para a determinação da velocidade básica do vento foi utilizada a norma de vento NBR 6123/88[6]. Através do gráfico da isopletras da velocidade básica V_0 da referida norma, verificou-se que a velocidade básica da região do Ceará onde o projeto esta sendo desenvolvido é 30 m/s.

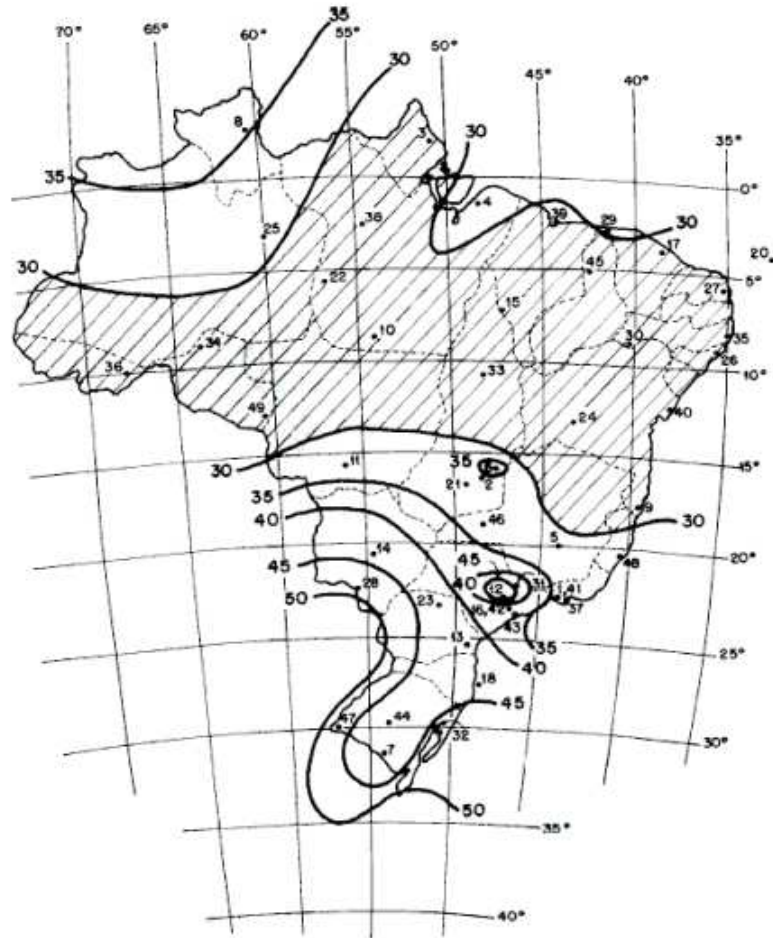


Figura 3.4 – Isopletas – Adaptada da norma NBR 6123/88[6]

- **Fator topográfico**

Foi considerado um terreno plano ou fracamente acidentado, portanto o fator topográfico S_1 segundo a norma é igual a 1.

$$S_1 = 1$$

- **Fator S_2**

O fator S_2 depende das dimensões da edificação, da rugosidade do terreno e da altura da edificação. A estrutura então foi classificada como categoria II e classe B. A

altura máxima da edificação do nível do terreno até a cumeeira da cobertura metálica é de 15m. Portanto, pode-se determinar através dos parâmetros mencionados o fator S_2 .

$$S_2 = 1,02$$

- **Fator S_3**

Este fator leva em consideração o grau de segurança requerido para a estrutura em questão. Considerando a estrutura para fins comerciais e indústrias com alto fator de ocupação.

Portanto, temos que:

$$S_3 = 1$$

- **Velocidade característica do vento**

Portanto através dos fatores acima podemos calcular a velocidade característica do vento.

$$V_K = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 V_0 = 30m/s \quad \text{Eq.(3.1)}$$

- **Pressão dinâmica do vento**

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 = 573,98N/m^2 \quad \text{Eq.(3.2)}$$

- **Cobertura em treliçado plano**

- i. Coeficiente de pressão externa na cobertura**

Os coeficientes de pressão e forma, externos, para a cobertura da edificação foram considerados conforme a tabela 5 da norma NBR 6123/88[6] abaixo.

Tabela 5 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular

| Altura relativa | θ | Valores de C_{pe} para | | | | c_{pe} médio | | | |
|-----------------|----------|--------------------------|------|--------------------|------|----------------|------|------|------|
| | | $\alpha = 90^\circ$ (A) | | $\alpha = 0^\circ$ | | | | | |
| | | EF | GH | EG | FH | | | | |
| | 0° | -0,8 | -0,4 | -0,8 | -0,4 | -2,0 | -2,0 | -2,0 | -- |
| | 5° | -0,9 | -0,4 | -0,8 | -0,4 | -1,4 | -1,2 | -1,2 | -1,0 |
| | 10° | -1,2 | -0,4 | -0,8 | -0,6 | -1,4 | -1,4 | | -1,2 |
| | 15° | -1,0 | -0,4 | -0,8 | -0,6 | -1,4 | -1,2 | | -1,2 |
| | 20° | -0,4 | -0,4 | -0,7 | -0,6 | -1,0 | | | -1,2 |
| | 30° | 0 | -0,4 | -0,7 | -0,6 | -0,8 | | | -1,1 |
| | 45° | +0,3 | -0,5 | -0,7 | -0,6 | | | | -1,1 |
| | 60° | +0,7 | -0,6 | -0,7 | -0,6 | | | | -1,1 |
| | 0° | -0,8 | -0,6 | -1,0 | -0,6 | -2,0 | -2,0 | -2,0 | -- |
| | 5° | -0,9 | -0,6 | -0,9 | -0,6 | -2,0 | -2,0 | -1,5 | -1,0 |
| | 10° | -1,1 | -0,6 | -0,8 | -0,6 | -2,0 | -2,0 | -1,5 | -1,2 |
| | 15° | -1,0 | -0,6 | -0,8 | -0,6 | -1,8 | -1,5 | -1,5 | -1,2 |
| | 20° | -0,7 | -0,5 | -0,8 | -0,6 | -1,5 | -1,5 | -1,5 | -1,0 |
| | 30° | -0,2 | -0,5 | -0,8 | -0,8 | -1,0 | | | -1,0 |
| | 45° | +0,2 | -0,5 | -0,8 | -0,8 | | | | |
| | 60° | +0,6 | -0,5 | -0,8 | -0,8 | | | | |
| | 0° | -0,8 | -0,6 | -0,9 | -0,7 | -2,0 | -2,0 | -2,0 | -- |
| | 5° | -0,8 | -0,6 | -0,8 | -0,8 | -2,0 | -2,0 | -1,5 | -1,0 |
| | 10° | -0,8 | -0,6 | -0,8 | -0,8 | -2,0 | -2,0 | -1,5 | -1,2 |
| | 15° | -0,8 | -0,6 | -0,8 | -0,8 | -1,8 | -1,8 | -1,5 | -1,2 |
| | 20° | -0,8 | -0,6 | -0,8 | -0,8 | -1,5 | -1,5 | -1,5 | -1,2 |
| | 30° | -1,0 | -0,5 | -0,8 | -0,7 | -1,5 | | | |
| | 40° | -0,2 | -0,5 | -0,8 | -0,7 | -1,0 | | | |
| | 50° | +0,2 | -0,5 | -0,8 | -0,7 | | | | |
| 60° | +0,5 | -0,5 | -0,8 | -0,7 | | | | | |

Tabela 3.1 – Coeficiente de pressão e forma – NBR 6123/88[6]

Com:

$$h/b = 15/50 = 0,3;$$

$\theta = 3^\circ$, iremos considerar 5°

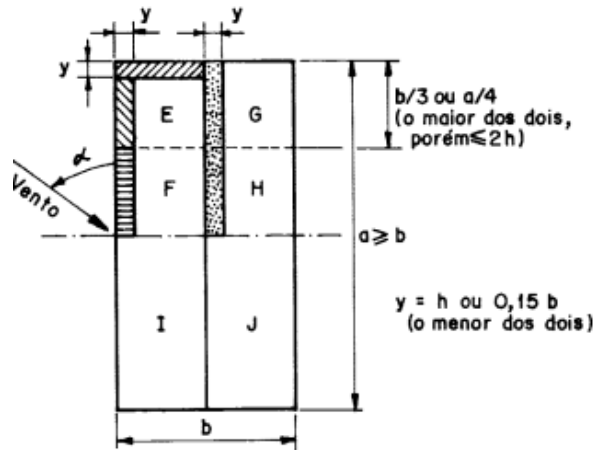


Figura 3.5 – Coeficiente de pressão e forma externos – NBR 6123/88[6]

Temos, portanto:

| Vento | Trecho | Coefficiente Cpe |
|-------|--------|------------------|
| 0° | EG | -0,8 |
| | FH | -0,4 |
| 90° | EF | -0,8 |
| | GH | -0,4 |

Tabela 3.2 – Coeficientes de pressão e forma – NBR 6123/88[6]

ii. Coeficientes de pressão interna

Podemos admitir duas faces opostas igualmente permeáveis e as outras faces impermeáveis, teremos portanto:

- Vento perpendicular a uma face permeável $C_{pi}=+0,2$
- Vento perpendicular a uma face impermeável $C_{pi}=-0,3$

Consideraremos somente o coeficiente relativo ao vento perpendicular a uma face permeável, pois aumentará as cargas de vento, o coeficiente relativo ao vento

perpendicular a uma face impermeável aliviará as cargas e, portanto, não será considerado.

Coeficientes finais para cobertura:

| Vento | Trecho | Coeficiente Cpi |
|-------|--------|-----------------|
| 0° | EG | -1,0 |
| | FH | -0,6 |
| 90° | EF | -1,0 |
| | GH | -0,6 |

Tabela 3.3 – Valores finais dos coeficientes

iii. Coeficiente de pressão nas paredes

A tabela 3.3 determina os coeficientes de pressão externa para as paredes. Estes valores são utilizados para se determinar a pressão de vento atuante nas paredes da edificação, que será absorvida pelos pilares de concreto e, portanto, não serão utilizados no modelo estrutural.

Tabela 4 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular


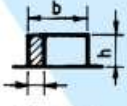
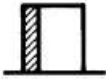
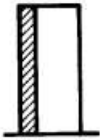
| Altura relativa | | Valores de C_e para | | | | | | | | C_{pe} médio  |
|---|---------------------------------------|-----------------------|---------------|------|------|---------------------|------|---------------|---------------|--|
| | | $\alpha = 0^\circ$ | | | | $\alpha = 90^\circ$ | | | | |
| | | A_1 e B_1 | A_2 e B_2 | C | D | A | B | C_1 e D_1 | C_2 e D_2 | |
|  $0,2 b$ ou h (o menor dos dois) | $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$ | -0,8 | -0,5 | +0,7 | -0,4 | +0,7 | -0,4 | -0,8 | -0,4 | -0,9 |
| | $2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$ | -0,8 | -0,4 | +0,7 | -0,3 | +0,7 | -0,5 | -0,9 | -0,5 | -1,0 |
|  $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$ | $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$ | -0,9 | -0,5 | +0,7 | -0,5 | +0,7 | -0,5 | -0,9 | -0,5 | -1,1 |
| | $2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$ | -0,9 | -0,4 | +0,7 | -0,3 | +0,7 | -0,6 | -0,9 | -0,5 | -1,1 |
|  $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$ | $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$ | -1,0 | -0,6 | +0,8 | -0,6 | +0,8 | -0,6 | -1,0 | -0,6 | -1,2 |
| | $2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$ | -1,0 | -0,5 | +0,8 | -0,3 | +0,8 | -0,6 | -1,0 | -0,6 | -1,2 |

Tabela 3.4 – Coeficientes de pressão das paredes – NBR 6123/88[6]

A figura 3.5 abaixo ilustra a aplicação da carga de vento na fachada da edificação de acordo com a tabela 3.4.

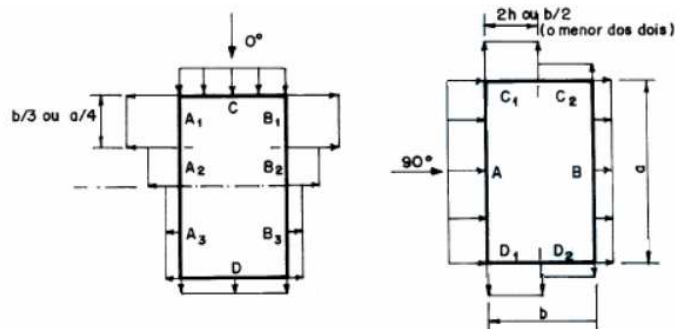


Figura 3.6 – Coeficiente de pressão das paredes – NBR 6123/88[6]

| Vento | Trecho | Coefficiente Cpe |
|-------|---------|------------------|
| 0° | A1 - B1 | -0,8 |
| | A2 - B2 | -0,4 |
| | A3 - B3 | -0,2 |
| | C | 0,7 |
| | D | -0,3 |
| 90° | A | 0,7 |
| | B | -0,8 |
| | C1 - D1 | -0,9 |
| | C2 - D2 | -0,5 |

Tabela 3.5 – Coeficientes de pressão das paredes – NBR 6123/88[6]

- **Cobertura em treliçado espacial**

A carga de vento aplicada no treliçado espacial assim como seus coeficientes de pressão foi calculada seguindo os mesmos princípios das treliças planas apresentadas no item anterior, porém considerando a inclinação da cobertura $\theta=0^\circ$.

3.2 Projeto do treliçado plano com perfis circulares

Neste item será apresentado o projeto do treliçado plano com todos os elementos em perfis circulares, considerando as definições apresentados em 3.1.

Considerando as geometrias das treliças usuais apresentadas no Capítulo 1, e após algumas análises, optou-se pelo arranjo de treliça tipo Pratt. Esta escolha foi dada, por se tratar de um grande vão, onde as ações gravitacionais como o peso próprio da estrutura e a sobrecarga foram mais relevantes para a estrutura do que o vento de sucção.

Nesta configuração as diagonais podem ser mais esbeltas, pois estão quase sempre, sujeitas a esforços de tração, isto faz com que a estrutura fique mais leve e econômica.

3.2.1 Elementos constituintes

A estrutura proposta é composta de:

- **Treliças principais – ligadas às colunetas**
- **Treliças secundárias – fornecem rigidez lateral às treliças principais**
- **Elementos de contraventamento – absorvem e distribuem as ações horizontais da estrutura**
- **Colunetas de ligação**

Uma ilustração abaixo é mostrada para melhor compreensão da geometria adotada.

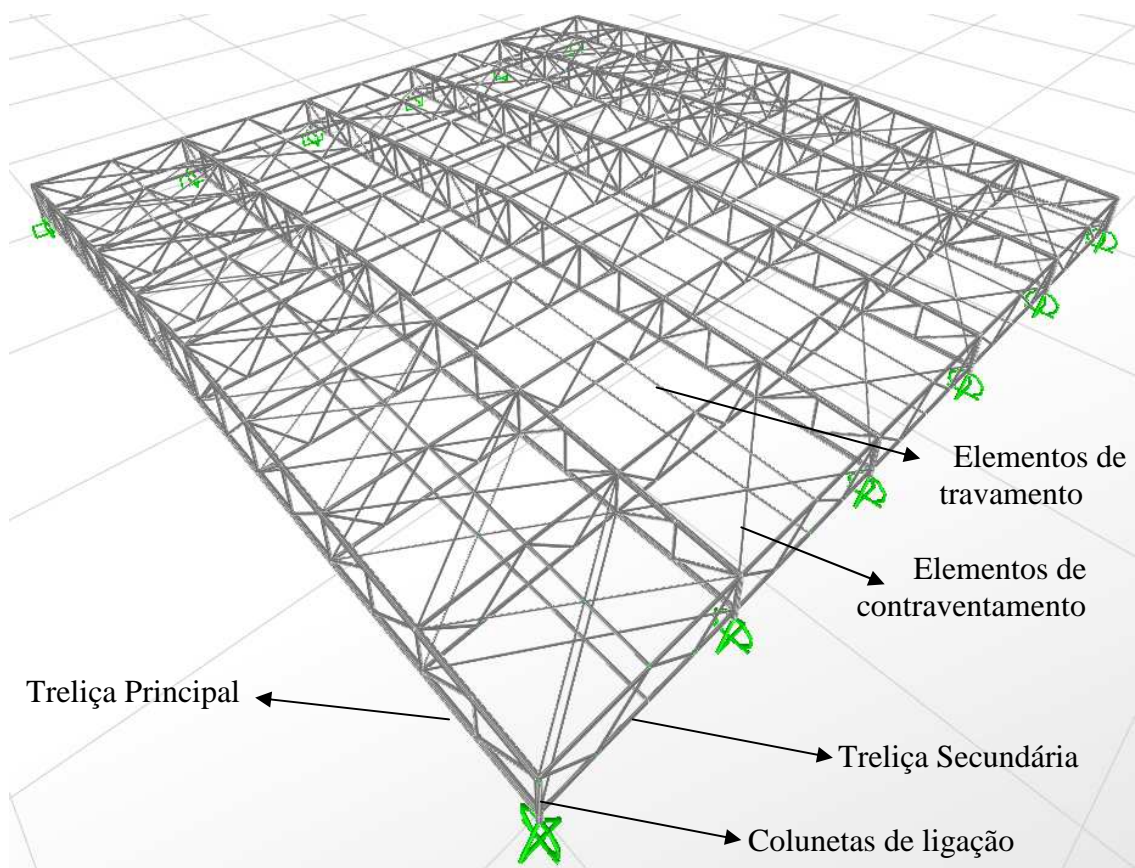


Figura 3.7 – Elementos da estrutura

3.2.2 Apresentação da geometria estrutural

O arranjo estrutural e os elementos da estrutura, bem como os perfis utilizados para o dimensionamento são mostrados nas figuras abaixo.

3.2.2.1 Treliça principal

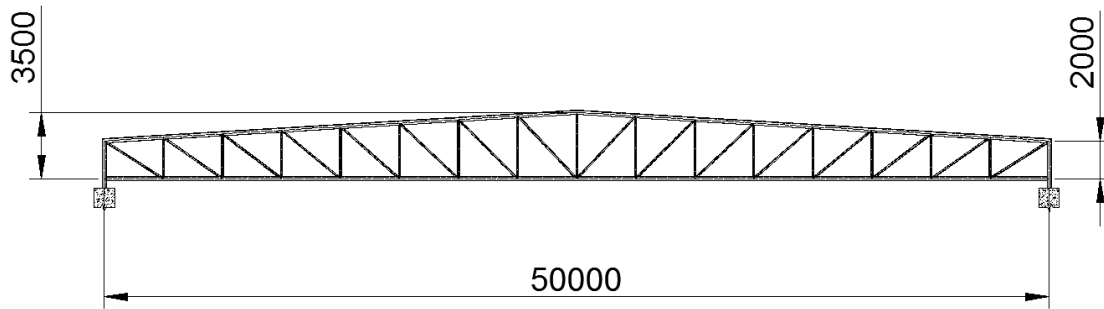


Figura 3.8 – Arranjo estrutural da treliça plana principal

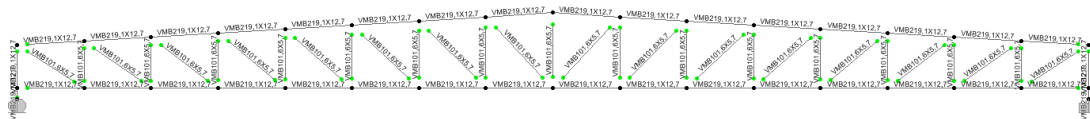


Figura 3.9 – Perfis típicos utilizados na treliça principal

3.2.2.2 Treliças secundárias

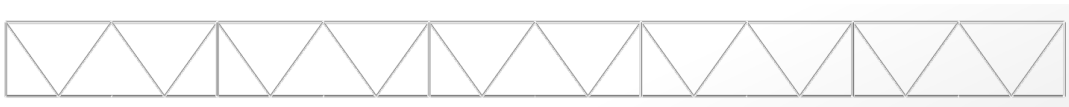


Figura 3.10 – Arranjo estrutural da treliça secundária

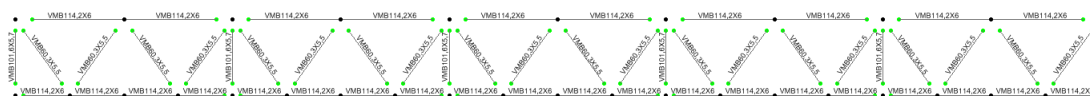


Figura 3.11 – Perfis típicos para a treliça secundária

3.2.2.3 Contraventamentos no plano das cordas

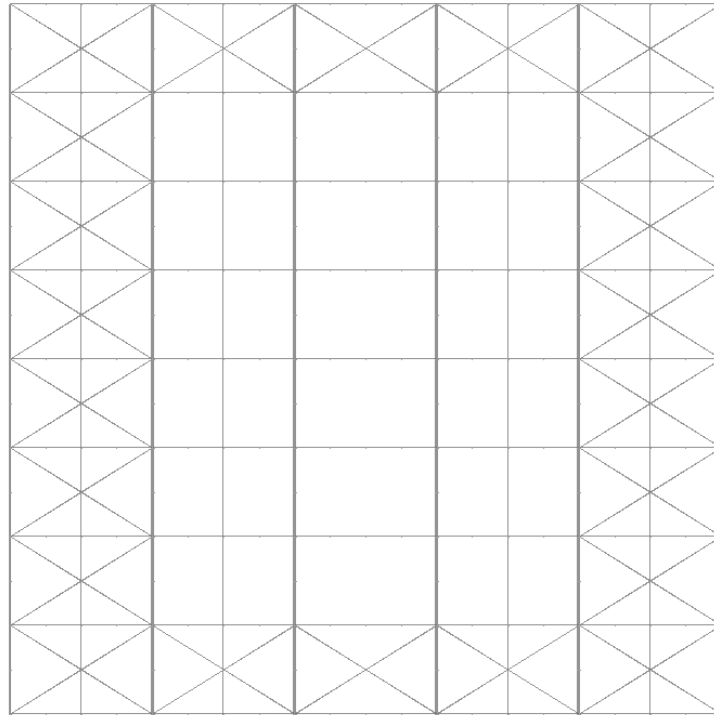


Figura 3.12 – Arranjo estrutural do plano das cordas

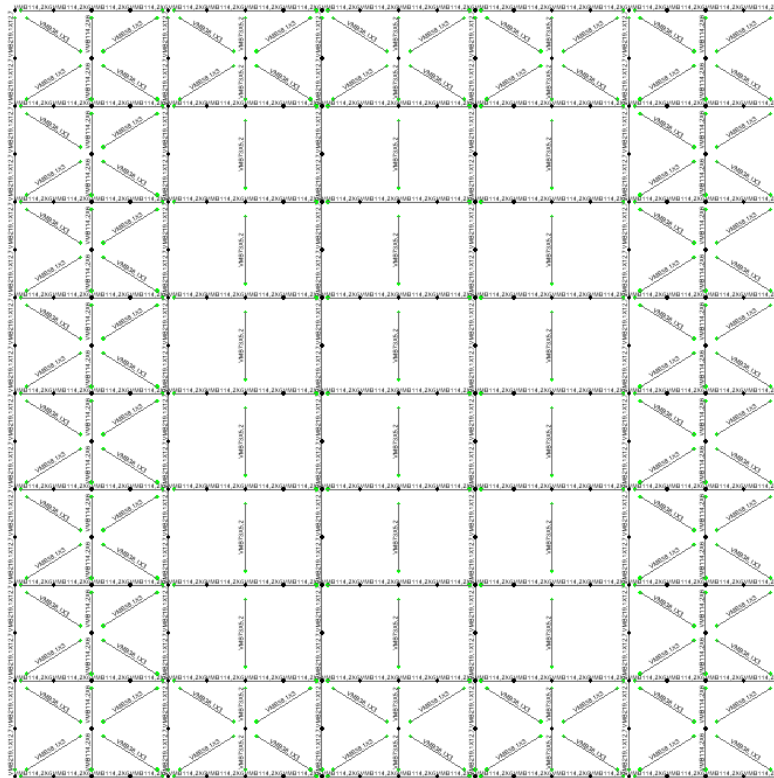


Figura 3.13 – Perfis típicos para o plano das cordas

3.2.2.4 Contraventamentos no plano das terças

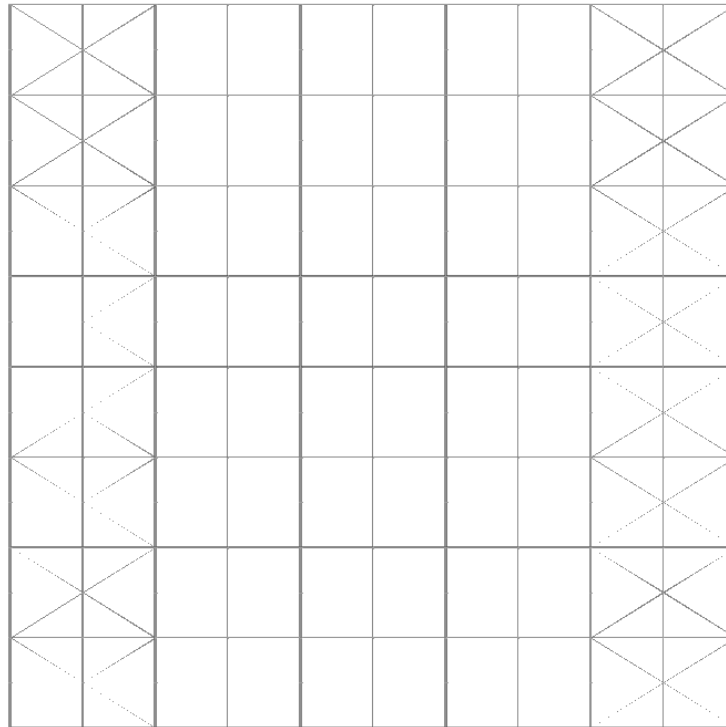


Figura 3.14 – Arranjo estrutural do plano das terças

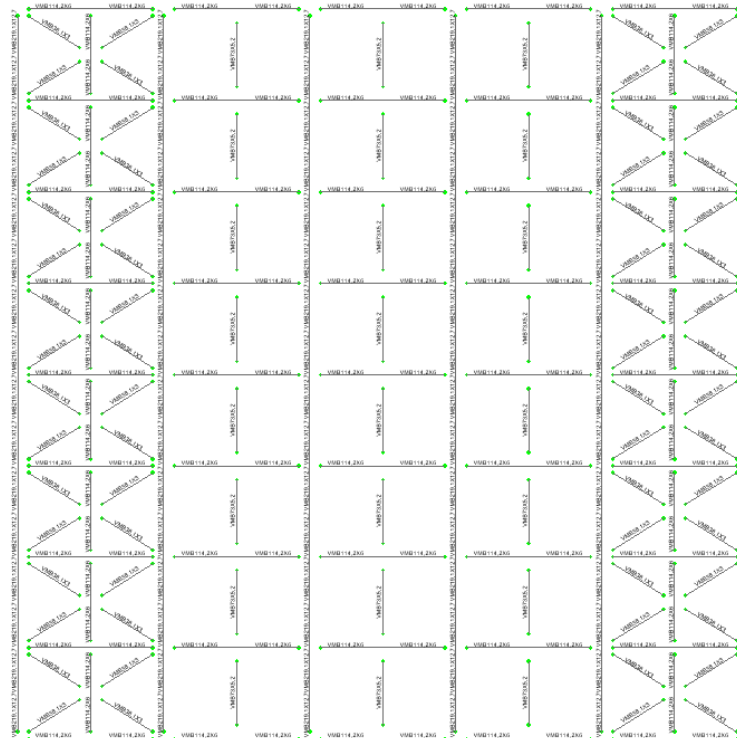


Figura 3.15 – Perfis típicos para o plano das terças

3.2.2.5 Colunetas de ligação

O sistema de apoio das treliças principais nas colunas de concreto foi idealizado, conforme mostrado na figura 3.16 abaixo, onde os banzos das treliças ligam-se as colunetas através de chapas parafusadas e estas transferem as cargas para a coluneta que por sua vez encontra-se apoiada nos pilares de concreto.

Apesar deste sistema ter se mostrado satisfatório no dimensionamento e nas verificações das barras, como alternativa foi estudado também um sistema onde o montante da extremidade da treliça principal, se apoia diretamente nos pilares de concreto como um apoio de segundo gênero, doravante chamado de treliçado plano alternativa 2, fazendo com que não haja solicitação de momento fletor nesta coluna.

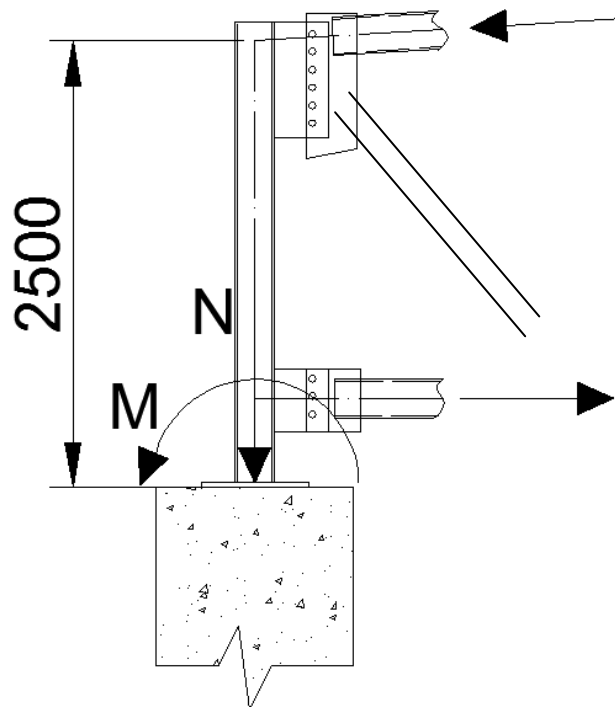


Figura 3.16 – Coluneta de ligação alternativa 1

3.2.3 Modelagem estrutural

A modelagem estrutural da estrutura acima apresentada foi feita no software SAP2000[16] e será apresentada abaixo.

A estrutura foi dimensionada automaticamente pelo referido programa através da norma americana AISC LRFD 99 e posteriormente foi verificada pelas prescrições da norma brasileira NBR 8800/08[1] e estas verificações assim como o dimensionamento gerado pelo programa utilizado estão apresentadas no anexo A do presente trabalho, juntamente com outras verificações, como a das ligações mais importantes da estrutura.

Como dispomos juntas de dilatação de 50 em 50 metros, a estrutura foi dividida em módulos neste espaçamento, e modelada seguindo este conceito.

- **Vista em perspectiva do modelo**

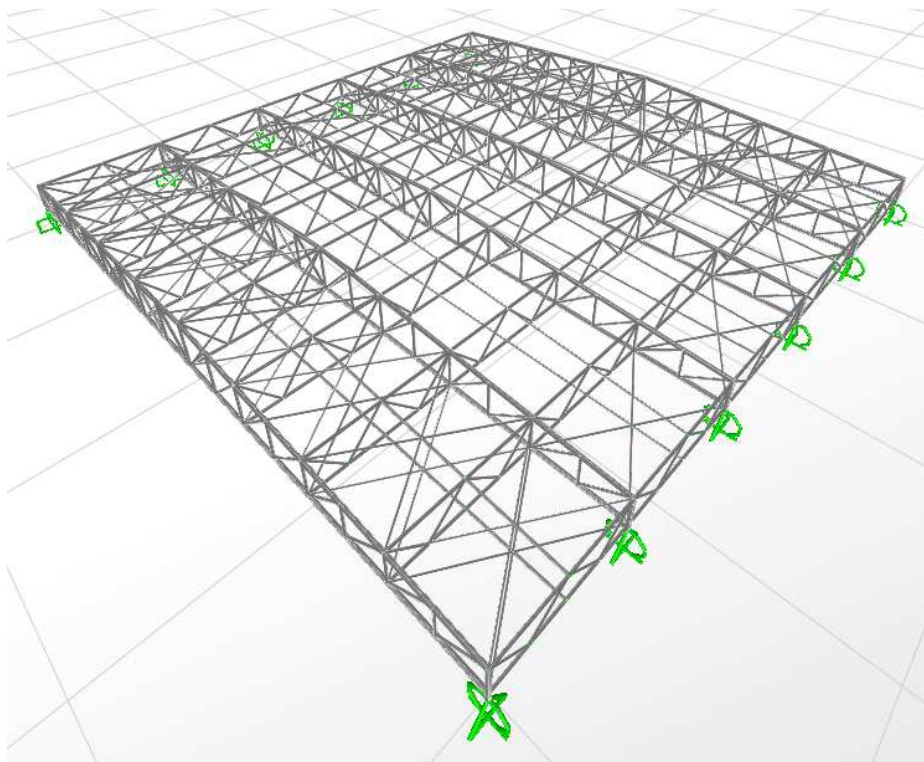


Figura 3.17 – Vista em perspectiva do modelo

- **Vista em perspectiva frontal**

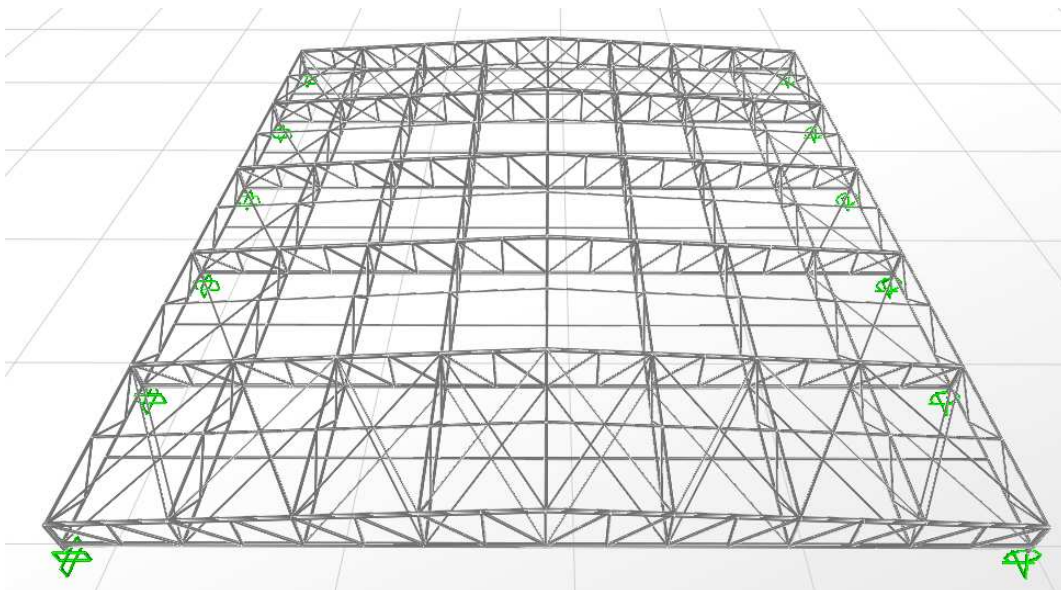


Figura 3.18 – Vista em perspectiva frontal do modelo

- **Vista em perspectiva lateral**

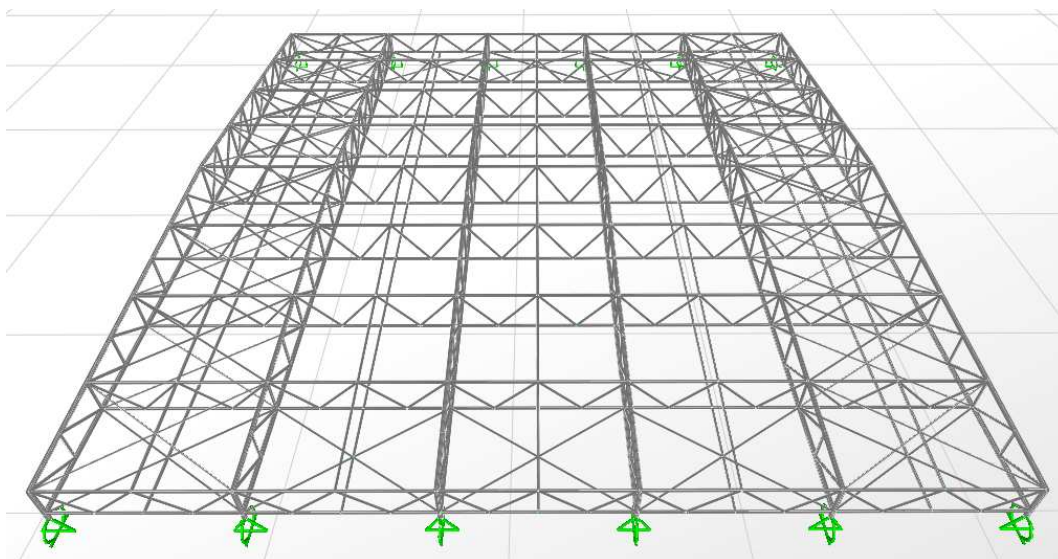


Figura 3.19 – Vista em perspectiva lateral

3.2.3.1 Condições de contorno

As condições de contorno adotadas para as modelagens das alternativas 1 e 2 foram:

- **Alternativa 1**

Na alternativa 1 foi disposto em um apoio da treliça principal uma rótula deslizante na direção da treliça com o intuito de não introduzir esforços normais na estrutura, e no apoio oposto foi idealizado um apoio engastado nas duas direções, conforme exhibe a figura 3.20.

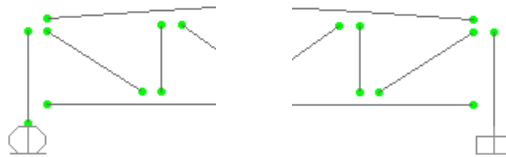


Figura 3.20 – Condições de contorno para alternativa 1

- **Alternativa 2**

Nesta alternativa foi disposto um apoio rotulado em um lado da treliça principal e do lado oposto também rotulado, mas com a direção no sentido da treliça livre para se deslocar, também com o objetivo de não introduzir esforços normais na estrutura da treliça principal.

A figura 3.21 exemplifica as condições de contorno adotadas para este modelo.



Figura 3.21 – Condições de contorno adotadas para a alternativa 2

3.2.4 Perfis utilizados

Os perfis utilizados em ambas as alternativas do treliçado plano com perfis circulares, estão descritos na tabela 3.5 abaixo.

| Componente | Elemento | Perfil tubular circular |
|-------------------------|---------------------|-------------------------|
| Treliças principais | Banzo Superior | VMB 219,1 x 12,7 |
| | Banzo inferior | VMB 219,1 x 12,7 |
| | Diagonais | VMB 101,6 x 5,70 |
| | Montantes | VMB 101,6 x 5,70 |
| Treliças secundárias | Banzo Superior | VMB 114,2 x 6,00 |
| | Banzo inferior | VMB 114,2 x 6,00 |
| | Diagonais | VMB 60,30 x 3,90 |
| Contraventamentos | Plano das cordas | VMB 38,10 x 3,00 |
| | Plano das terças | VMB 38,10 x 3,00 |
| Elementos de travamento | Vãos extremos | VMB 114,2 x 6,00 |
| | Vãos intermediários | VMB 73,00 x 5,20 |
| Coluneta | - | VMB 219,1 x 12,7 |

Tabela 3.6 – Perfis utilizados nas alternativas do treliçado plano com perfis circulares

3.3 Projeto do treliçado plano com banzos retangulares

Além do treliçado plano composto em sua totalidade por perfis circulares, elaboramos também um arranjo estrutural com perfis retangulares nos banzos superiores e inferiores das treliças principais e secundárias.

Este modelo foi estudado com o objetivo de minimizar os custos das ligações geradas entre os montantes e as diagonais circulares das treliças com os banzos circulares, pois nesta situação eles requerem um tratamento especial nas extremidades a fim de se promover o perfeito encaixe entre os tubos, o que eventualmente pode encarecer o processo de fabricação e montagem.

Esta alternativa segue o mesmo conceito e a mesma geometria estrutural da treliça plana com banzos circulares, portanto serão descritos somente os aspectos relevantes para a apresentação deste modelo.

3.3.1 Modelagem estrutural

A modelagem estrutural também foi feita no software SAP2000[16].

O dimensionamento das barras foi feito seguindo o mesmo raciocínio da estrutura anteriormente apresentada, foi dimensionada pelo programa através da norma americana AISC LRFD 99 e posteriormente foi verificada pelas recomendações da norma brasileira NBR 8800/08[1], as verificações assim como o dimensionamento gerado pelo programa utilizado estão apresentados no anexo B do presente trabalho, juntamente com as verificações das ligações principais.

3.3.2 Condições de contorno

As condições de contorno e a opção de ligação com as colunas de concreto adotadas foram as mesmas da alternativa 2, anteriormente apresentada nos itens 3.2.2.5 e 3.2.3.1.

Em uma extremidade da treliça principal um apoio de segundo gênero e do lado oposto um apoio rotulado com a translação na direção da treliça livre.

3.3.3 Perfis utilizados

Os perfis utilizados no treliçado plano com banzos retangulares estão descritos na tabela 3.6 abaixo.

| Componente | Elemento | Perfil tubular circular |
|-------------------------|---------------------|--------------------------------|
| Treliças principais | Banzo Superior | VMB 200 x 150 x 12,7 |
| | Banzo inferior | VMB 200 x 150 x 12,7 |
| | Diagonais | VMB 101,6 x 5,70 |
| | Montantes | VMB 101,6 x 5,70 |
| Treliças secundárias | Banzo Superior | VMB 120 x 80 x 5,60 |
| | Banzo inferior | VMB 120 x 80 x 5,60 |
| | Diagonais | VMB 60,30 x 3,90 |
| Contraventamentos | Plano das cordas | VMB 38,10 x 3,00 |
| | Plano das terças | VMB 38,10 x 3,00 |
| Elementos de travamento | Vãos extremos | VMB 114,2 x 6,00 |
| | Vãos intermediários | VMB 73,00 x 5,20 |
| Coluneta | - | VMB 200 x 150 x 12,7 |

Tabela 3.7 – Perfis utilizados no treliçado plano com banzos retangulares

3.4 Projeto do treliçado tridimensional

A proposta da cobertura treliçada espacial, foi elaborada com a ajuda do aluno de Doutorado da COPPE Juarez Moara Santos Franco, que tem por objeto de sua tese a geração geométrica e análise estrutural de superfícies de casca e reticulados espaciais.

Através da técnica de scripting, a geometria da treliça espacial posteriormente apresentada foi desenvolvida no programa Rhinoceros [14] [15], em um script elaborado pelo doutorando, denominado algoritmo trussfronsurface.

De posse desta geometria, utilizou-se o programa comercial FEMAP [14] [15] para gerar o modelo estrutural discreto do treliçado espacial.

Com este modelo espacial discreto, foi possível com o aplicativo Mimesis [14] [15] a análise da estrutura e posteriormente o dimensionamento das barras da treliça espacial.

O Mimesis faz o dimensionamento de estruturas tubulares pelo Método dos Estados Limites, por realizar este método iterativamente ele acaba por otimizar a estrutura em questão, visando minimizar a massa aproximando o esforço solicitante à resistência de cálculo.

Em suma, segundo Franco o Mimesis [14] [15] realiza quatro etapas, calcula a resistência dos tubos, calcula as combinações de carga, prevê o comportamento da estrutura e faz o dimensionamento por Algoritmo Genético.

3.4.1 Apresentação da geometria e do modelo estrutural

Este tópico tem como objetivo apresentar a solução do treliçado espacial descrita acima.

3.4.1.1 Arranjo geral

O arranjo geral segue conforme apresentado nas figuras abaixo:

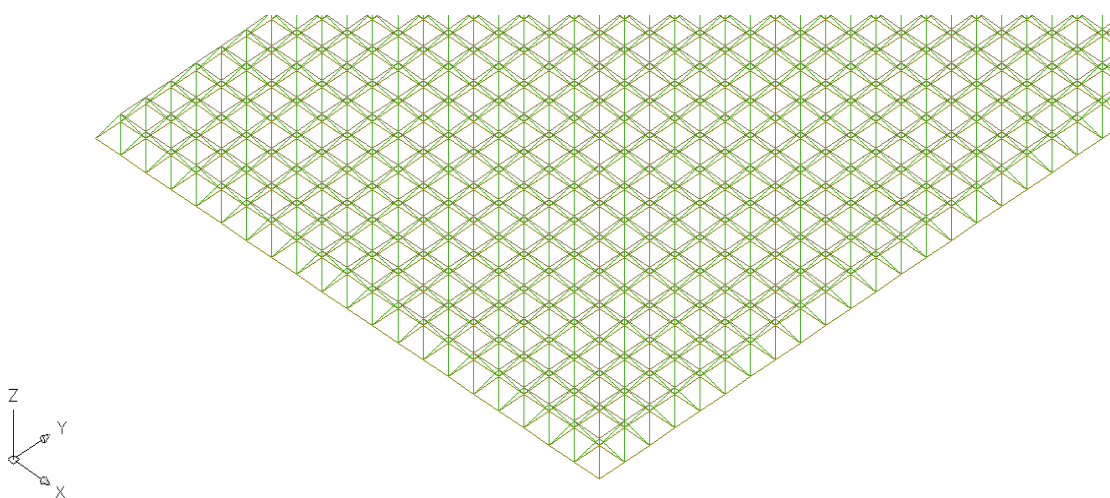


Figura 3.22 – Arranjo geral do treliçado espacial em unifilares

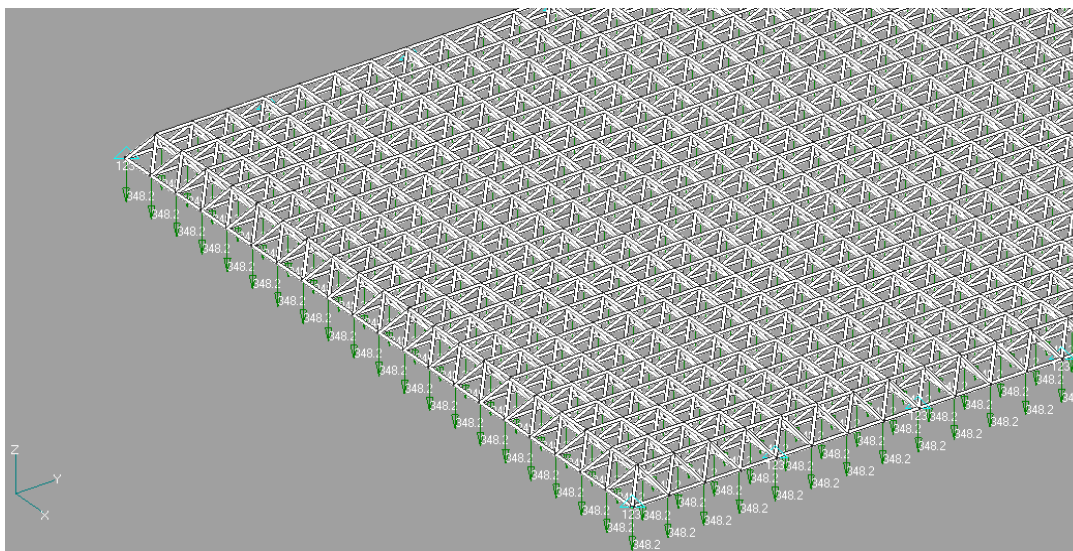


Figura 3.23 – Arranjo geral renderizado

3.4.1.2 Apresentação dos modelos

A princípio considerando os arranjos dos apoios propostos no item 3.1.1, foi desenvolvido e analisado um módulo de 50 metros de vão por 10 metros, que configura um vão entre os apoios longitudinais. Após alguns estudos feitos sobre o assunto de treliças espaciais, não foi difícil verificar que a distância entre estes apoios longitudinais não se encaixariam bem na solução do treliçado espacial, por serem muito curtas para tal solução.

Pensando nisso, foi feita uma re-análise com distância longitudinal entre apoios igual a 20 metros, a título de verificarmos o comportamento das duas estruturas quando solicitadas aos mesmos carregamentos. Além disso, esta alternativa pode surgir como opção para obter um maior vão livre no sentido longitudinal.

Apesar de não ter sido feita nenhuma análise em um módulo de 50m x 50m, este modelo parece ser o mais indicado quando tratamos do sistema estrutural em treliçado espacial, pois apresenta um vão considerável nas duas direções.

Os devidos arranjos analisados são mostrados abaixo, bem como as propriedades de cada modelo.

- **Modelo de 50 x 10**

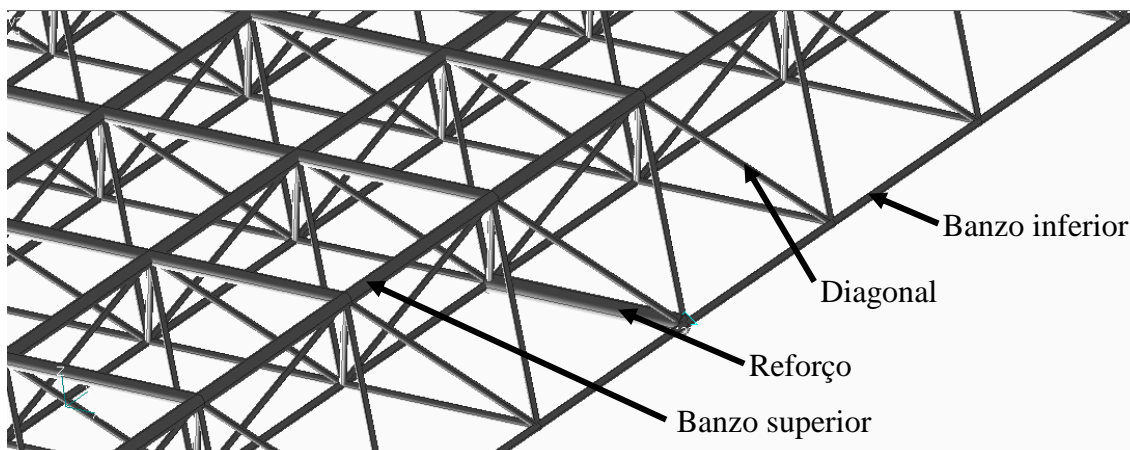


Figura 3.24 – Arranjo estrutural treliça tridimensional módulo 50 x 10

Os esforços encontrados no modelo seguem em um diagrama de cores e valores, conforme indica a figura abaixo, a verificação das barras mais solicitadas da estrutura em questão pode ser encontrada no anexo C do presente trabalho.

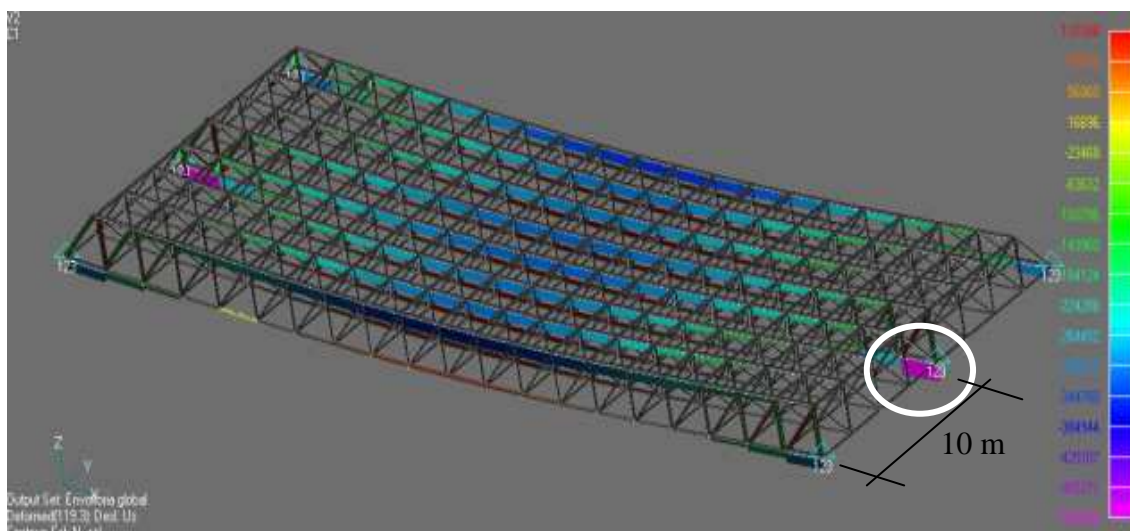


Figura 3.25 – Esforços na treliça tridimensional módulo 50 x 10

O ponto em destaque refere-se à região onde se fez necessário reforço na estrutura, por motivo de altos esforços de compressão. Esta região em mostrada em destaque na figura abaixo.

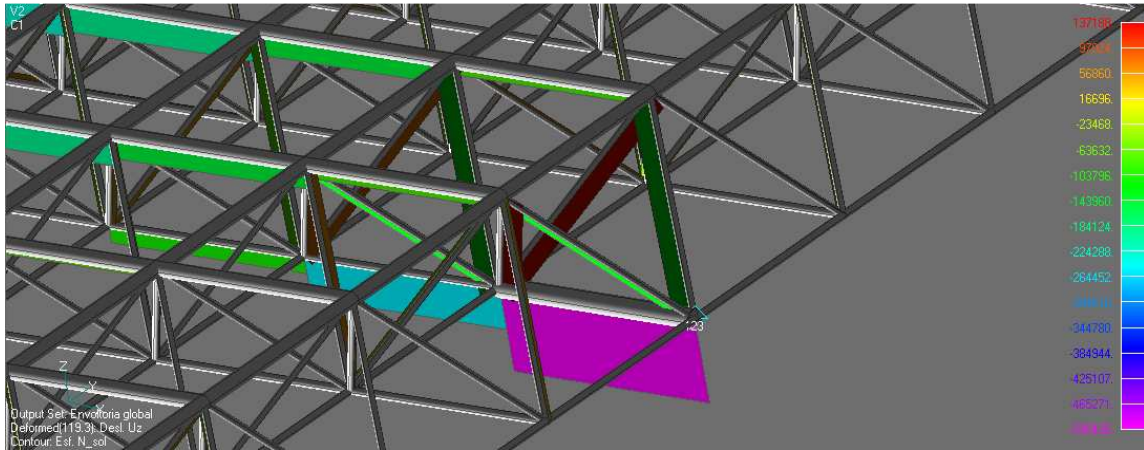


Figura 3.26 – Região de reforço da treliça tridimensional módulo 50 x 10

Podemos observar acima um alto esforço de compressão na barra do banzo inferior em destaque, onde foi necessário aumentar a seção do tubo.

- **Modelo de 50 x 20**

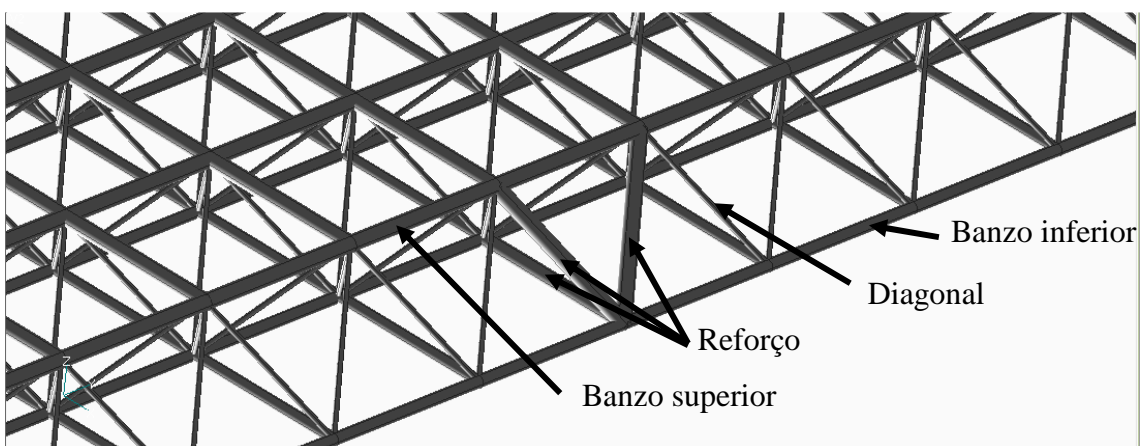


Figura 3.27 – Arranjo estrutural treliça tridimensional módulo 50 x 20

Os esforços encontrados neste modelo e mostrados abaixo também seguem um diagrama de cores e valores, a verificação das barras mais solicitadas pala este modelo também pode ser encontrada no anexo C do presente trabalho.

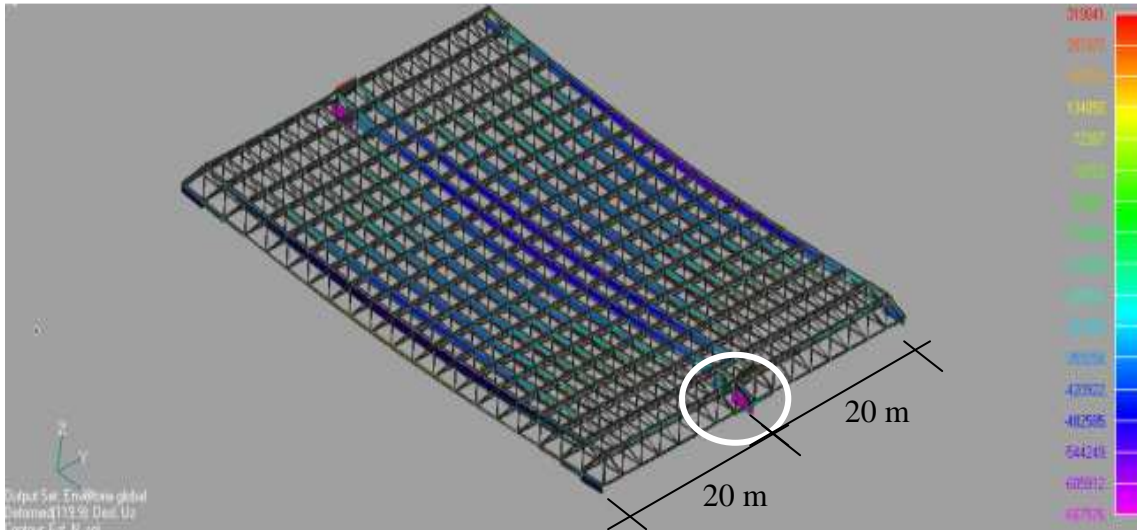


Figura 3.28 – Esforços na treliça tridimensional módulo 50 x 20

O ponto em destaque mostra à região onde se fez necessário reforço na estrutura, por motivo de altos esforços de compressão. Esta região é mostrada em destaque na figura baixo.

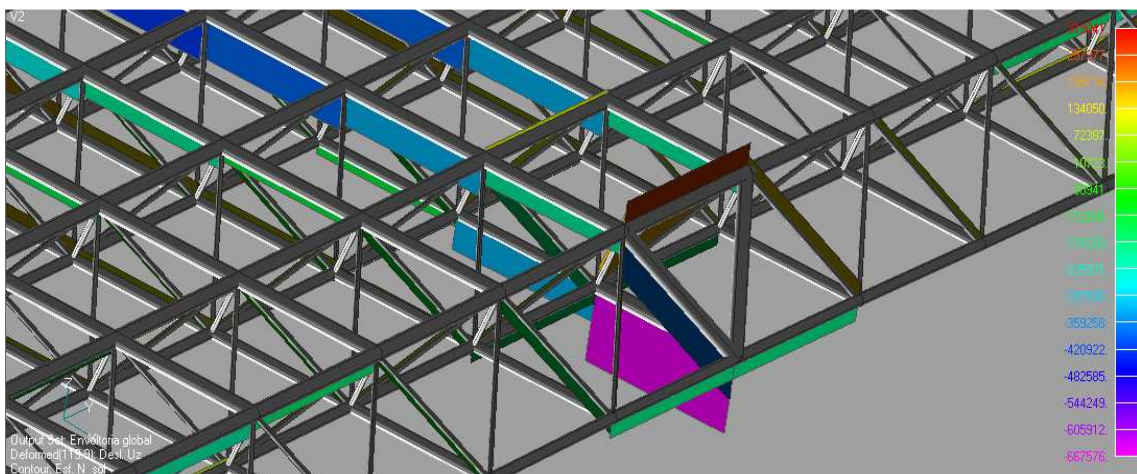


Figura 3.29 – Região de reforços na treliça tridimensional módulo 50 x 20

Para o módulo de 50m x 20m as barras reforçadas compreendem um elemento de banzo inferior e duas diagonais, conforme mostram as figuras, Figura 3.27 – Arranjo estrutural treliça tridimensional módulo 50 x 20 e Figura 3.29 – Região de reforços na treliça tridimensional módulo 50 x 20.

3.4.2 Propriedades dos modelos analisados

A seguir é apresentada uma tabela com as barras utilizadas nos modelos bem como as solicitações máximas em cada barra e sua resistência de cálculo.

- **Módulo de 50 x 10**

| Módulo de 50 x 10 | | | |
|---------------------------------------|--------------|---|---|
| | Perfil | Solicitação (kN) (-compressão/+tração) | Resistência (kN) (-compressão/+tração) |
| Banzo inferior | VMB88,9x5,5 | -230,2 | -458,5 |
| Banzo superior | VMB168,3x7,1 | -350,5 | -1144 |
| Diagonais | VMB73x5,2 | -127,8 | -352,4 |
| Barras reforçadas (banzo inferior) | VMB219,1x8,2 | -505,4 | -1728,6 |

Tabela 3.8– Propriedades do modelo de 50 x 10

- **Módulo de 50 x 20**

| Módulo de 50 x 20 | | | |
|---|--------------|---|---|
| | Perfil | Solicitação (kN) (-compressão/+tração) | Resistência (kN) (-compressão/+tração) |
| Banzo inferior | VMB168,3x7,1 | -359,2 | -1144 |
| Banzo superior | VMB219,1x8,2 | -350,5 | -1728,7 |
| Diagonais | VMB73x5,2 | -174,3 | -352,4 |
| Barras reforçadas (banzo inferior e diagonais) | VMB219,1x8,2 | -667,7 | -1728,6 |

Tabela 3.9 – Propriedades do modelo de 50 x 20

3.4.3 Considerações sobre as ligações

As ligações entre as barras de um reticulado espacial são de suma importância para a confiabilidade, o comportamento e o custo final da estrutura. A definição do sistema de ligação está diretamente ligada aos perfis, à quantidade e a geometria de disposição destes ao nó. A maioria dos sistemas treliçados espaciais, apresentam ligações parafusadas, pois as ligações soldadas possuem custo elevado e são de difícil execução.

O sistema MERO é o sistema mais conhecido e mais difundido em todo o mundo. Consiste em barras de seção tubular circular que são conectados por parafusos em suas extremidades através de uma peça de ligação, onde os parafusos são torqueados nas peças garantindo a transferência de esforços entre as barras.

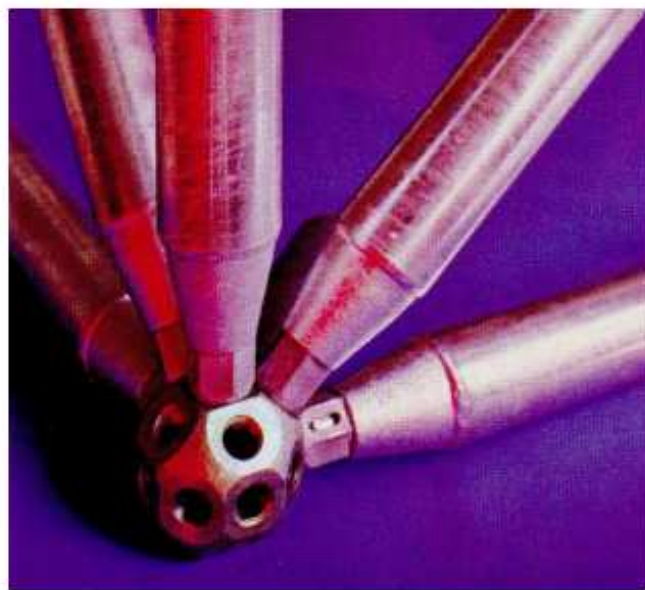
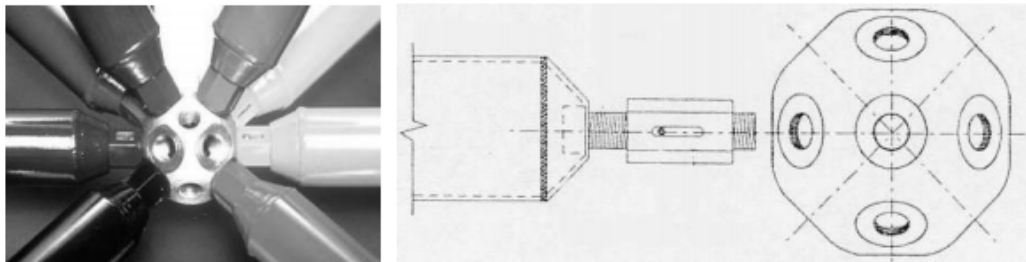


Figura 3.30 – Sistema MERO

Além deste sistema, existem inúmeros outros que surgem como alternativa para o sistema de ligação das treliças espaciais.

Um deles é o típico sistema de nós amassados (figura 3.21), onde o nó é formado pela sobreposição das barras amassadas unidas por um único parafuso que prende o conjunto. Estudos indicam que este nó não é confiável, pois há a possibilidade de formação de mecanismos na barra junto ao nó, que gerariam a ruptura da ligação. Apesar de este sistema ser ainda o mais empregado no país devido ao baixo custo de fabricação e montagem, deve ser definitivamente banido, devido ao comportamento inadequado acima referido.

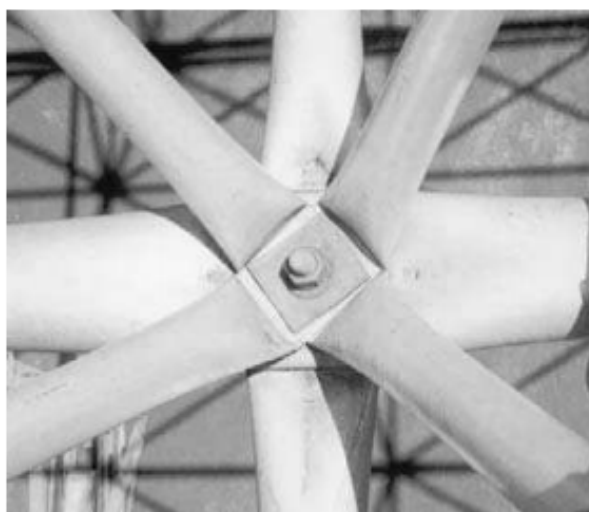


Figura 3.31– Típico sistema de nós amassados

Outra alternativa, é o chamado nó de aço, com as barras providas de ponteiros, ligadas ao nó composto de chapas soldadas. Essa solução oferece rigidez adequada à ligação. Apesar de esta ligação apresentar maior custo do que de ligação de pontas amassadas, se mostra mais indicada conforme atestam pesquisas experimentais [8].

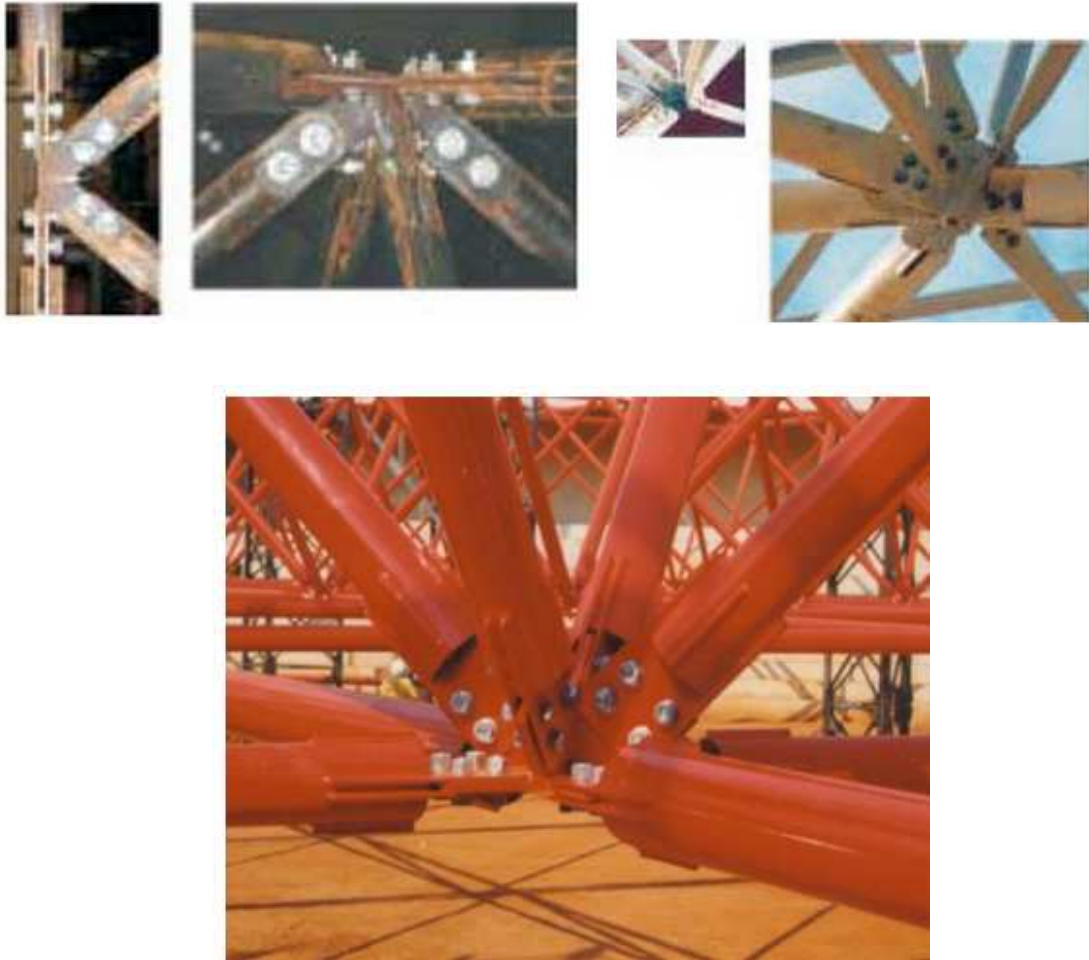


Figura 3.32 – Nó de aço

3.4.4 Dimensionamento e verificação das barras

O dimensionamento das barras foi realizado pelo aplicativo Mimesis [14] [15] conforme descrito no item 3.4. Este aplicativo utilizou a norma de aço NBR8800/2008[1] e suas recomendações, para fazer o dimensionamento dos elementos componentes da estrutura.

No anexo C do presente trabalho, se encontram algumas verificações para as barras mais solicitadas da estrutura em questão, também verificadas pela norma NBR 8800/2008[1], a título de verificarmos a validade do dimensionamento proposto pelo programa de cálculo.

CAPÍTULO 4

4 ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES PROPOSTAS

Este capítulo tem por objetivo a análise comparativa das soluções propostas apresentadas no capítulo 3, sob diferentes pontos de vistas como, o custo da estrutura, a fabricação, o transporte de peças componentes da estrutura, a montagem, a disponibilidade no mercado, entre outros.

Todos estes fatores contribuem para a determinação do custo global da estrutura, e influenciam diretamente na escolha do sistema estrutural adotado.

Todavia, esta não é uma tarefa fácil de ser realizada, a determinação do melhor arranjo estrutural da cobertura proposta no capítulo 3, será função de inúmeros fatores e considerações que deverão ser feitas para se chegar a um resultado. Ainda assim, este resultado, apesar de ter grandes chances de ser fiel a uma melhor escolha, pode não retratar a realidade de projeto de uma situação real, haja visto que foi necessário fazer uma série de considerações para se estudar o assunto.

Em vista disto, elaboramos um quadro onde podemos ver as vantagens e desvantagens de cada solução estrutural segundo os aspectos analisados levando em conta as considerações feitas para cada caso.

As estruturas que serão analisadas sob estes aspectos são:

- 1) **Treliça plana composta por perfis tubulares circulares**
- 2) **Treliça plana com banzos em perfis tubulares retangulares**
- 3) **Treliça espacial Módulo 50 x 10**

4.1 Análise econômica e construtiva

4.1.1 Peso da estrutura

A análise do custo da estrutura está diretamente ligada ao peso da estrutura, por isso foram levantados os pesos totais das estruturas relacionadas e o peso por metro quadrado de área construída, com o objetivo de comparar estes valores para definição do sistema mais econômico para a cobertura em questão.

A seguir é apresentada uma tabela com os valores levantados:

| Pesos das estruturas analisadas | | | |
|--|-------------------------------------|--------------------------|---------------------------------|
| Solução | Descrição | Peso Total (tonf) | Peso/m² (kgf) |
| 1 | Treliçado plano perfis circulares | 304,5 | 30,45 |
| 2 | Treliçado plano banzos retangulares | 305,2 | 30,52 |
| 3 | Módulo 50 x 10 (considerado) | 448,3 | 44,83 |
| | Módulo 50 x 20 | 704,1 | 70,41 |

Tabela 4.1 – Pesos das estruturas analisadas

4.1.2 Fabricação da estrutura

A fabricação dos tubos a principio deve seguir o mesmo conceito em todas as soluções de coberturas apresentadas. Nas soluções 1 e 2 como os tubos via de regra tem maiores diâmetros, do que na solução espacial, é provável que sua fabricação se torne mais onerosa por este motivo. Já na treliça espacial teremos tubos com menores diâmetros e, portanto, podem vir a serem menos custosos do ponto de vista da fabricação.

Outro ponto de vista que pode ser abordado sobre as soluções 1 e 2, é que os perfis tubulares retangulares das treliças principais e secundárias da estrutura 2, são derivados através da deformação, podendo ser a quente ou a frio, dos perfis circulares após o

processo de laminação. Este fator também pode aumentar o custo dos perfis tubulares retangulares no que se diz respeito à fabricação.

4.1.3 Transporte

O transporte dos elementos estruturais para o local da construção também é um fator a ser considerado no momento da escolha da melhor solução de cobertura para o dado projeto.

É bastante intuitivo pensarmos que à medida que tenhamos menores dimensões das peças, conseguiremos facilitar e diminuir o custo do transporte dos elementos estruturais.

Partindo deste princípio a estrutura da treliça espacial leva certa vantagem neste requisito, pois as dimensões das peças são bem inferiores as soluções 1 e 2.

4.1.4 Montagem

A montagem da estrutura está principalmente relacionada, aos tipos de ligações que podem ocorrer nos arranjos estruturais enfocados.

Porém há outros fatores que também podem influenciar na facilidade, rapidez ou no custo da montagem estrutural. Um destes fatores que pode ser citado é o método de montagem.

Por exemplo, se a estrutura for dimensionada para ser montada no chão e içada até seu destino final, e este processo for viável, apesar de se ter um gasto maior com maquinário, isto pode diminuir consideravelmente o tempo de montagem, além disso, pode-se reduzir o risco de acidentes, que se torna maior quando a montagem é feita já no destino final da estrutura em questão.

Levando em conta as considerações feitas acima, e assumindo que o arranjo estrutural 1 terá suas principais ligações feitas com a utilização de chapas parafusadas, conforme demonstrado no capítulo 2, o arranjo 2 terá ligações diretamente soldadas, devido à facilidade das ligações de banzos retangulares com montantes e diagonais circulares, a solução 3 terá ligações do tipo chapa de nó apresentada no capítulo 4 e considerando ainda, que esta será a única solução que poderá ser possivelmente içada e montada em módulos, podemos determinar no quadro 4.2 as vantagens e desvantagens de cada solução segundo os critérios analisados.

4.2 Tabela comparativa

A seguir é mostrada a tabela gerada com a comparação dos sistemas segundo suas principais carecterísticas.

| | Vantagens | Desvantagens |
|------------------|---|---|
| Solução 1 | Peso da estrutura (estrutura mais leve) | Transporte (peças de maiores comprimentos) |
| | Montagem (ligações de chapas parafusadas práticas e econômicas) | Fabricação (peças de maiores diâmetros) |
| Solução 2 | Peso da estrutura (estrutura mais leve) | Transporte (peças de maiores diâmetros) |
| | Montagem (ligações soldadas, mais custosas, porém práticas) | Fabricação (peças derivadas dos perfis circulares por amassamento) |
| Solução 3 | Transporte (peças de menores comprimentos) | Peso da estrutura (estrutura mais pesada) |
| | Fabricação (peças de menores diâmetros) | Montagem (ligações práticas, porém custosas e em grande quantidade) |

Tabela 4.2 – Valores qualitativos para as soluções

CAPÍTULO 5

5 CONCLUSÃO

O trabalho proposto visou estudar os assuntos pertinentes ao desenvolvimento dos sistemas de coberturas em perfis tubulares, propor algumas soluções e alternativas ao projeto de uma cobertura apresentada e comparar estas soluções para se chegar ao melhor projeto, dentre as alternativas propostas.

Para tanto, foi necessário lançar mão de uma série de definições e considerações feitas ao longo do trabalho desenvolvido, com o intuito de tornar possível a comparação entre os arranjos propostos. Este fator se mostrou bem claro no capítulo 4, onde tivemos que elaborar um quadro de análise para avaliar as vantagens e desvantagens de cada sistema e tornar mais tangível a comparação entre os sistemas analisados.

Embora tenhamos pensado neste quadro comparativo para eleger a melhor solução dentre as apresentadas, não há como indicar o melhor sistema sem os valores reais de cada solução segundo os critérios apresentados, pois cada solução é favorecida em determinados aspectos e desfavorecida em outros, isto faz com que o resultado da análise seja uma função do tipo de construção e dos fatores que mais influenciarão na execução da estrutura da cobertura.

O sistema de comparação proposto pode ser aceito como um modelo de análise, e como todo modelo, visa retratar a realidade a partir de determinadas limitações que podem influenciar na escolha da cobertura.

Contudo, a tabela 4.2 não gera nenhum dado que seja absurdo aos olhos do presente autor, e mostra que cada sistema ou arranjo construtivo tem suas vantagens e desvantagens face os fatores de influência.

Conseguimos mostrar, portanto, através deste trabalho, que não há um sistema perfeito que atenda uma cobertura sempre com um desempenho máximo, o que temos na verdade é um conjunto de fatores decorrentes da construção, que devem ser pesados no momento do projeto do arranjo, e se faz necessário dar mais ênfase a alguns aspectos em detrimento de outros para obter a melhor estrutura para cada caso particular.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ABNT – NBR 8800/2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, Brasil, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008.
- [2] EUROCODE 3 - Design of steel structures. (ENV 1993-1.3: 1996)
- [3] PACKER, J. A et al. *Hollow Sections in Structural Applications*. Geneva, Switzerland, 2010.
- [4] RAUTARUUKKI OYJ, H.V. *Design Handbook for Rautaruukki Structural Hollow Sections*. Hâmeenlinna, 1998.
- [5] ABNT - PROJETO DE NORMA ABNT NBR TUBOS, 2010. – Projeto de estruturas de aço e de estrutura mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010.
- [6] ABNT – NBR 6123/1988 - Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, Brasil, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980.
- [7] SANTOS, A. F. – *Ligações de Barras Tubulares Para Estruturas Metálicas Planas* – Dissertação (Mestrado em engenharia de Estruturas) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. UNICAMP. Campinas, 2003.
- [8] BATISTA, E. M. ;BATISTA, R. C. ; PFEIL, Michèle S. . *Strengthening a reticulated spherical dome against local instabilities*. Journal Of Constructional Steel Research, Oxford, v.57,p. 15-28, 2001.

- [9] BELLEI, I.H. *Edifícios industriais em aço: projeto e cálculo*. São Paulo, 1994.
- [10] SAMARRA, F. A. . *Estudo numérico-experimental de treliças tubulares planas para coberturas padronizadas para grandes vãos*. M.Sc, Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil Arquitetura e Urbanismo, Campinas, São Paulo, 2007.
- [11] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC) - Specification for Structural Steel Building. Chicago, 2005.
- [12] CIDECT - Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading (1). Cologne, Germany, 1991.
- [13] SALMON, C.G.; JOHNSON, J.E. *Steel structures: design and behavior*. 4.ed. New York, Harper & Row, 1996.
- [14] FRANCO, J. M. S; BATISTA, E. M. ;LANDESMANN, A . Reticulados espaciais em aço inspirados na natureza: geração geométrica e otimização multi-objetivos via fronteira de pareto. In: XXXII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, 2011, Ouro Preto. XXXII CILAMCE Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering. Ouro Preto: UFOP, 2011.v.Único.p.72-72.
- [15] FRANCO, J. M. S. ; BATISTA, E. M. ; LANDESMANN, A. . Busca de forma via algoritmos genéticos para treliças espaciais inspiradas na natureza. In: XXXIV JORNADAS SUDAMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL. Instituto de Investigaciones Antisismicas Ing. Aldo Bruschi, San Juan, 2010.v.Único.

[16] SAP2000. Structural Analysis Program. Versão 14.3. Informações:
<www.csiberkeley.com>.

ANEXO A

A. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA TRELIÇADA COMPOSTA DE PERFIS TUBULARES CIRCULARES

Neste anexo, é mostrado o dimensionamento da estrutura do treliçado plano composto em sua totalidade por perfis tubulares circulares, utilizando o programa SAP2000, bem como o dimensionamento manual de algumas barras da treliça principal do sistema de cobertura adotado.

O programa SAP 2000 não possui a norma brasileira. Desta maneira utilizou-se para o dimensionamento dos perfis utilizados a norma americana, com as combinações mostradas no item A.1.

Posteriormente as barras mais solicitadas encontradas na solução estrutural adotada foram verificadas através da norma brasileira NBR8800/2008[1], como visto adiante.

A.1. Combinações de cálculo

As combinações de cálculo para o dimensionamento da estrutura foram realizadas de acordo com a norma NBR8800/2008[1], conforme indicado na tabela A.1. Observa-se que nesta estrutura foram utilizados os seguintes carregamentos: carregamento permanente, sobrecarga e vento de sucção.

| Combinação | CP | SC | Vento na Direção X (0°) | Vento na Direção Y (90°) |
|------------|-----|-----|-------------------------|--------------------------|
| 1 | 1,4 | 1,5 | - | - |
| 2 | 1 | - | 1,4 | - |
| 3 | 1 | - | - | 1,4 |

Tabela A. 1 – Combinações de Cálculo

A.2. Dimensionamento da Estrutura

Neste item, é mostrado o dimensionamento da estrutura da treliça plana com perfis circulares, utilizando o programa SAP2000, bem como o dimensionamento manual das barras mais solicitadas da treliça principal do sistema de cobertura.

A treliça principal foi dimensionada no programa SAP2000 com o qual se obteve os seguintes perfis, 219,1 x 12,7 para os banzos e 101,6 x 5,7 para as diagonais e montantes.

A tabela abaixo traz as características das seções utilizadas na treliça principal:

| Perfil | Massa/comp. | Área | Raio de giração | Mom. Inércia | Módulo elástico de resistência a flexão | Módulo plástico de resistência a flexão | Const. Torção | Módulo de resistência a torção |
|--------------|-------------|--------------------|-----------------|--------------------|---|---|--------------------|--------------------------------|
| Φ x esp. | (kg/m) | (cm ²) | (cm) | (cm ⁴) | (cm ³) | (cm ³) | (cm ⁴) | (cm ³) |
| | P | A | r | I | W | Z | It | Wt |
| 101,6 x 5,7 | 13,6 | 17,3 | 3,4 | 199 | 39,2 | 52,8 | 399 | 78,5 |
| 219,1 x 12,7 | 64,6 | 82,3 | 7,31 | 4400 | 402 | 542 | 8800 | 804 |

Tabela A. 2 – Características das seções utilizadas

A.3. Dimensionamento e Verificação

A.3.1. Dimensionamento e verificação do banzo inferior submetido à tração com flexão

- **Barra dimensionada e verificada**

Será dimensionada a barra mais solicitada do banzo inferior da treliça principal da estrutura, mostrada em destaque na figura abaixo.

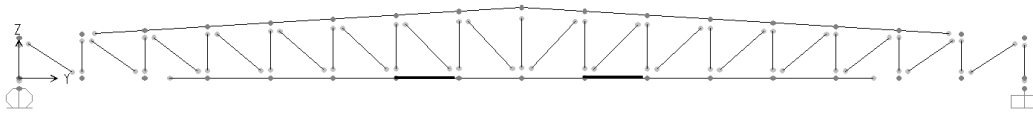


Figura A. 1– Banzo inferior analisado da treliça principal

- **Dimensionamento pelo programa SAP2000**

O Programa SAP2000 forneceu a folha de dimensionamento mostrada na figura A.2 abaixo.

| AISC-LRFD99 STEEL SECTION CHECK | | | | | | | | |
|---------------------------------|-------------|------------------|---|--------------|----------------|--------------|----------|-----------|
| Combo : COMB1 | | | | | | | | |
| Units : KN, m, C | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| Frame | : 572 | Design Sect: | UMB219,1X12,7 | | | | | |
| X Mid | : 0,000 | Design Type: | Beam | | | | | |
| Y Mid | : 29,688 | Frame Type: | Ordinary Moment Frame | | | | | |
| Z Mid | : 0,000 | Sect Class: | Compact | | | | | |
| Length | : 3,125 | Major Axis: | 0,000 degrees counterclockwise from local 3 | | | | | |
| Loc | : 3,125 | RLLF | : 1,000 | | | | | |
| Area | : 0,008 | SMajor | : 4,018E-04 | rMajor | : 0,073 | AVMajor | : 0,004 | |
| IMajor | : 4,402E-05 | SMinor | : 4,018E-04 | rMinor | : 0,073 | AVMinor | : 0,004 | |
| IMinor | : 4,402E-05 | ZMajor | : 5,417E-04 | E | : 199947978,80 | | | |
| Ixy | : 0,000 | ZMinor | : 5,417E-04 | Fy | : 344737,894 | | | |
| | | | | | | | | |
| STRESS CHECK FORCES & MOMENTS | | | | | | | | |
| Location | Pu | Mu33 | Mu22 | Uu2 | Uu3 | Tu | | |
| 3,125 | 761,405 | 3,670 | 0,128 | 2,040 | 0,008 | -0,007 | | |
| | | | | | | | | |
| PMH DEMAND/CAPACITY RATIO | | | | | | | | |
| Governing Equation | Total Ratio | P Ratio | MMajor Ratio | MMinor Ratio | Ratio Limit | Status Check | | |
| (H1-1a) | 0,317 | = 0,298 | + 0,019 | + 0,000 | 0,950 | OK | | |
| | | | | | | | | |
| AXIAL FORCE DESIGN | | | | | | | | |
| | Pu Force | phi*Pnc Capacity | phi*Pnt Capacity | | | | | |
| Axial | 761,405 | 1414,213 | 2555,023 | | | | | |
| | | | | | | | | |
| MOMENT DESIGN | | | | | | | | |
| | Mu Moment | phi*Mn Capacity | Cm Factor | B1 Factor | B2 Factor | K Factor | L Factor | Cb Factor |
| Major Moment | 3,670 | 168,075 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Minor Moment | 0,128 | 168,075 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 2,000 | |
| | | | | | | | | |
| SHEAR DESIGN | | | | | | | | |
| | Uu Force | phi*Un Capacity | Stress Ratio | Status Check | Tu Torsion | | | |
| Major Shear | 2,040 | 766,507 | 0,003 | OK | 0,000 | | | |
| Minor Shear | 0,008 | 766,507 | 1,058E-05 | OK | 0,000 | | | |

Figura A. 2 – Folha de dimensionamento do banzo inferior submetido a tração com flexão

- **Verificação pela NBR8800/08[1]**

A verificação pela norma NBR8800/2008[1] foi realizada através de um programa criado no software Mathcad, programado especificamente para ser apresentado no presente projeto.

A resolução da barra através do programa é mostrada abaixo:

Perfil: VBM 219,1 x 12,7

Características da seção:

| | |
|--------------------------|---|
| $D := 219.1\text{mm}$ | (diâmetro do tubo) |
| $t := 12.7\text{mm}$ | (espessura do tubo) |
| $E := 200\text{GPa}$ | (módulo de elasticidade do aço considerado) |
| $f_y := 350\text{MPa}$ | (aço VMB350 ou ASTM A572 Gr.50) |
| $A_g := 82.3\text{cm}^2$ | (área total ou área bruta) |
| $r := 7.31\text{cm}$ | (raio de giração) |
| $I := 4400\text{cm}^4$ | (momento de inércia) |
| $W := 402\text{cm}^3$ | (módulo elástico de resistência a flexão) |
| $Z := 542\text{cm}^3$ | (módulo plástico de resistência a flexão) |
| $I_t := 8800\text{cm}^4$ | (constante de torção) |
| $W_t := 804\text{cm}^3$ | (módulo de resistência a torção) |

Esforços solicitantes:

| | |
|---|---------------------------------|
| $N_t := 761.405\text{kN}$ | (solicitação axial) |
| $M_{xx} := 3.968\text{kN}\cdot\text{m}$ | (solicitação de momento em x-x) |
| $M_{yy} := 0.101\text{kN}\cdot\text{m}$ | (solicitação de momento em y-y) |

Considerando apenas a tração na barra:

- Escoamento da seção bruta:

$$N_{tRd} := 0.9 \cdot A_g \cdot f_y = 2.592 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$\text{Verificação} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } N_{tRd} > N_t \\ \text{"NO OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Razão de Tensões:

$$\text{Ratio} := \frac{N_t}{N_{tRd}} = 0.294$$

Considerando o efeito do momento fletor:

$$\lambda := \frac{D}{t} = 17.252$$

$$\lambda_p := \frac{0.07E}{f_y} = 40$$

$$\lambda_r := \frac{0.31E}{f_y} = 177.143$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"A Verificação Abaixo é Valida"} \text{ if } \lambda < 0.45 \frac{E}{f_y} \\ \text{"A Verificação Abaixo Não é Valida"} \text{ otherwise} \end{array} \right. = \text{"A Verificação Abaixo é Valida"}$$

$$M_{Rd} := \left\{ \begin{array}{ll} (0.9 \cdot Z \cdot f_y) \text{ if } \lambda < \lambda_p & = 170.73 \text{ kN} \cdot \text{ (momento resistente)} \\ \left[0.9 \left(\frac{0.021E}{\frac{D}{t}} + f_y \right) \cdot W \right] \text{ if } \lambda_p < \lambda < \lambda_r & \\ \left(0.9 \cdot \frac{0.33E}{\frac{D}{t}} \cdot W \right) \text{ if } \lambda > \lambda_r & \end{array} \right.$$

$$\text{Verificação} := \left\{ \begin{array}{ll} \text{"OK"} \text{ if } \left[\frac{N_t}{N_{tRd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_t}{N_{tRd}} > 0.2 < 1 & = \text{"OK"} \\ \left[\frac{N_t}{2N_{tRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_t}{N_{tRd}} < 0.2 & \\ \text{"NO OK"} \text{ if } \left[\frac{N_t}{N_{tRd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_t}{N_{tRd}} > 0.2 > 1 & \\ \left[\frac{N_t}{2N_{tRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_t}{N_{tRd}} < 0.2 & \end{array} \right.$$

Razão de tensões:

$$\text{Ratio} := \frac{N_t}{N_{tRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) = 0.318$$

A.3.2. Dimensionamento e verificação do banzo superior submetido à compressão com flexão

Será dimensionada a barra do banzo superior da treliça principal da estrutura sobre a pior condição de carregamento, gerando as solicitações mais desfavoráveis para a barra.

- **Barra dimensionada e verificada**

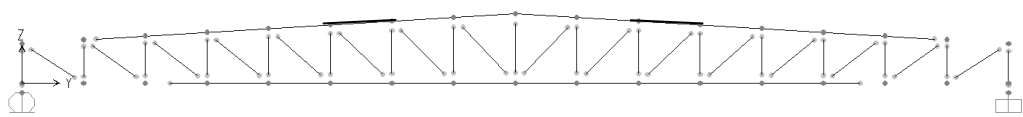


Figura A. 3 – Banzo superior analisado da treliça principal

- **Dimensionamento pelo programa SAP2000**

O Programa SAP2000 forneceu a folha de dimensionamento mostrada na figura A.4 abaixo.

| AISC-LRFD99 STEEL SECTION CHECK | | | | | | | | | |
|---------------------------------|-------------|------------------|---|--------------|----------------|--------------|----------|-----------|-------|
| Combo | : COMB1 | | | | | | | | |
| Units | : KN, m, C | | | | | | | | |
| Frame | : 137 | Design Sect: | UMB219,1X12,7 | | | | | | |
| X Mid | : 20,000 | Design Type: | Brace | | | | | | |
| Y Mid | : 32,813 | Frame Type | : Ordinary Moment Frame | | | | | | |
| Z Mid | : 3,031 | Sect Class | : Compact | | | | | | |
| Length | : 3,131 | Major Axis | : 0,000 degrees counterclockwise from local 3 | | | | | | |
| Loc | : 1,565 | RLLF | : 1,000 | | | | | | |
| Area | : 0,008 | SMajor | : 4,018E-04 | rMajor | : 0,073 | AUMajor | : 0,004 | | |
| IMajor | : 4,402E-05 | SMinor | : 4,018E-04 | rMinor | : 0,073 | AUMinor | : 0,004 | | |
| IMinor | : 4,402E-05 | ZMajor | : 5,417E-04 | E | : 199947978,80 | | | | |
| Ixy | : 0,000 | ZMinor | : 5,417E-04 | Fy | : 344737,894 | | | | |
| STRESS CHECK FORCES & MOMENTS | | | | | | | | | |
| Location | Pu | Mu33 | Mu22 | Uu2 | Uu3 | Tu | | | |
| 1,565 | -905,955 | 4,335 | 0,020 | 1,705 | 0,017 | 9,778E-04 | | | |
| PMM DEMAND/CAPACITY RATIO | | | | | | | | | |
| Governing Equation | Total Ratio | P Ratio | MMajor Ratio | MMinor Ratio | Ratio Limit | Status Check | | | |
| (H1-1a) | 0,665 | = 0,642 | + 0,023 | + 0,000 | 0,950 | OK | | | |
| AXIAL FORCE DESIGN | | | | | | | | | |
| | Pu Force | phi*Pnc Capacity | phi*Pnt Capacity | | | | | | |
| Axial | -905,955 | 1411,495 | 2555,023 | | | | | | |
| MOMENT DESIGN | | | | | | | | | |
| | Mu Moment | phi*Mn Capacity | Cm Factor | B1 Factor | B2 Factor | K Factor | L Factor | Cb Factor | |
| Major Moment | 4,335 | 168,075 | 0,850 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Minor Moment | 0,033 | 168,075 | 1,000 | 1,692 | 1,000 | 1,000 | 2,000 | | |
| SHEAR DESIGN | | | | | | | | | |
| | Uu Force | phi*Un Capacity | Stress Ratio | Status Check | Tu Torsion | | | | |
| Major Shear | 1,705 | 766,507 | 0,002 | OK | 0,000 | | | | |
| Minor Shear | 0,017 | 766,507 | 2,223E-05 | OK | 0,000 | | | | |

Figura A. 4 – Folha de dimensionamento do banzo superior submetido a compressão com flexão

- Verificação pela NBR8800/2008[1]

A verificação pela norma NBR8800/08[1] para a barra sob compressão e flexão também foi realizada através de um programa criado no software Mathcad, programado especificamente para ser apresentado no presente projeto.

A resolução da barra através do programa é mostrada abaixo:

Perfil: VBM 219,1 x 12,7

Características da seção:

| | |
|--|---|
| $L_x := 313 \text{mm}$ | (comprimento da barra no eixo x-x) |
| $L_y := 2 \cdot L_x = 6.262 \times 10^3 \cdot \text{mm}$ | (comprimento da barra no eixo y-y) |
| $D := 219.1 \text{mm}$ | (diâmetro do tubo) |
| $t := 12.7 \text{mm}$ | (espessura do tubo) |
| $E := 200 \text{GPa}$ | (módulo de elasticidade do aço considerado) |
| $f_y := 350 \text{MPa}$ | (aço VMB350 ou ASTM A572 Gr.50) |
| $A_g := 82.3 \text{cm}^2$ | (área total ou área bruta) |
| $r := 7.31 \text{cm}$ | (raio de giração) |
| $I := 4400 \text{cm}^4$ | (momento de inércia) |
| $W := 402 \text{cm}^3$ | (módulo elástico de resistência a flexão) |
| $Z := 542 \text{cm}^3$ | (módulo plástico de resistência a flexão) |
| $I_t := 8800 \text{cm}^4$ | (constante de torção) |
| $W_t := 804 \text{cm}^3$ | (módulo de resistência a torção) |
| $k := 1$ | (parâmetro k de flambagem) |

Esforços solicitantes:

| | |
|--|---------------------------------|
| $N_c := 905.95 \text{kN}$ | (solicitação axial) |
| $M_{xx} := 4.33 \text{kN}\cdot\text{m}$ | (solicitação de momento em x-x) |
| $M_{yy} := 0.020 \text{kN}\cdot\text{m}$ | (solicitação de momento em y-y) |

Considerando apenas a compressão na barra:

$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot L_x)^2} = 8.86 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot L_y)^2} = 2.215 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$N_e := \min(N_{ex}, N_{ey}) = 2.215 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad (\text{força axial de flambagem elástica})$$

Parâmetro de flambagem local:

$$Q := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{D}{t} < 0.11 \cdot \frac{E}{f_y} \\ \left(\frac{0.038 \cdot \frac{E}{f_y} + \frac{2}{3}}{\frac{D}{t}} \right) & \text{if } 0.11 \cdot \frac{E}{f_y} < \frac{D}{t} < 0.45 \cdot \frac{E}{f_y} \\ \text{"O Perfil Não se Aplica a Norma Utilizada"} & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

Índice de esbeltez reduzido:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = 1.14$$

Fator de redução χ :

$$\chi := \frac{1}{\left(1 + \lambda_0^{4.48}\right)^{2.24}} = 0.631$$

Resistência a compressão da barra:

$$N_{cRd} := 0.9 \chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y = 1.637 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Razão de tensões:

$$\text{Ratio} := \frac{N_c}{N_{cRd}} = 0.553$$

Considerando o efeito do momento fletor:

$$\lambda := \frac{D}{t} = 17.252$$

$$\lambda_p := \frac{0.07E}{f_y} = 40$$

$$\lambda_r := \frac{0.31E}{f_y} = 177.143$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"A Verificação Abaixo é Valida" if } \lambda < 0.45 \frac{E}{f_y} \\ \text{"A Verificação Abaixo Não é Valida" otherwise} \end{array} \right. = \text{"A Verificação Abaixo é Valida"}$$

$$M_{Rd} := \left\{ \begin{array}{ll} (0.9Z \cdot f_y) & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \left[0.9 \left(\frac{0.021E}{\frac{D}{t}} + f_y \right) \cdot W \right] & \text{if } \lambda_p < \lambda < \lambda_r \\ \left(0.9 \frac{0.33E}{\frac{D}{t}} \cdot W \right) & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{array} \right. = 170.73 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{momento resistente})$$

$$\text{Verificação} := \left\{ \begin{array}{ll} \text{"OK"} & \text{if } \left[\frac{N_c}{N_{cRd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_c}{N_{cRd}} > 0.2 < 1 \\ \left[\frac{N_c}{2N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] & \text{if } \frac{N_c}{N_{cRd}} < 0.2 \\ \text{"NO OK"} & \text{if } \left[\frac{N_c}{N_{cRd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_c}{N_{cRd}} > 0.2 > 1 \\ \left[\frac{N_c}{2N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] & \text{if } \frac{N_c}{N_{cRd}} < 0.2 \end{array} \right. = \text{"OK"}$$

Razão de tensões:

$$\text{Ratio} := \frac{N_c}{N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) = 0.579$$

A.4. Dimensionamento e verificação das ligações

Neste item será feito o dimensionamento e a verificação, quando for o caso, das principais ligações típicas encontradas na estrutura da cobertura adotada, sempre considerando os maiores esforços solicitantes para cada tipo de ligação.

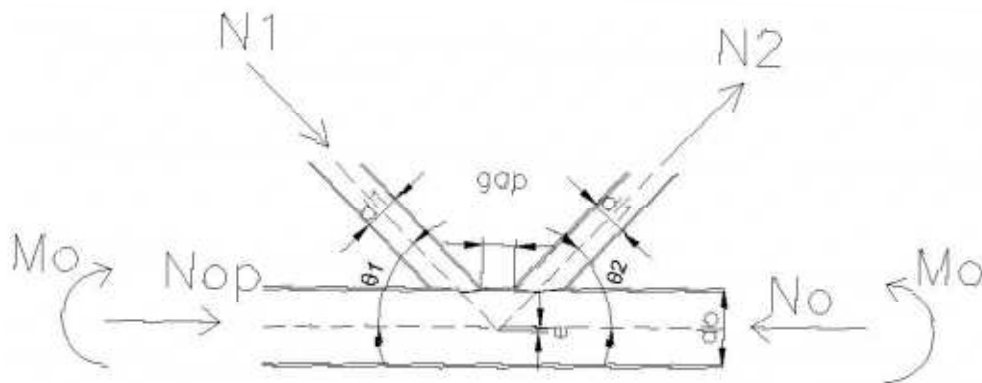


Figura A. 5 – Esquema e simbologia da ligação verificada

A.4.1. Dimensionamento de uma ligação tipo “N” soldada típica da treliça principal

Neste item também foi elaborado um programa no software Mathcad a fim de verificar rapidamente as ligações mais solicitadas encontradas na estrutura em questão. O Programa de cálculo se encontra anexado abaixo, e segue a simbologia conforme a figura acima.

Características da ligação:

| | |
|-------------------------|--|
| $d_0 := 219.1\text{mm}$ | (diâmetro do banzo) |
| $d_1 := 101.6\text{mm}$ | (diâmetro da diagonal 1) |
| $d_2 := 101.6\text{mm}$ | (diâmetro da diagonal 2) |
| $t_0 := 12.7\text{mm}$ | (espessura do banzo) |
| $t_1 := 5.7\text{mm}$ | (espessura da diagonal 1) |
| $t_2 := 5.7\text{mm}$ | (espessura da diagonal 2) |
| $g := 26.13\text{mm}$ | (gap - afastamento entre as diagonais) |
| $e_1 := 0\text{mm}$ | (excentricidade) |
| $\theta_1 := 33^\circ$ | (ângulo da diagonal 1) |
| $\theta_2 := 90^\circ$ | (ângulo da diagonal 2) |

Esforços solicitantes:

| | |
|---------------------------------------|--|
| $N_1 := 366.47\text{kN}$ | (solicitação axial na diagonal 1) |
| $N_2 := -192.63\text{kN}$ | (solicitação axial na diagonal 2) |
| $N_{op} := -32.54\text{kN}$ | (solicitação axial no banzo) |
| $N_0 := 275.58\text{kN}$ | (solicitação axial no banzo) |
| $M_0 := 267.4\text{IkN}\cdot\text{m}$ | (momento de flexão no banzo) |
| $A_0 := 82.3\text{cm}^2$ | (área total ou área bruta do banzo) |
| $W_0 := 402\text{cm}^3$ | (módulo elástico de resistência a flexão do banzo) |
| $f_y := 350\text{MPa}$ | (aço VMB350) |
| $f_{yd} := 0.9 \cdot 350\text{MPa}$ | (aço VMB350) |

$E := 200\text{GP}\varepsilon$

(módulo de elasticidade do aço considerado)

Verificação dos parâmetros geométricos:

$$\text{Verificação_dos_parâmetros_geométricos} := \begin{cases} \text{"OK " if} & \begin{aligned} & 0.2 < \frac{d_1}{d_0} < 1 \\ & 0.2 < \frac{d_2}{d_0} < 1 \\ & 10 < \frac{d_1}{t_1} < 50 \\ & 10 < \frac{d_2}{t_2} < 50 \\ & 10 < \frac{d_0}{t_0} < 50 \\ & g > t_1 + t_2 \\ & 30^\circ < \theta_1 < 90^\circ \\ & 30^\circ < \theta_2 < 90^\circ \\ & \frac{d_0}{2 \cdot t_0} < 25 \\ & -0.55 < \frac{e_1}{d_0} < 0.25 \end{aligned} \\ \text{"NO OK" otherwise} & \end{cases} = \text{"OK "}$$

Portanto, devemos verificar somente a ruptura por punção da parede do banzo e a plastificação da face do banzo.

- Verificação quanto a plastiificação da parede do banzo:

Fator geométrico para ligação com banzo circular:

$$\gamma := \frac{d_0}{2 \cdot t_0} = 8.626$$

$$k_g := \begin{cases} \left[1.1 \cdot \gamma^{0.2} \left[1 + \frac{0.024 \gamma^{1.2}}{1 + \left[e^{\left(\frac{0.5 \cdot \frac{g}{t_0} - 1.33}{t_0} \right)} \right]} \right] \right] & \text{if } g > 0 \\ \left[1.1 \cdot \gamma^{0.2} \left[1 + \frac{0.024 \gamma^{1.2}}{1 + e^{\left(\frac{-0.5 \cdot \frac{g}{t_0} - 1.33}{t_0} \right)} \right]} \right] & \text{if } g < 0 \end{cases} = 2.00$$

Fator relacionado as tensões no banzo circular, representado por k_p e dado por:

$$n_p := \frac{N_0}{A_0 \cdot f_{yd}} + \frac{M_0}{W_0 \cdot f_{yd}} = 2.218$$

$$k_p := \begin{cases} \left(1 + 0.3 \cdot n_p - 0.3 \cdot n_p^2 \right) & \text{if } n_p < 0 \\ 1 & \text{if } n_p > 0 \end{cases} = 1$$

Resistência normal:

$$N1_{Rd} := \frac{f_{yd} \cdot t_0^2}{\sin(\theta_1)} \cdot \left(1.98 + 11.22 \frac{d_1}{d_0} \right) \cdot k_p \cdot k_g = 1.342 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$N2_{Rd} := \frac{\sin(\theta_1)}{\sin(\theta_2)} \cdot N1_{Rd} = 730.783 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \left| \frac{N_1}{N1_{Rd}} \right| < 1 \\ & \left| \frac{N_2}{N2_{Rd}} \right| < 1 \\ \text{"NO OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

- Verificação quanto a ruptura por punção na face do banzo:

$$\begin{cases} \text{"Esta verificação é satisfeita"} & \text{if } \begin{cases} d_1 < d_0 - 2 \cdot t_0 \\ d_2 < d_0 - 2 \cdot t_0 \end{cases} \\ \text{"Esta verificação não é satisfeita"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Esta verificação é satisfeita"}$$

$$N1_{Rd} := \frac{f_{yd} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_1}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{1 + \sin(\theta_1)}{2 \cdot \sin(\theta_1)^2} \right) = 1.919 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$N_{2Rd} := \frac{f_{yd} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_2}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{1 + \sin(\theta_2)}{2 \cdot \sin(\theta_2)^2} \right) = 737.22 \text{ kN}$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"OK"} \text{ if } \left| \frac{N_1}{N_{1Rd}} \right| < 1 \\ \left| \frac{N_2}{N_{2Rd}} \right| < 1 \\ \text{"NO OK"} \text{ otherwise} \end{array} \right. = \text{"OK"}$$

Verifica-se, portanto, que a ligação atende aos esforços solicitantes.

A.4.2. Verificação da deformação das estruturas

Para a verificação dos deslocamentos da estruturas seguimos as prescrições da norma NBR 8800/2008, a qual fornece em seu Anexo C em seu item C.3.2 a tabela anexada abaixo.

| Descrição | δ^a |
|--|---------------|
| - Travessas de fechamento | $L/180^b$ |
| | $L/120^{c,d}$ |
| - Terças de cobertura ^g | $L/180^e$ |
| | $L/120^f$ |
| - Vigas de cobertura ^g | $L/250^h$ |
| - Vigas de piso | $L/350^h$ |
| - Vigas que suportam pilares | $L/500^h$ |
| Vigas de rolamento: ^j | |
| - Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN | $L/600^i$ |
| - Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas | $L/800^i$ |
| - Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN | $L/1000^i$ |
| - Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas | $L/400$ |
| - Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas | $L/600$ |
| Galpões em geral e edifícios de um pavimento: | |
| - Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base | $H/300$ |
| - Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base | $H/400^{k,l}$ |
| Edifícios de dois ou mais pavimentos: | |
| - Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base | $H/400$ |
| - Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos | $h/500^m$ |
| Lajes mistas | Ver Anexo Q |

^a L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar).

^b Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam).

^c Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.

^d Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico.

^e Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.

^f Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico.

^g Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.

^h Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.

ⁱ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.

^j Considerar combinações raras de serviço.

^k No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.

^l O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.

^m Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.

Tabela A. 3- Critérios de verificação para o deslocamento

Verificamos, portanto, que todas as estruturas atendiam os limites estabelecidos pela norma supracitada e descritos na tabela acima.

ANEXO B

B. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA COMPOSTA POR PERFIS TUBULARES RETANGULARES NOS BANZOS

No presente anexo, é mostrado o dimensionamento da estrutura do treliçado plano composto por perfis tubulares retangulares nos banzos das treliças principais e secundárias, conforme apresentado no Capítulo 3 item 3.3, utilizando o programa SAP2000, bem como o dimensionamento manual de algumas barras da treliça principal deste sistema de cobertura, adotado como alternativa ao apresentado no Capítulo 3 item 3.2.

Os procedimentos de dimensionamento foram feitos semelhantemente aos encontrados no Anexo A do presente trabalho, e serão descritos abaixo.

A.5. Dimensionamento e verificação

A.5.1. Dimensionamento e verificação do banzo inferior

- Barra dimensionada e verificada

Será dimensionada a barra mais solicitada do banzo inferior da treliça principal da estrutura, mostrada em destaque na figura abaixo.

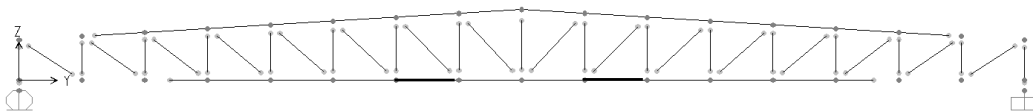


Figura B. 1 – Banzo inferior analisado da treliça principal

- **Dimensionamento pelo programa SAP2000**

O Programa SAP2000 forneceu a folha de dimensionamento mostrada na figura

B.2 abaixo.

| AISC-LRFD99 STEEL SECTION CHECK | | | | | | | |
|---------------------------------|-------------|------------------|---|--------------|----------------|-------------|--------------|
| Combo : COMB1 | | | | | | | |
| Units : KN, m, C | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| Frame | : 125 | Design Sect: | UMB200X150X12,7 | | | | |
| X Mid | : 20,000 | Design Type: | Beam | | | | |
| Y Mid | : 29,688 | Frame Type | : Ordinary Moment Frame | | | | |
| Z Mid | : 0,000 | Sect Class | : Compact | | | | |
| Length | : 3,125 | Major Axis | : 0,000 degrees counterclockwise from local 3 | | | | |
| Loc | : 2,232 | RLLF | : 1,000 | | | | |
| Area | : 0,008 | SMajor | : 4,473E-04 | rMajor | : 0,074 | AUMajor | : 0,005 |
| IMajor | : 4,473E-05 | SMinor | : 3,747E-04 | rMinor | : 0,058 | AUMinor | : 0,004 |
| IMinor | : 2,810E-05 | ZMajor | : 5,504E-04 | E | : 199947978,80 | | |
| Ixy | : 0,000 | ZMinor | : 4,473E-04 | Fy | : 344737,894 | | |
| | | | | | | | |
| STRESS CHECK FORCES & MOMENTS | | | | | | | |
| Location | | Pu | Mu33 | Mu22 | Uu2 | Uu3 | Tu |
| 2,232 | | 871,385 | 4,536 | 0,010 | 1,520 | 0,010 | -1,817E-04 |
| PMI DEMAND/CAPACITY RATIO | | | | | | | |
| Governing Equation | Total Ratio | | P Ratio | MMajor Ratio | MMinor Ratio | Ratio Limit | Status Check |
| (H1-1a) | 0,364 | = | 0,341 | + | 0,024 | + | 0,000 |
| | | | | | | 0,950 | OK |
| AXIAL FORCE DESIGN | | | | | | | |
| | Pu Force | phi*Pnc Capacity | phi*Pnt Capacity | | | | |
| Axial | 871,385 | 1045,184 | 2558,078 | | | | |
| MOMENT DESIGN | | | | | | | |
| | Mu Moment | phi*Mn Capacity | Cm Factor | B1 Factor | B2 Factor | K Factor | L Factor |
| Major Moment | 4,536 | 170,415 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Minor Moment | 0,010 | 138,789 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 2,000 |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| SHEAR DESIGN | | | | | | | |
| | Uu Force | phi*Un Capacity | Stress Ratio | Status Check | Tu Torsion | | |
| Major Shear | 1,520 | 945,685 | 0,002 | OK | 0,000 | | |
| Minor Shear | 0,010 | 709,264 | 1,342E-05 | OK | 0,000 | | |

Figura B. 2 – Folha de dimensionamento do banzo inferior submetido a tração com flexão

- **Verificação pela NBR8800/08[1]**

A verificação pela norma NBR8800/2008[1] foi realizada através do programa criado no software Mathcad. A resolução da barra através do programa é mostrada abaixo:

Perfil: VBM 200 x 150 x 12,7

Características da seção:

| | |
|----------------------------|--|
| $L_{bx} := 3125\text{mm}$ | (comprimento destravado em x-x) |
| $L_{by} := 6250\text{mm}$ | (comprimento destravado em y-y) |
| $H := 200\text{mm}$ | (altura do tubo) |
| $B := 150\text{mm}$ | (largura do tubo) |
| $t := 12.7\text{mm}$ | (espessura do tubo) |
| $E := 200\text{GPa}$ | (módulo de elasticidade do aço considerado) |
| $f_y := 350\text{MPa}$ | (aço VMB350) |
| $A_g := 82.4484\text{m}^2$ | (área total ou área bruta) |
| $r_x := 7.365\text{cm}$ | (raio de giração em x-x) |
| $r_y := 5.83\text{cm}$ | (raio de giração em y-y) |
| $I_x := 4473.25\text{m}^4$ | (momento de inércia) |
| $I_y := 2810.39\text{m}^4$ | (momento de inércia) |
| $W_x := 447.32\text{m}^3$ | (módulo elástico de resistência a flexão em x-x) |
| $W_y := 374.7\text{m}^3$ | (módulo elástico de resistência a flexão em y-y) |
| $Z_x := 550.38\text{m}^3$ | (módulo plástico de resistência a flexão em x-x) |
| $Z_y := 374.7\text{m}^3$ | (módulo plástico de resistência a flexão em y-y) |
| $J := 5174.89\text{m}^4$ | (constante de torção) |
| $\gamma_{a1} := 1.1$ | (coeficiente de segurança) |

Esforços solicitantes:

$$N_t := 871.38 \text{ kN} \quad (\text{solicitação axial})$$

$$M_{xx} := 4.536 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{solicitação de momento em x-x})$$

$$M_{yy} := 0.010 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{solicitação de momento em y-y})$$

Considerando apenas a tração na barra:

- Escoamento da seção bruta:

$$N_{tRd} := 0.9 \cdot A_g \cdot f_y = 2.597 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Verificação} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } N_{tRd} > N_t \\ \text{"NO OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Razão de Tensões:

$$\text{Ratio} := \frac{N_t}{N_{tRd}} = 0.336$$

Considerando o efeito do momento fletor:

FLT :

$$\sigma_r := 0.3 \cdot f_y = 105 \text{ MPa} \quad C_b := 1$$

$$M_r := (f_y - \sigma_r) \cdot W_x = 109.593 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 192.633 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda := \frac{L_{by}}{r_y} = 107.204 \quad \lambda_p := \frac{0.13E}{M_{pl}} \cdot \sqrt{J \cdot A_g} = 88.163 \quad \lambda_r := \frac{2 \cdot E}{M_r} \cdot \sqrt{J \cdot A_g} = 2.384 \times 10^3$$

$$M_{cr} := \frac{2 \cdot C_b \cdot E}{\lambda} \cdot \sqrt{J \cdot A_g} = 2.437 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd1} := \begin{cases} \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \left[\frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \right] \cdot \frac{1}{88} & \text{if } \lambda_p < \lambda < \lambda_r \\ \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases} = 174.495 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

FLM :

A largura efetiva dos elementos AA:

$$c_a := 0.38$$

$$b_{ef} := 1.92t \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \left(1 - \frac{c_a}{\frac{B}{t}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) = 134.595 \text{mm} \quad (\text{largura efetiva})$$

$$W_{ef} := 412.9557 \text{m}^3 \quad (\text{módulo de seção efetivo})$$

$$M_T := f_y \cdot W_{ef} = 144.534 \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cr} := \frac{W_{ef}^2}{W_x} \cdot f_y = 133.431 \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda := \frac{B}{t} = 11.811$$

$$\lambda_p := 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 26.773$$

$$\lambda_r := 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 33.466$$

$$M_{Rd2} := \begin{cases} \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \left[\frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_T) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \right] & \text{if } \lambda_p < \lambda < \lambda_r \\ \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases} = 175.121 \text{kN}\cdot\text{m}$$

FLA :

$$M_r := f_y \cdot W_x = 156.562 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda := \frac{H}{t} = 15.748$$

$$\lambda_p := 2.42 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 57.849$$

$$\lambda_r := 5.7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 136.256$$

$$M_{Rd3} := \begin{cases} \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \left[\frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \right] & \text{if } \lambda_p < \lambda < \lambda_r \\ \text{"Proceder com a verificação de vigas de alma esbelta"} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases} = 175.121 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Portanto o momento resistente de cálculo pode ser dado por:

$$M_{Rd} := \min(M_{Rd1}, M_{Rd2}, M_{Rd3}) = 174.495 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

O momento em torno do eixo y-y pode ser desprezado, portanto teremos:

$$\text{Verificação} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \left[\frac{N_t}{N_{tRd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_t}{N_{tRd}} > 0.2 < 1 = \text{"OK"} \\ \left[\frac{N_t}{2N_{tRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_t}{N_{tRd}} < 0.2 \\ \text{"NO OK"} & \text{if } \left[\frac{N_t}{N_{tRd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_t}{N_{tRd}} > 0.2 > 1 \\ \left[\frac{N_t}{2N_{tRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_t}{N_{tRd}} < 0.2 \end{cases}$$

Razão de tensões:

$$\text{Ratio} := \frac{N_t}{N_{tRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} \right) = 0.362$$

A.5.2. Dimensionamento e verificação do banzo superior submetido à compressão com flexão

Será dimensionada a barra do banzo superior da treliça principal da estrutura sobre a pior condição de carregamento, gerando as solicitações mais desfavoráveis para a barra.

- **Barra dimensionada e verificada**

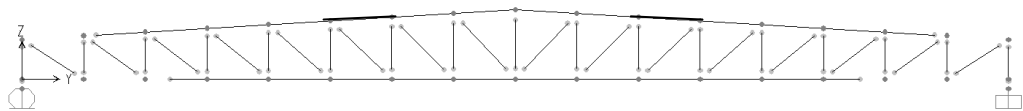


Figura B. 3 – Banzo superior tubular retangular analisado da treliça principal

- **Dimensionamento pelo programa SAP2000**

O Programa SAP2000 forneceu a folha de dimensionamento mostrada na figura B.4 abaixo.

| AISC-LRFD99 STEEL SECTION CHECK | | | | | | | | | |
|---------------------------------|-------------|--------------|---|------------------|----------------|-------------|--------------|----------|-----------|
| Combo : COMB1 | | | | | | | | | |
| Units : KN, m, C | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| Frame | : 137 | Design Sect: | UMB200X150X12,7 | | | | | | |
| X Mid | : 20,000 | Design Type: | Brace | | | | | | |
| Y Mid | : 32,813 | Frame Type | : Ordinary Moment Frame | | | | | | |
| Z Mid | : 3,031 | Sect Class | : Compact | | | | | | |
| Length | : 3,131 | Major Axis | : 0,000 degrees counterclockwise from local 3 | | | | | | |
| Loc | : 1,565 | RLLF | : 1,000 | | | | | | |
| Area | : 0,008 | SMajor | : 4,473E-04 | rMajor | : 0,074 | AUMajor | : 0,005 | | |
| IMajor | : 4,473E-05 | SMinor | : 3,747E-04 | rMinor | : 0,058 | AUMinor | : 0,004 | | |
| IMinor | : 2,810E-05 | ZMajor | : 5,504E-04 | E | : 199947978,80 | | | | |
| Ixy | : 0,000 | ZMinor | : 4,473E-04 | Fy | : 344737,894 | | | | |
| | | | | | | | | | |
| STRESS CHECK FORCES & MOMENTS | | | | | | | | | |
| Location | | Pu | Mu33 | Mu22 | Uu2 | Uu3 | Tu | | |
| 1,565 | | -907,471 | 4,398 | 0,015 | 1,691 | 0,016 | 8,949E-04 | | |
| | | | | | | | | | |
| PMM DEMAND/CAPACITY RATIO | | | | | | | | | |
| Governing Equation | | Total Ratio | P Ratio | MMajor Ratio | MMinor Ratio | Ratio Limit | Status Check | | |
| (H1-1a) | | 0,894 | = 0,871 | + 0,023 | + 0,000 | 0,950 | OK | | |
| | | | | | | | | | |
| AXIAL FORCE DESIGN | | | | | | | | | |
| | | Pu Force | phi*Pnc Capacity | phi*Pnt Capacity | | | | | |
| Axial | | -907,471 | 1042,036 | 2558,078 | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| MOMENT DESIGN | | | | | | | | | |
| | | Mu Moment | phi*Mn Capacity | Cm Factor | B1 Factor | B2 Factor | K Factor | L Factor | Cb Factor |
| Major Moment | | 4,398 | 170,411 | 0,850 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Minor Moment | | 0,043 | 138,789 | 1,000 | 2,789 | 1,000 | 1,000 | 2,000 | |
| | | | | | | | | | |
| SHEAR DESIGN | | | | | | | | | |
| | | Uu Force | phi*Un Capacity | Stress Ratio | Status Check | Tu Torsion | | | |
| Major Shear | | 1,691 | 945,685 | 0,002 | OK | 0,000 | | | |
| Minor Shear | | 0,016 | 709,264 | 2,269E-05 | OK | 0,000 | | | |

Figura B. 4 – Folha de dimensionamento SAP2000 barra submetida à compressão com flexão

- **Verificação pela NBR8800/08[1]**

A verificação pela norma NBR8800/2008[1] foi realizada através do programa criado no software Mathcad.

A resolução da barra através do programa é mostrada abaixo:

Perfil: VBM 200 x 150 x 12,7

Características da seção:

| | |
|----------------------------|--|
| $L_{bx} := 3125\text{mm}$ | (comprimento destravado em x-x) |
| $L_{by} := 6250\text{mm}$ | (comprimento destravado em y-y) |
| $H := 200\text{mm}$ | (altura do tubo) |
| $B := 150\text{mm}$ | (largura do tubo) |
| $t := 12.7\text{mm}$ | (espessura do tubo) |
| $E := 200\text{GPa}$ | (módulo de elasticidade do aço considerado) |
| $f_y := 350\text{MPa}$ | (aço VMB350) |
| $A_g := 82.4484\text{m}^2$ | (área total ou área bruta) |
| $r_x := 7.365\text{cm}$ | (raio de giração em x-x) |
| $r_y := 5.83\text{cm}$ | (raio de giração em y-y) |
| $I_x := 4473.25\text{m}^4$ | (momento de inércia) |
| $I_y := 2810.39\text{m}^4$ | (momento de inércia) |
| $W_x := 447.32\text{m}^3$ | (módulo elástico de resistência a flexão em x-x) |
| $W_y := 374.7\text{m}^3$ | (módulo elástico de resistência a flexão em y-y) |
| $Z_x := 550.38\text{m}^3$ | (módulo plástico de resistência a flexão em x-x) |
| $Z_y := 374.7\text{m}^3$ | (módulo plástico de resistência a flexão em y-y) |
| $J := 5174.89\text{m}^4$ | (constante de torção) |
| $\gamma_{a1} := 1.1$ | (coeficiente de segurança) |
| $k_x := 1$ | (parâmetro de flambagem) |

$k_y := 1$ (parâmetro de flambagem)

Esforços solicitantes:

$N_c := 907.4 \text{ kN}$ (solicitação axial)

$M_{xx} := 4.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (solicitação de momento em x-x)

$M_{yy} := 0.015 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (solicitação de momento em y-y)

Considerando apenas a compressão na barra:

$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(k_x \cdot L_{bx})^2} = 9.042 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(k_y \cdot L_{by})^2} = 1.42 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$N_e := \min(N_{ex}, N_{ey}) = 1.42 \times 10^3 \cdot \text{kN}$ (força axial de flambagem elástica)

Parâmetro de flambagem local:

$$Q := \begin{cases} 1 & \text{if } \left| \begin{array}{l} \frac{B}{t} < 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \frac{H}{t} < 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{array} \right. \\ \text{"Proceder com a verificação da flambagem local"} & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

Índice de esbeltez reduzido:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = 1.425$$

Fator de redução χ :

$$\chi := \frac{1}{\left(1 + \lambda_0^{4.48}\right)^{2.24}} = 0.453$$

Resistência a compressão da barra:

$$N_{cRd} := 0.9\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y = 1.176 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Razão de tensões:

$$\text{Ratio} := \frac{N_c}{N_{cRd}} = 0.771$$

Considerando o efeito do momento fletor:

FLT :

$$\sigma_r := 0.3 f_y = 105 \text{ MPa} \quad C_b := 1$$

$$M_r := (f_y - \sigma_r) \cdot W_x = 109.593 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 192.633 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda := \frac{L_{by}}{r_y} = 107.204 \quad \lambda_p := \frac{0.13E}{M_{pl}} \cdot \sqrt{J \cdot A_g} = 88.163 \quad \lambda_r := \frac{2 \cdot E}{M_r} \cdot \sqrt{J \cdot A_g} = 2.384 \times 10^3$$

$$M_{cr} := \frac{2 \cdot C_b \cdot E}{\lambda} \cdot \sqrt{J \cdot A_g} = 2.437 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd1} := \begin{cases} \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \left[\frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \right] & \text{if } \lambda_p < \lambda < \lambda_r \\ \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases} = 174.495 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

FLM :

A largura efetiva dos elementos AA:

$$c_a := 0.3\xi$$

$$b_{ef} := 1.92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \left(1 - \frac{c_a}{\frac{B}{t}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) = 134.595 \text{ mm} \quad (\text{largura efetiva})$$

$$W_{ef} := 412.9557 \text{ m}^3 \quad (\text{módulo de seção efetivo})$$

$$M_r := f_y \cdot W_{ef} = 144.534 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cr} := \frac{W_{ef}^2}{W_x} \cdot f_y = 133.431 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda := \frac{B}{t} = 11.811$$

$$\lambda_p := 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 26.773$$

$$\lambda_r := 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 33.466$$

$$M_{RD2} := \begin{cases} \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \left[\frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \right] & \text{if } \lambda_p < \lambda < \lambda_r \\ \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases} = 175.121 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

FLA :

$$M_r := f_y \cdot W_x = 156.562 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda := \frac{H}{t} = 15.748$$

$$\lambda_p := 2.42 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 57.849$$

$$\lambda_r := 5.7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 136.256$$

$$M_{Rd3} := \begin{cases} \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \left[\frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \right] & \text{if } \lambda_p < \lambda < \lambda_r \\ \text{"Proceder com a verificação de vigas de alma esbelta"} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases} = 175.121 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Portanto o momento resistente de cálculo pode ser dado por:

$$M_{Rd} := \min(M_{Rd1}, M_{Rd2}, M_{Rd3}) = 174.495 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

O momento em torno do eixo y-y pode ser desprezado, portanto temos:

$$\text{Verificação} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \left[\frac{N_c}{N_{cRd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_c}{N_{cRd}} > 0.2 < 1 = \text{"OK"} \\ \left[\frac{N_c}{2N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_c}{N_{cRd}} < 0.2 \\ \text{"NO OK"} & \text{if } \left[\frac{N_c}{N_{cRd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_c}{N_{cRd}} > 0.2 > 1 \\ \left[\frac{N_c}{2N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_c}{N_{cRd}} < 0.2 \end{cases}$$

Razão de tensões:

$$\text{Ratio} := \frac{N_c}{N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} \right) = 0.797$$

A.6. Dimensionamento e verificação das ligações

Neste item será feito o dimensionamento e a verificação, quando for o caso, das principais ligações típicas encontradas na estrutura da cobertura com os banzos tubulares retangulares, sempre considerando os maiores esforços solicitantes para cada tipo de ligação.

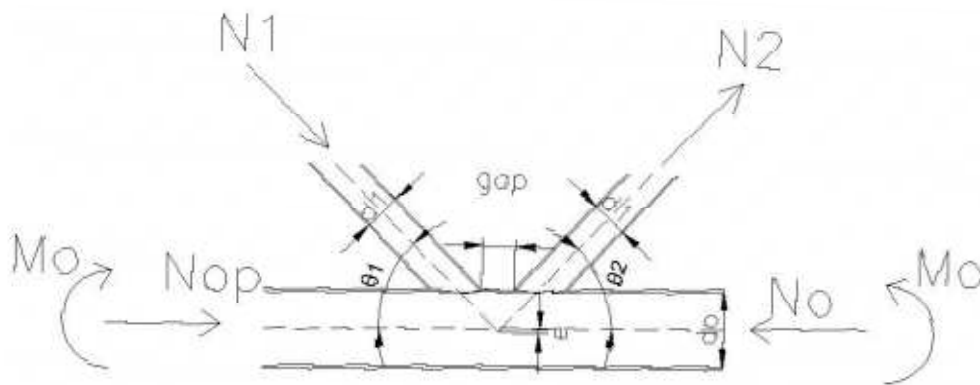


Figura B. 5 – Esquema e simbologia da ligação verificada

A.6.1. Dimensionamento de uma ligação tipo “N” típica da treliça principal com os banzos retangulares e montantes e diagonais circulares

Neste item também foi elaborado um programa no software Mathcad a fim de verificar as ligações mais solicitadas encontradas na estrutura em questão. O Programa de cálculo se encontra anexado abaixo, e segue a simbologia conforme a figura acima. A ligação verificada foi a que apresentou maior esforço de tração nas diagonais.

Características da ligação:

| | |
|-------------------------------------|--|
| $h_0 := 200\text{mm}$ | (altura do banzo) |
| $b_0 := 150\text{mm}$ | (largura do banzo) |
| $d_1 := 101.6\text{mm}$ | (diâmetro da diagonal 1) |
| $d_2 := 101.6\text{mm}$ | (diâmetro da diagonal 2) |
| $t_0 := 12.7\text{mm}$ | (espessura do banzo) |
| $t_1 := 5.7\text{mm}$ | (espessura da diagonal 1) |
| $t_2 := 5.7\text{mm}$ | (espessura da diagonal 2) |
| $g := 24.3\text{mm}$ | (gap - afastamento entre as diagonais) |
| $e_1 := 0\text{mm}$ | (excentricidade) |
| $\theta_1 := 33^\circ$ | (ângulo da diagonal 1) |
| $\theta_2 := 90^\circ$ | (ângulo da diagonal 2) |
| $A_0 := 82.44\text{cm}^2$ | (área total ou área bruta do banzo) |
| $W_0 := 447.32\text{cm}^3$ | (módulo elástico de resistência a flexão do banzo) |
| $f_y := 350\text{MPa}$ | (aço VMB350) |
| $f_{yd} := 0.9 \cdot 350\text{MPa}$ | (aço VMB350) |
| $E := 200\text{GPa}$ | (módulo de elasticidade do aço considerado) |
| $\gamma_{a1} := 1.1$ | (fator de segurança) |

Esforços solicitantes:

| | |
|-----------------------------|-----------------------------------|
| $N_1 := 367.44\text{kN}$ | (solicitação axial na diagonal 1) |
| $N_2 := -193.03\text{kN}$ | (solicitação axial na diagonal 2) |
| $N_{op} := -33.34\text{kN}$ | (solicitação axial no banzo) |

$$N_0 := 275.64 \text{ kN} \quad (\text{solicitação axial no banzo})$$

$$M_0 := 26.67 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{momento de flexão no banzo})$$

$$V_{sd} := 6 \text{ kN} \quad (\text{cortante atuante})$$

Verificação dos parâmetros geométricos:

Para ligação com compressão :

$$\text{Verificação_dos_parâmetros_geométricos} := \begin{cases} \text{"OK " if } \left| \begin{array}{l} \frac{d_1}{t_1} < 0.06 \frac{E}{f_y} \\ \frac{d_2}{t_2} < 0.06 \frac{E}{f_y} \end{array} \right. & = \text{"OK " } \\ \text{"NO OK" otherwise} & \end{cases}$$

Para ligação com tração :

$$\text{Verificação_dos_parâmetros_geométricos} := \begin{cases} \text{"OK " if } \left| \begin{array}{l} \frac{d_1}{t_1} < 50 \\ \frac{d_2}{t_2} < 50 \end{array} \right. & = \text{"OK " } \\ \text{"NO OK" otherwise} & \end{cases}$$

Para ligações com tração ou compressão:

$$\beta := \frac{d_1 + d_2}{2 \cdot b_0} = 0.677 \quad \gamma := \frac{b_0}{2 \cdot t_0} = 5.906$$

$$\text{Verificação_dos_parâmetros_geométricos} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \begin{cases} \frac{b_0}{t_0} < 35 \\ \frac{b_0}{t_0} < 1.27 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \frac{h_0}{t_0} < 35 \\ \frac{h_0}{t_0} < 1.27 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ 0.5(1 - \beta) < \frac{g}{b_0} < 1.5(1 - \beta) \\ 0.5 < \frac{h_0}{b_0} < 2 \end{cases} \\ \text{"NO OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"} \end{cases}$$

$$n := \frac{N_0}{A_0 \cdot f_{yd}} + \frac{M_0}{W_0 \cdot f_{yd}} = 0.295$$

$$k_n := \begin{cases} \left(1.3 + \frac{0.4n}{\beta}\right) & \text{if } n < 0 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$d_{1ef} := \frac{10}{b_0} \cdot \frac{f_y}{t_0} \cdot \frac{t_0}{t_1} \cdot d_1 = 191.662 \text{ mm}$$

$$d_{2ef} := \frac{10}{b_0} \cdot \frac{f_y}{t_2} \cdot \frac{t_0}{t_2} \cdot d_2 = 191.662 \text{ mm}$$

$$d_{1ef} := \begin{cases} d_{1ef} & \text{if } d_{1ef} < d_1 \\ d_1 & \text{otherwise} \end{cases} = 101.6 \text{ mm}$$

$$d_{2ef} := \begin{cases} d_{2ef} & \text{if } d_{2ef} < d_2 \\ d_2 & \text{otherwise} \end{cases} = 101.6 \text{ mm}$$

$$d_{1ep} := \frac{10}{b_0} \cdot d_1 = 86.021 \text{ mm}$$

$$d_{2ep} := \frac{10}{b_0} \cdot d_2 = 86.021 \text{ mm}$$

$$d_{1ep} := \begin{cases} d_{1ep} & \text{if } d_{1ep} < d_1 \\ d_1 & \text{otherwise} \end{cases} = 86.021 \text{ mm}$$

$$d_{2ep} := \begin{cases} d_{2ep} & \text{if } d_{2ep} < d_2 \\ d_2 & \text{otherwise} \end{cases} = 86.021 \text{ mm}$$

Modo de falha A:

$$N_{1Rd} := \frac{9.79 k_n \cdot f_y \cdot t_0^2 \cdot \sqrt{\gamma}}{\sin(\theta_1)} \cdot \frac{(d_1 + d_2 + d_{1ef} + d_{2ef})}{4 b_0} \cdot \frac{\pi}{4 \gamma_{a1}} = 1.193 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$N_{2Rd} := \frac{\sin(\theta_1)}{\sin(\theta_2)} \cdot N_{1Rd} = 649.51 \text{ kN}$$

$$N_{aRd} := \min(N_{1Rd}, N_{2Rd}) = 649.51 \text{ kN}$$

Modo de falha C:

$$\alpha := 0 \quad A_v := (2 \cdot h_0 + \alpha \cdot b_0) \cdot t_0 = 50.8 \text{ cm}^2$$

$$N_{1Rd} := \frac{0.66 \cdot f_y \cdot A_v}{\sin(\theta_1) \cdot \gamma_{a1}} \cdot \frac{\pi}{4} = 1.538 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$N_{2Rd} := \frac{\sin(\theta_1)}{\sin(\theta_2)} \cdot N_{1Rd} = 837.863 \text{ kN}$$

$$V_{pl.Rd} := \frac{2 \cdot h_0 \cdot t_0 \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 1.616 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$N_{0Rd} := 1.1 \frac{\left[(A_0 - A_v) \cdot f_y + A_v \cdot f_y \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{V_{sd}}{V_{pl.Rd}} \right)^2} \right]}{\gamma_{a1}} = 2.885 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$N_{cRd} := \min(N_{0Rd}, N_{1Rd}, N_{2Rd}) = 837.863 \text{ kN}$$

Modo de falha E:

$$N_{1Rd} := \frac{1.1 \cdot f_y \cdot t_1 \cdot (2 \cdot d_1 - 4 \cdot t_1 + d_1 + d_{1ef})}{\gamma_{a1}} \cdot \frac{\pi}{4} = 601.051 \text{ kN}$$

$$N_{2Rd} := \frac{1.1 \cdot f_y \cdot t_2 \cdot (2 \cdot d_2 - 4 \cdot t_2 + d_2 + d_{2ef})}{\gamma_{a1}} \cdot \frac{\pi}{4} = 576.641 \text{ kN}$$

$$N_{eRd} := \min(N_{1Rd}, N_{2Rd}) = 576.641 \text{ kN}$$

Modo de falha D:

$$N_{1Rd} := \frac{0.66 f_y \cdot t_0}{\sin(\theta_1)} \cdot \frac{\left(\frac{2 \cdot d_1}{\sin(\theta_1)} + d_1 + d_{1ep} \right)}{\gamma_{a1}} \cdot \frac{\pi}{4} = 2.156 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$N_{2Rd} := \frac{0.66 f_y \cdot t_0}{\sin(\theta_2)} \cdot \frac{\left(\frac{2 \cdot d_2}{\sin(\theta_2)} + d_2 + d_{2ep} \right)}{\gamma_{a1}} \cdot \frac{\pi}{4} = 818.637 \text{ kN}$$

$$N_{dRd} := \min(N_{1Rd}, N_{2Rd}) = 818.637 \text{ kN}$$

Portanto a resistência da ligação pode ser dada por:

$$N_{Rd} := \min(N_{aRd}, N_{cRd}, N_{eRd}, N_{dRd}) = 576.641 \text{ kN}$$

$$N_{sd.m\acute{a}x} := \max(|N_1|, |N_2|, |N_{op}|, |N_0|) = 367.44 \text{ kN}$$

$$\text{Verificação} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{N_{sd.m\acute{a}x}}{N_{Rd}} < 1 \\ \text{"NO OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Portanto, podemos verificar que a ligação atende aos esforços solicitantes.

ANEXO C

C. VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA TRELIÇADA ESPACIAL

No presente anexo, é mostrada a verificação manual pela NBR8800/2008[1] dos componentes mais solicitados da estrutura treliçada espacial, conforme apresentado no Capítulo 3 item 3.4, o dimensionamento foi procedido conforme descrito no item mencionado anteriormente.

C.1. Verificação para compressão das principais barras

- **Módulo 50 x 10**

| Módulo de 50 x 10 | | | |
|---------------------------------------|--------------|---|---|
| | Pefil | Solicitação (kN) (-compressão/+tração) | Resistência (kN) (-compressão/+tração) |
| Banzo inferior | VMB88,9x5,5 | -230,2 | -458,5 |
| Banzo superior | VMB168,3x7,1 | -350,5 | -1144 |
| Diagonais | VMB73x5,2 | -127,8 | -352,4 |
| Barras reforçadas (banzo inferior) | VMB219,1x8,2 | -505,4 | -1728,6 |

Tabela C. 1 – Perfis, solicitações e resistências módulo 50 x 10

- **Módulo 50 x 20**

| Módulo de 50 x 20 | | | |
|---|--------------|---|---|
| | Pefil | Solicitação (kN) (-compressão/+tração) | Resistência (kN) (-compressão/+tração) |
| Banzo inferior | VMB168,3x7,1 | -359,2 | -1144 |
| Banzo superior | VMB219,1x8,2 | -350,5 | -1728,7 |
| Diagonais | VMB73x5,2 | -174,3 | -352,4 |
| Barras reforçadas (banzo inferior e diagonais) | VMB219,1x8,2 | -667,7 | -1728,6 |

Tabela C. 2 - Perfis, solicitações e resistências módulo 50 x 20

Serão feitas as verificações para a maior solicitação presente nos dois módulos para os seguintes perfis dos banzos superiores e inferiores e para as barras reforçadas, respectivamente listadas abaixo:

- **VMB 219 x 8,2**
- **VMB 168 x 7,1**

A verificação se procedera através do programa elaborado no software Mathcad, já apresentado e utilizado nos anexos anteriores.

- **Perfis verificados**

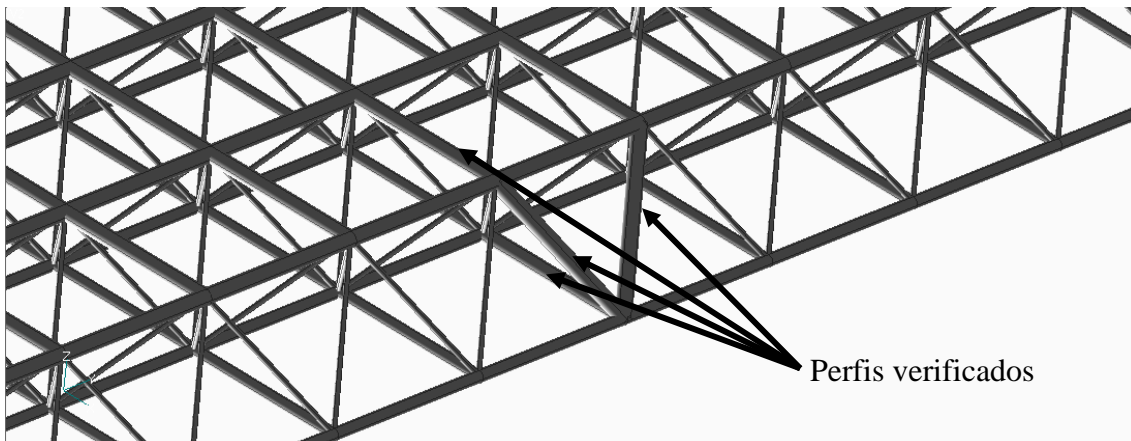


Figura C. 1 – Perfis verificados manualmente

- **Verificação pela NBR 8800/2008[1]**

A seguir serão feitas as verificações para os dois perfis, à compressão, listados acima:

Perfil: VBM 219,1 x 12,7

Características da seção:

| | |
|--------------------------|---|
| $L_x := 2500\text{mm}$ | (comprimento da barra no eixo x-x) |
| $L_y := 2500\text{mm}$ | (comprimento da barra no eixo y-y) |
| $D := 219.1\text{mm}$ | (diâmetro do tubo) |
| $t := 8.2\text{mm}$ | (espessura do tubo) |
| $E := 200\text{GPa}$ | (módulo de elasticidade do aço considerado) |
| $f_y := 350\text{MPa}$ | (aço VMB350 ou ASTM A572 Gr.50) |
| $A_g := 54.2\text{cm}^2$ | (área total ou área bruta) |
| $r := 7.46\text{cm}$ | (raio de giração) |
| $I := 3020\text{cm}^4$ | (momento de inércia) |
| $W := 276\text{cm}^3$ | (módulo elástico de resistência a flexão) |
| $Z := 364\text{cm}^3$ | (módulo plástico de resistência a flexão) |
| $I_t := 6040\text{cm}^4$ | (constante de torção) |
| $W_t := 551\text{cm}^3$ | (módulo de resistência a torção) |
| $k := 1$ | (parâmetro k de flambagem) |

Esforços solicitantes:

| | |
|-------------------------------------|---------------------------------|
| $N_c := 667.7\text{kN}$ | (solicitação axial) |
| $M_{xx} := 0\text{kN}\cdot\text{m}$ | (solicitação de momento em x-x) |
| $M_{yy} := 0\text{kN}\cdot\text{m}$ | (solicitação de momento em y-y) |

Considerando apenas a compressão na barra:

$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot L_x)^2} = 9.538 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot L_y)^2} = 9.538 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$N_e := \min(N_{ex}, N_{ey}) = 9.538 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad (\text{força axial de flambagem elástica})$$

Parâmetro de flambagem local:

$$Q := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{D}{t} < 0.11 \cdot \frac{E}{f_y} \\ \left(\frac{0.038 \cdot \frac{E}{f_y} + \frac{2}{3}}{\frac{D}{t}} \right) & \text{if } 0.11 \cdot \frac{E}{f_y} < \frac{D}{t} < 0.45 \cdot \frac{E}{f_y} \\ \text{"O Perfil Não se Aplica a Norma Utilizada"} & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

Índice de esbeltez reduzido:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = 0.446$$

Fator de redução χ :

$$\chi := \frac{1}{\left(1 + \lambda_0^{4.48}\right)^{2.24}} = 0.988$$

Resistência a compressão da barra:

$$N_{cRd} := 0.9\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y = 1.687 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Razão de tensões:

$$\text{Ratio} := \frac{N_c}{N_{cRd}} = 0.396$$

Considerando o efeito do momento fletor:

$$\lambda := \frac{D}{t} = 26.72$$

$$\lambda_p := \frac{0.07E}{f_y} = 40$$

$$\lambda_r := \frac{0.31E}{f_y} = 177.143$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"A Verificação Abaixo é Valida" if } \lambda < 0.45 \frac{E}{f_y} \\ \text{"A Verificação Abaixo Não é Valida" otherwise} \end{array} \right. = \text{"A Verificação Abaixo é Valida"}$$

$$M_{Rd} := \left\{ \begin{array}{ll} (0.9Z \cdot f_y) & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \left[0.9 \left(\frac{0.021E}{\frac{D}{t}} + f_y \right) \cdot W \right] & \text{if } \lambda_p < \lambda < \lambda_r \\ \left(0.9 \frac{0.33E}{\frac{D}{t}} \cdot W \right) & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{array} \right. = 114.66 \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{momento resistente})$$

$$\text{Verificação} := \left\{ \begin{array}{ll} \text{"OK"} & \text{if } \left[\frac{N_c}{N_{cRd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_c}{N_{cRd}} > 0.2 < 1 \\ \left[\frac{N_c}{2N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] & \text{if } \frac{N_c}{N_{cRd}} < 0.2 \\ \text{"NO OK"} & \text{if } \left[\frac{N_c}{N_{cRd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_c}{N_{cRd}} > 0.2 > 1 \\ \left[\frac{N_c}{2N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] & \text{if } \frac{N_c}{N_{cRd}} < 0.2 \end{array} \right. = \text{"OK"}$$

Razão de tensões:

$$\text{Ratio} := \frac{N_c}{N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) = 0.396$$

Perfil: VBM 168.3 x 7.1

Características da seção:

| | |
|--------------------------|---|
| $L_x := 2500\text{mm}$ | (comprimento da barra no eixo x-x) |
| $L_y := 2500\text{mm}$ | (comprimento da barra no eixo y-y) |
| $D := 168.3\text{mm}$ | (diâmetro do tubo) |
| $t := 7.1\text{mm}$ | (espessura do tubo) |
| $E := 200\text{GPa}$ | (módulo de elasticidade do aço considerado) |
| $f_y := 350\text{MPa}$ | (aço VMB350 ou ASTM A572 Gr.50) |
| $A_g := 36\text{cm}^2$ | (área total ou área bruta) |
| $r := 5.7\text{cm}$ | (raio de giração) |
| $I := 1170\text{cm}^4$ | (momento de inércia) |
| $W := 139\text{cm}^3$ | (módulo elástico de resistência a flexão) |
| $Z := 185\text{cm}^3$ | (módulo plástico de resistência a flexão) |
| $I_t := 2340\text{cm}^4$ | (constante de torção) |
| $W_t := 278\text{cm}^3$ | (módulo de resistência a torção) |
| $k := 1$ | (parâmetro k de flambagem) |

Esforços solicitantes:

| | |
|-------------------------------------|---------------------------------|
| $N_c := 359.2\text{kN}$ | (solicitação axial) |
| $M_{xx} := 0\text{kN}\cdot\text{m}$ | (solicitação de momento em x-x) |
| $M_{yy} := 0\text{kN}\cdot\text{m}$ | (solicitação de momento em y-y) |

Considerando apenas a compressão na barra:

$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot L_x)^2} = 3.695 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot L_y)^2} = 3.695 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$N_e := \min(N_{ex}, N_{ey}) = 3.695 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad (\text{força axial de flambagem elástica})$$

Parâmetro de flambagem local:

$$Q := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{D}{t} < 0.11 \cdot \frac{E}{f_y} \\ \left(\frac{0.038 \cdot \frac{E}{f_y} + \frac{2}{3}}{\frac{D}{t}} \right) & \text{if } 0.11 \cdot \frac{E}{f_y} < \frac{D}{t} < 0.45 \cdot \frac{E}{f_y} \\ \text{"O Perfil Não se Aplica a Norma Utilizada"} & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

Índice de esbeltez reduzido:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = 0.584$$

Fator de redução χ :

$$\chi := \frac{1}{\left(1 + \lambda_0^{4.48}\right)^{2.24}} = 0.962$$

Resistência a compressão da barra:

$$N_{cRd} := 0.9\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y = 1.091 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Razão de tensões:

$$\text{Ratio} := \frac{N_c}{N_{cRd}} = 0.329$$

Considerando o efeito do momento fletor:

$$\lambda := \frac{D}{t} = 23.704$$

$$\lambda_p := \frac{0.07E}{f_y} = 40$$

$$\lambda_r := \frac{0.31E}{f_y} = 177.143$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"A Verificação Abaixo é Valida" if } \lambda < 0.45 \frac{E}{f_y} \\ \text{"A Verificação Abaixo Não é Valida" otherwise} \end{array} \right. = \text{"A Verificação Abaixo é Valida"}$$

$$M_{Rd} := \left\{ \begin{array}{ll} (0.9Z \cdot f_y) \text{ if } \lambda < \lambda_p & = 58.275 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{momento resistente}) \\ \left[0.9 \left(\frac{0.021E}{t} + f_y \right) \cdot W \right] \text{ if } \lambda_p < \lambda < \lambda_r & \\ \left(0.9 \frac{0.33E}{t} \cdot W \right) \text{ if } \lambda > \lambda_r & \end{array} \right.$$

$$\text{Verificação} := \left\{ \begin{array}{ll} \text{"OK"} \text{ if } \left[\frac{N_c}{N_{cRd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_c}{N_{cRd}} > 0.2 < 1 & = \text{"OK"} \\ \left[\frac{N_c}{2N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_c}{N_{cRd}} < 0.2 & \\ \text{"NO OK"} \text{ if } \left[\frac{N_c}{N_{cRd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_c}{N_{cRd}} > 0.2 > 1 & \\ \left[\frac{N_c}{2N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) \right] \text{ if } \frac{N_c}{N_{cRd}} < 0.2 & \end{array} \right.$$

Razão de tensões:

$$\text{Ratio} := \frac{N_c}{N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xx}}{M_{Rd}} + \frac{M_{yy}}{M_{Rd}} \right) = 0.329$$