

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Anderson Dametto

**ESTRUTURA METÁLICA DE UM EDIFÍCIO INDUSTRIAL:
VARIAÇÃO NO CONSUMO DE AÇO EM FUNÇÃO DAS
DIFERENTES MAGNITUDES DAS CARGAS DE VENTO NAS
REGIÕES SUL E NORDESTE DO BRASIL**

Porto Alegre
janeiro 2013

ANDERSON DAMETTO

**ESTRUTURA METÁLICA DE UM EDIFÍCIO INDUSTRIAL:
VARIAÇÃO NO CONSUMO DE AÇO EM FUNÇÃO DAS
DIFERENTES MAGNITUDES DAS CARGAS DE VENTO NAS
REGIÕES SUL E NORDESTE DO BRASIL**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Ruy Carlos Ramos de Menezes

Porto Alegre
janeiro 2013

ANDERSON DAMETTO

**ESTRUTURA METÁLICA DE UM EDIFÍCIO INDUSTRIAL:
VARIAÇÃO NO CONSUMO DE AÇO EM FUNÇÃO DAS
DIFERENTES MAGNITUDES DAS CARGAS DE VENTO NAS
REGIÕES SUL E NORDESTE DO BRASIL**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 11 de janeiro de 2013

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes
Dr. Techn. pela Universitaet Innsbruck, Áustria
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes (UFRGS)
Dr. Techn. pela Universitaet Innsbruck, Áustria

Jennefer Lavor Bentes
Eng. Civil pela Universidade Federal do Pará

Renata Maldonado Gheno
Eng. Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Tranquilo e Therezinha,
que sempre me apoiaram, especialmente durante o período
do meu Curso de Graduação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes, orientador deste trabalho, pela paciência, ajuda e valiosos conhecimentos repassados.

Agradeço a Profa. Carin Maria Schmitt, coordenadora deste trabalho, pela sua dedicação e atenção dada.

Agradeço a minha família, por estar sempre ao meu lado em todas as decisões tomadas.

Agradeço aos meus colegas que, direta ou indiretamente, contribuíram para a elaboração deste trabalho.

Não há nada como o sonho para criar o futuro.
Utopia hoje, carne e osso amanhã.

Victor Hugo

RESUMO

Há muitos anos, principalmente nos países mais desenvolvidos economicamente, as estruturas metálicas são destaques na construção. São estruturas que atendem com competência os mais diversos projetos arquitetônicos, aliando, concomitantemente, boas características físicas de seu principal material constituinte, o aço, com rapidez de execução, segurança e durabilidade. Um item, de fundamental importância para a estabilidade estrutural, é a correta consideração das cargas que podem estar presentes ao longo da vida útil da edificação, sendo que, uma das ações mais nocivas para as estruturas metálicas, é a carga proveniente do vento. Assim, este trabalho versa sobre a comparação de estruturas expostas a diferentes carregamentos pelo vento, levando em consideração os preceitos da NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), que indica que cada região do País possui características particulares que podem gerar forças devidas ao vento de diferentes magnitudes. Assim, nessa pesquisa, são comparadas duas situações de carregamento: uma estrutura localizada no Sul do Brasil e outra, de iguais dimensões, no Nordeste. Para cada caso, é analisado o dimensionamento e, conseqüentemente, o consumo de aço para quatro diferentes inclinações de telhado, a fim de confrontar os resultados e poder determinar as estruturas mais econômicas. Para tanto, primeiramente, são definidas as diretrizes que delineiam a pesquisa e abordados, através da pesquisa bibliográfica, diversos tópicos relacionados às estruturas de aço, como as propriedades do material, a forma de estimar as cargas atuantes, o dimensionamento das peças, modelos estruturais comumente utilizados e a demonstração dos principais componentes que formam um edifício industrial. A partir daí, determina-se as cargas atuantes em cada estrutura (com suas devidas particularidades) e passa-se para a etapa de análise, cálculo e dimensionamento. Todos os edifícios estudados foram modelados e dimensionados pelo *software* CYPE Novo Metálicas 3D 2012. Como resultado, conclui-se que a melhor inclinação de telhado, em termos de consumo de aço, para o edifício industrial influenciado pela carga do vento da região Sul do País, é o de vinte graus e, para a Nordeste, cinco. Sendo assim, é possível observar que, entre essas situações, a estrutura localizada na região Sul apresenta um consumo de aço 23% maior.

Palavras-chave: Edifícios Industriais de Aço. Influencia da Inclinação do Telhado em Estruturas Metálicas. Ação do Vento em Edificações na Região Sul do Brasil. Ação do Vento em Edificações na Região Nordeste do Brasil.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa	21
Figura 2 – Diagrama convencional tensão-deformação dos aços ASTM A36, A242, A325, A490	25
Figura 3 – Trecho inicial dos diagramas tensão-deformação de aços com patamar de escoamento	26
Figura 4 – Perfis soldados compostos pela associação de chapas ou perfis laminados ...	29
Figura 5 – Perfis usados em treliças e pórticos	29
Figura 6 – Perfis usados em terças e longarinas	30
Figura 7 – Perfis usados em vigas e colunas	30
Figura 8 – Acidente causado pelo vento em Guaíba, RS	32
Figura 9 – Mapa das isopletas brasileiras	34
Figura 10 – Flambagem por distorção	40
Figura 11 – Edifício de coluna simples e tesoura	44
Figura 12 – Edifício de coluna simples e treliças	45
Figura 13 – Edifício com pórticos em alma cheia	46
Figura 14 – Esquema tridimensional de um galpão simples em estrutura metálica	46
Figura 15 – Tipos de treliças ou tesouras	48
Figura 16 – Interligação de perfis para colunas treliçadas	49
Figura 17 – Perspectiva genérica dos edifícios industriais em estudo	53
Figura 18 – Pórtico com inclinação de telhado de 5 graus	54
Figura 19 – Pórtico com inclinação de telhado de 10 graus	54
Figura 20 – Pórtico com inclinação de telhado de 15 graus	55
Figura 21 – Pórtico com inclinação de telhado de 20 graus	55
Figura 22 – Sobrecarga na estrutura	57
Figura 23 – Coeficientes de forma para paredes de todas as edificações em estudo	58
Figura 24 – Coeficientes de forma externos para telhados com inclinação de 5 graus	59
Figura 25 – Coeficientes de forma externos para telhados com inclinação de 10 graus ..	59
Figura 26 – Coeficientes de forma externos para telhados com inclinação de 15 graus ..	60
Figura 27 – Coeficientes de forma externos para telhados com inclinação de 20 graus ..	60
Figura 28 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 0° para telhado com 5° de inclinação	61
Figura 29 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 90° para telhado com 5° de inclinação	61

Figura 30 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 0° para telhado com 10° de inclinação	62
Figura 31 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 90° para telhado com 10° de inclinação	62
Figura 32 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 0° para telhado com 15° de inclinação	62
Figura 33 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 90° para telhado com 15° de inclinação	63
Figura 34 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 0° para telhado com 20° de inclinação	63
Figura 35 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 90° para telhado com 20° de inclinação	63
Figura 36 – Denominação das faces dos pórticos para verificação da tabela 5	68
Figura 37 – Comprimento de flambagem dos banzos e pilares para todas as inclinações de telhado	72
Figura 38 – Corte transversal das treliças	74
Figura 39 – Ponto de verificação dos deslocamentos verticais	75
Figura 40 – Ponto de verificação dos deslocamentos horizontais	76
Figura 41 – Consumo de aço para cada pórtico e para cada região do País estudada	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Propriedades mecânicas de aços-carbono	24
Tabela 2 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes	36
Tabela 3 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações variáveis	36
Tabela 4 – Valores do fator de combinação Ψ_0	36
Tabela 5 – Valores do fator S_2 em função da inclinação de telhado	65
Tabela 6 – Velocidades características e pressões dinâmicas para os pórticos influenciados pela carga do vento da região Sul	66
Tabela 7 – Velocidades características e pressões dinâmicas para os pórticos influenciados pela carga do vento da região Nordeste	66
Tabela 8 – Cargas críticas do vento para cada face dos pórticos estudados	68
Tabela 9 – Deslocamentos verticais máximos no centro das treliças (para a combinação de peso-próprio mais sobrecarga)	75
Tabela 10 – Deslocamentos horizontais máximos no topo do pilar (para a combinação de peso próprio mais vento incidindo a 90°)	76
Tabela 11 – Resumo do consumo de aço para os pórticos analisados sob influência do vento da região Sul do Brasil	77
Tabela 12 – Resumo do consumo de aço para os pórticos analisados sob influência do vento da região Nordeste do Brasil	78
Tabela 13 – Comparativo do consumo de aço para cada inclinação de telhado e região do País estudada	78

LISTA DE SÍMBOLOS

V_0 – velocidade básica do vento

f_y – limite de escoamento

f_u – resistência à ruptura

σ – tensão

ε – deformação

E – módulo de elasticidade

ν_a – coeficiente de Poisson

G – módulo de elasticidade transversal

β_a – coeficiente de dilatação térmica do aço

ρ_a – massa específica do aço

d – altura de perfil metálico

b_f – largura de perfil metálico

F_d – força; valor de ação

$F_{G,k}$ – valores característicos das ações permanentes

$F_{Q,k}$ – valor característico das ações variáveis

γ_g – coeficiente de ponderação das ações permanentes

γ_q – coeficiente de ponderação das ações variáveis

Ψ_o – fator de combinação

$N_{t,Sd}$ – força axial de tração solicitante de cálculo

$N_{t,Rd}$ – força axial de tração resistente de cálculo

A_g – área bruta da seção transversal da barra

A_e – área líquida efetiva da seção transversal da barra

γ_{a1} – coeficiente de ponderação das resistências

γ_{a2} – coeficientes de ponderação das resistências.

$N_{c,Sd}$ – força axial de compressão solicitante de cálculo

$N_{c,Rd}$ – força axial de compressão resistente de cálculo

χ – fator de redução associado à resistência a compressão

Q – fator de redução total associado à flambagem local

M_{Sd} – momento fletor solicitante de cálculo

M_{Rd} – momento fletor resistente de cálculo

V_{Sd} – força cortante solicitante de cálculo

V_{Rd} – força cortante resistente de cálculo

N_{Sd} – força axial solicitante de cálculo

N_{Rd} – força axial resistente de cálculo

$M_{x,Sd}$ – momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo x da seção transversal

$M_{y,Sd}$ – momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo y da seção transversal

$M_{x,Rd}$ – momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção transversal

$M_{y,Rd}$ – momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y da seção transversal

c_{pi} – coeficiente de pressão interna

c_{pe} – coeficiente de pressão externa

$V_{0,Sul}$ – velocidade básica do vento para a região Sul

$V_{0,Nordeste}$ – velocidade básica do vento para a região Nordeste

S_1 – fator topográfico

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

S_3 – fator estatístico

Z – altura acima do nível geral do terreno

b – parâmetro meteorológico

p – parâmetro meteorológico

F_r – fator de rajada

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	19
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	19
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	19
2.2.1 Objetivo principal	19
2.2.2 Objetivo secundário	19
2.3 HIPÓTESE	20
2.4 PRESSUPOSTO	20
2.5 PREMISA	20
2.6 DELIMITAÇÕES	20
2.7 LIMITAÇÕES	20
2.8 DELINEAMENTO	21
3 ESTRUTURAS DE AÇO	23
3.1 AÇO ESTRUTURAL	23
3.1.1 Diagrama tensão-deformação	25
3.1.2 Propriedades dos aços estruturais	26
3.1.3 Constantes físicas do aço	27
3.2 PRODUTOS DE AÇO PARA USO ESTRUTURAL	28
3.2.1 Perfis soldados	28
3.2.2 Perfis em chapa dobrada	29
3.3 AÇÕES A CONSIDERAR	30
3.3.1 Ações permanentes, variáveis e excepcionais	31
3.3.2 Ação do vento nas estruturas	31
3.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES	35
3.5 CONSIDERAÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO	37
3.5.1 Barras tracionadas	37
3.5.2 Barras comprimidas	38
3.5.3 Barras submetidas a momento fletor e força cortante	41
3.5.4 Barras submetidas a flexo-tração e flexo-compressão	41
4 EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS	43
4.1 TIPOS DE EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS	43
4.1.1 Edifícios com coluna simples e tesoura	44
4.1.2 Edifícios com coluna simples e treliça	45

4.1.3 Edifícios com pórticos em alma cheia	45
4.2 PARTES COMPONENTES DE UM GALPÃO INDUSTRIAL	46
4.2.1 Terças e tirantes (correntes)	47
4.2.2 Vigas longitudinais e contraventamentos	47
4.2.3 Treliças	48
4.2.4 Colunas	49
4.2.5 Chumbadores e placas de base das colunas	50
4.3 LIGAÇÕES SOLDADAS E PARAFUSADAS	50
4.3.1 Ligações soldadas	51
4.3.2 Ligações parafusadas	51
5 ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS	53
5.1 AÇÕES	56
5.1.1 Cargas permanentes	56
5.1.2 Cargas variáveis: sobrecarga na cobertura	56
5.1.3 Cargas variáveis: vento	57
5.1.3.1 Determinação dos coeficientes	57
5.1.3.1.1 Coeficientes de forma para as paredes	58
5.1.3.1.2 Coeficientes de forma para os telhados	58
5.1.3.1.3 Coeficientes de pressão interna	61
5.1.3.1.4 Sobreposição dos coeficientes	61
5.1.3.2 Determinação da pressão dinâmica do vento	63
5.1.3.3 Cargas devidas ao vento críticas	66
5.2 COMBINAÇÕES DE AÇÕES	69
5.3 ANÁLISE ESTRUTURAL	70
5.4 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS	70
5.4.1 Materiais utilizados	71
5.4.2 Flambagem	72
5.4.3 Considerações sobre as dimensões dos perfis	73
5.4.4 Deslocamentos	74
6 RESULTADOS: APRESENTAÇÃO E ANÁLISE	77
6.1 RESUMO DE MATERIAIS	77
6.2 COMPARATIVO DO CONSUMO DE AÇO	78
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	81

REFERÊNCIAS	83
APÊNDICE A	84
APÊNDICE B	88
APÊNDICE C	92
APÊNDICE D	98
APÊNDICE E	104
APÊNDICE F	113

1 INTRODUÇÃO

O primeiro material siderúrgico, empregado em estruturas metálicas, foi o ferro fundido. Entre os anos 1780 e 1820, construíram-se diversas pontes em arco ou treliçadas, que possuíam elementos em ferro fundido, trabalhando à compressão. Entretanto, no século XIX, declinou o uso de ferro fundido em favor do ferro forjado que, em geral, oferecia maior segurança. Um exemplo notável do emprego de barras de ferro forjado é a ponte suspensa de Menai, no País de Gales, que vence um vão de 175 metros (PFEIL; PFEIL, 2010, p. 2).

Com o progresso tecnológico da siderurgia, no final do século XIX, começou-se a utilizar o aço como material constituinte dos elementos estruturais das construções metálicas. Por possuir boas características físicas e ser economicamente viável, rapidamente substituiu os ferros fundido e forjado na indústria da construção, sendo amplamente utilizado até hoje.

Atualmente, um dos setores responsáveis por grande parte do consumo de estruturas de aço é o industrial, no qual a maioria dos empreendimentos se destaca por ter somente um pavimento, sendo grandes áreas cobertas para serem utilizadas para as mais variadas atividades. Estruturas metálicas são adequadas para esse tipo de edificação por serem confiáveis, terem competência para vencer grandes vãos e possuírem uma construção limpa e de rápida execução (qualidade requerida principalmente em ampliações e reformas, em que a indústria deve sofrer o mínimo possível com os transtornos causados pela rotina de obras).

Na análise estrutural dos edifícios de aço, segundo a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 15), deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura, como cargas permanentes, acidentais (sobrecargas) e devidas ao vento. Atentando para isso, Bellei (2006, p. 86) complementa afirmando que a ação do vento nas estruturas metálicas é uma das mais importantes a considerar, não podendo ser negligenciada, sob o risco de colocar a estrutura em colapso.

Para estimar a pressão dinâmica e, conseqüentemente, o carregamento devido ao vento numa edificação, um dos principais parâmetros adotados é a velocidade básica do vento (V_0). A NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) especifica o

respectivo valor a ser considerado na análise estrutural para cada região do País. Um fato, que pode ser realçado, é a grande disparidade desse valor, principalmente quando comparada a região Sul com a Nordeste.

Sendo assim e, com o crescimento econômico observado no Brasil nos últimos anos, em que inúmeros edifícios industriais estão em fase de concepção ou construção em todas as regiões do País, este trabalho de conclusão do curso de Engenharia Civil propõe fazer uma análise do dimensionamento das peças metálicas de um galpão retangular, sustentado por pórticos de aço, para duas situações de carregamento devido ao vento: uma **obra localizada na região Sul e outra na região Nordeste do Brasil**. Para cada circunstância de carregamento, faz-se o dimensionamento das peças para quatro diferentes inclinações de telhado (5, 10, 15 ou 20 graus), a fim de se obter a inclinação mais econômica, quantificar o consumo de aço para cada caso e fazer confrontação dos resultados.

Para efeitos de cálculo, é considerada uma obra localizada no sul do estado do Rio Grande do Sul, onde a velocidade básica do vento é de cerca de 50 m/s, e, outra, no extremo oposto do País, na região Nordeste, onde a velocidade básica do vento, segundo o mapa das isopletas brasileiras apresentado na norma NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 6), encontra-se na faixa de 30 m/s.

Os resultados da pesquisa podem ser interessantes tanto para projetistas, quanto para empresas construtoras. Para projetistas, pode dar noção de quanto o carregamento devido ao vento e a inclinação do telhado alteram o consumo de aço para a execução de uma estrutura. Para empresas construtoras, que utilizam estruturas metálicas em suas obras, pode-se mostrar que o custo de um empreendimento – além das questões logísticas, custos de mão de obra e dos materiais – também pode ser afetado pelo carregamento específico a ser considerado na análise estrutural, conforme a localização geográfica da obra.

No próximo capítulo, são definidas as diretrizes da pesquisa, a qual inclui a questão de pesquisa, objetivos, pressupostos, limitações, delimitações e delineamento que orientam este trabalho. Posteriormente, no capítulo 3, são abordadas as características das estruturas de aço, bem como as propriedades e peculiaridades do aço e como é sua utilização como elemento estrutural. Além disso, é demonstrado como devem ser consideradas as cargas para a análise

de uma estrutura metálica e elucidadas algumas considerações sobre o dimensionamento de perfis de aço.

No capítulo 4, são realçados os edifícios industriais, expondo os modelos estruturais mais usuais para esse tipo de construção. Adicionalmente, há a demonstração dos principais componentes presentes nessas estruturas e a forma como são unidos.

No capítulo 5, enfatiza-se a análise e o dimensionamento dos modelos definidos pelo estudo comparativo. Nessa etapa, são feitas considerações sobre as ações que as estruturas estão submetidas, analisados os deslocamentos previstos, explanado o método usado para dimensionamento das barras e demonstradas as dimensões definitivas consideradas para cada peça constituinte dos pórticos estudados.

No capítulo 6, são quantificados os consumos de aço para cada situação de cálculo, fazendo-se a confrontação dos resultados. Por fim, no capítulo 7, são apresentadas as considerações finais.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para o desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: qual a diferença entre o consumo de aço para a execução dos pórticos das estruturas metálicas situadas nas regiões Sul e Nordeste do Brasil, que se diferem pelo carregamento devido ao vento a ser utilizado na análise estrutural, conforme preconiza norma específica?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo Principal

O objetivo principal do trabalho é a verificação da diferença no consumo de aço na execução dos pórticos, que são os componentes principais da estrutura de galpões industriais, localizados nas regiões Sul e Nordeste do Brasil, que variam a inclinação dos telhados e o carregamento devido ao vento a ser utilizado na análise estrutural.

2.2.2 Objetivos Secundários

São objetivos secundários do trabalho:

- a) o dimensionamento e a verificação de perfis metálicos para os projetos escolhidos (para cada situação de carregamento pelo vento e inclinação dos telhados);
- b) verificação da inclinação de telhado que torna mais econômica a solução em cada Região.

2.3 HIPÓTESE

A hipótese do trabalho é a de que, em média, as estruturas metálicas situadas na região Sul do Brasil, apresentem consumo de aço 20% maior em relação aos projetos localizados na região Nordeste.

2.4 PRESSUPOSTO

É pressuposto do trabalho que todos os métodos de cálculo e informações apresentados nas normas NBR 6.123/1988 (Forças devidas ao Vento em Edificações), NBR 8.800/2008 (Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios) e NBR 14.762/2010 (Dimensionamento de Estruturas de Aço constituídas por Perfis Formados a Frio), são adequados para o tipo de análise proposta.

2.5 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que há viabilidade técnica e econômica para se executar edifícios industriais de aço, tanto na região Sul, quanto na região Nordeste do Brasil.

2.6 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se à realização do estudo do pórtico mais carregado de edifícios industriais, sem ponte rolante, localizados no sul do Rio Grande do Sul e outros – de iguais dimensões e características – em outra região do País, na região Nordeste.

2.7 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

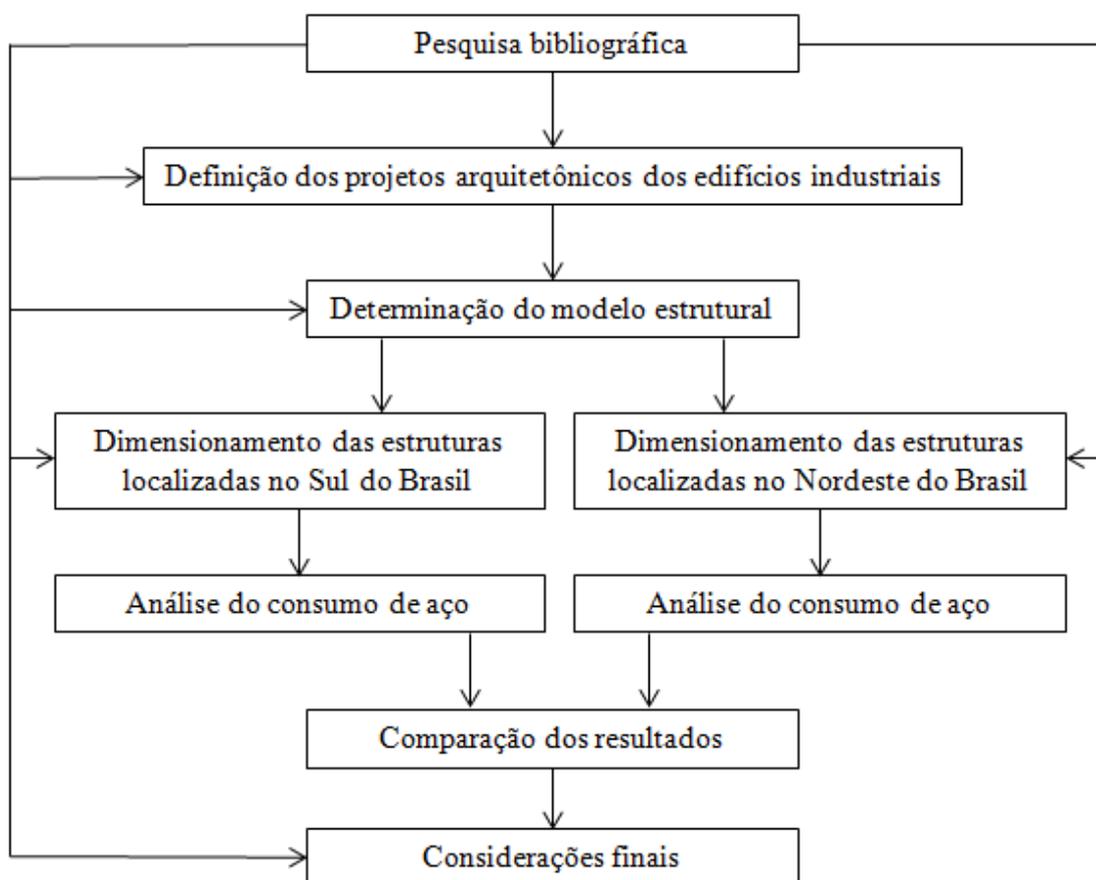
- a) utilizar somente um *software* de cálculo estrutural para o dimensionamento da estrutura, o CYPE Novo Metálicas 3D 2012;
- b) considerar edifícios industriais em aço dotados de 30 m de largura, 48 m de comprimento, 6 m de pé-direito, com espaçamento entre pórticos de 6 m e quatro inclinações de telhado distintas (5, 10, 15 e 20 graus).

2.8 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir (que estão representadas na figura 1) e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) definição dos projetos arquitetônicos dos edifícios industriais;
- c) determinação do modelo estrutural;
- d) dimensionamento das estruturas;
- e) análise do consumo de aço;
- f) comparação dos resultados;
- g) considerações finais.

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

O ponto de partida foi efetuar a pesquisa bibliográfica, a qual se estendeu por todo o trabalho e teve, como objetivo, reunir o embasamento teórico necessário para responder à questão da

pesquisa da maneira mais confiável possível. Para isso, foram utilizados livros, publicações e, principalmente, as normas técnicas vigentes que condigam com o tema do trabalho.

Posteriormente, houve a definição do projeto a ser estudado, ou seja, buscou-se uma solução arquitetônica que represente, de maneira adequada, um típico edifício industrial. A partir daí, pôde-se definir o modelo estrutural a ser utilizado nos cálculos, o qual estabeleceu a vinculação da estrutura, o *layout* das barras e o tipo dos perfis metálicos a serem empregados.

A etapa seguinte ocorreu paralelamente em duas frentes: uma para o dimensionamento das quatro estruturas localizadas no Sul do Brasil e, outra, para o dimensionamento das estruturas da região Nordeste. Nessa etapa, através do uso de *software*, efetuou-se a análise estrutural para cada inclinação de telhado, que permitiu dimensionar as peças conforme preconizam as normas específicas.

Definido o dimensionamento das peças, subsequentemente, foi analisado o consumo de aço de cada situação de cálculo a que a estrutura foi submetida e, assim, pôde ser feita a comparação dos resultados. Enfim, a partir da interpretação dos dados obtidos, chegou-se às considerações finais da pesquisa.

3 ESTRUTURAS DE AÇO

Atualmente, o aço tem grande destaque na construção, sendo empregado em edificações que se destinam aos mais diversos usos: comercial, residencial, industrial e de infraestrutura. De acordo com Bellei et al. (2004, p. 5), as principais vantagens das estruturas de aço são:

- a) alta resistência do aço em comparação com outros materiais;
- b) o aço é um material homogêneo de produção controlada;
- c) as estruturas são produzidas em fábricas por processos industrializados seriados, cujo efeito de escala favorece a menores prazos e menores custos;
- d) os elementos das estruturas metálicas podem ser desmontados e substituídos com facilidade e permitem também reforçar quando necessário;
- e) a possibilidade de reaproveitamento do material que não seja mais necessário à construção;
- f) menor prazo de execução, se comparado com outros materiais.

As estruturas de aço caracterizam-se por serem produzidas em parte fora do local da construção e em parte na própria obra, ou seja, é uma construção industrializada que realiza atividades em local diverso do canteiro de obras, destinadas à preparação prévia de elementos padronizados que serão transportados ao canteiro para montagem da estrutura da edificação (PINHO, 2005, p. 16).

Assim, para que a junção das peças forme um conjunto estável que sustente a edificação, é necessária uma série de análises que levam em conta diversos fatores. Deste modo, neste capítulo, são abordadas as condições básicas para o estudo das estruturas metálicas, como as características e propriedades do aço, os produtos utilizados como elementos estruturais e alguns critérios adotados para o estudo do carregamento e para o dimensionamento das peças.

3.1 AÇO ESTRUTURAL

O aço já era conhecido desde a Antiguidade, porém, somente no final do século XIX – com a invenção de um forno industrial, proposto pelo inglês Henry Bessemer, com o qual se pôde

produzir o material em larga escala – é que o aço começou a estar disponível a preços competitivos (PFEIL; PFEIL, 2010, p. 2).

O aço é uma liga metálica constituída basicamente de ferro e carbono. É obtido pelo refino de ferro-gusa, que é o produto da primeira fusão do minério de ferro (DIAS, 2008, p. 59).

Segundo Pfeil e Pfeil (2010), em função da presença, na composição química, de elementos de liga e do teor de elementos residuais, os aços podem ser classificados em:

- a) **aços-carbono** – são os tipos mais usuais, nos quais o aumento de resistência em relação ao ferro puro é produzido pelo carbono e, em menor escala, pela adição de manganês. As propriedades mecânicas dos principais tipos de aço-carbono usados em estruturas, segundo os padrões da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), da ASTM (*American Society for Testing and Materials*) e das normas europeias EN (*European Norm*), são os apresentados na tabela 1;
- b) **aços de baixa-liga** – são aços-carbono acrescidos de elementos de liga (cromo colúmbio, cobre, manganês, molibdênio, níquel, fósforo, vanádio e zircônio);
- c) **aços com tratamento térmico** – tanto os aços-carbono, quanto os de baixa-liga podem ter suas resistências aumentadas pelo tratamento térmico. No entanto, a soldagem desse tipo de aço é mais difícil, o que torna seu emprego pouco usual em estruturas correntes. Parafusos de alta resistência, como o ASTM A325, são fabricados em aço tratados termicamente.

Tabela 1 – Propriedades mecânicas de aços-carbono

Especificação	Teor de carbono %	Limite de escoamento f_y (MPa)	Resistência à ruptura f_u (MPa)
ABNT MR250	baixo	250	400
ASTM A7	-	240	370-500
ASTM A36	0,25-0,29	250 (36 ksi)	400-500
ASTM A307 (parafuso)	baixo	-	415
ASTM A325 (parafuso)	médio	635 (min.)	825 (min.)
EN S235	baixo	235	360

(fonte: PFEIL; PFEIL, 2010, p. 10)

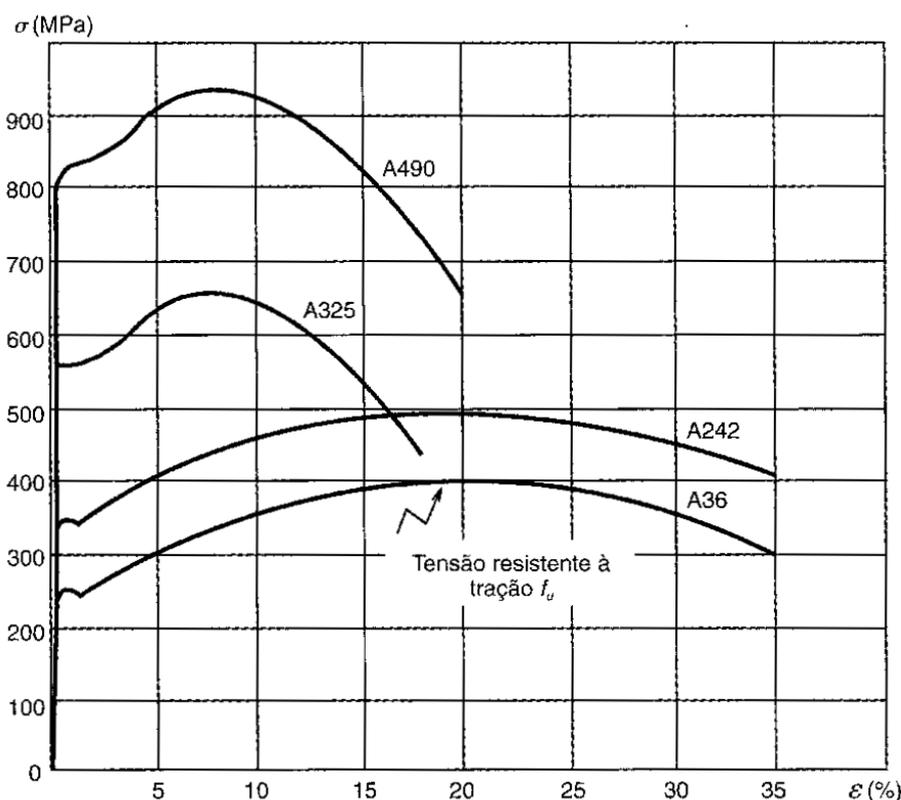
Bellei (2006, p. 7) complementa que, para os aços de baixa-liga, os elementos de liga promovem uma modificação da microestrutura do material, permitindo que aço com teor de cerca de 0,20% de carbono, obtenha elevada resistência e, além disso, boa soldabilidade.

A seguir, é exposto o diagrama tensão-deformação, as propriedades e as constantes físicas do aço estrutural.

3.1.1 Diagrama tensão-deformação

Uma barra metálica submetida a um esforço de tração crescente sofre deformação progressiva em sua extensão (há aumento de comprimento), essa relação entre a tensão aplicada e a deformação resultante pode ser vista no diagrama tensão-deformação (σ , ϵ), de alguns tipos de aço, mostrada na figura 2.

Figura 2 – Diagrama convencional tensão-deformação dos aços ASTM A36, A242, A325, A490

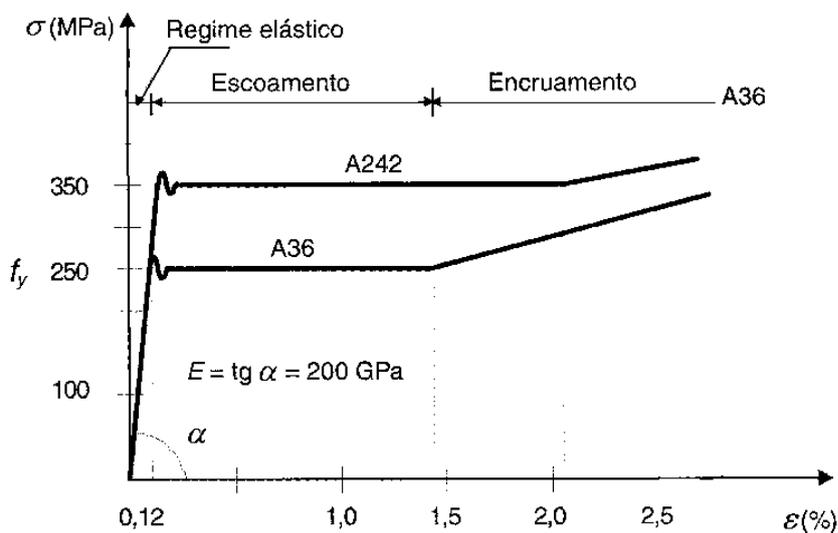


(fonte: PFEIL; PFEIL, 2010, p. 14)

Na análise do diagrama tensão-deformação escalado no eixo das abscissas (figura 3), é possível observar que a lei física linear – Lei de Hooke – é válida até certo valor da tensão, a partir daí, o material apresenta uma propriedade chamada de **escoamento**, caracterizada pelo aumento de deformação com tensão constante. A inclinação do trecho retilíneo do diagrama é

denominado módulo de elasticidade (E) e a tensão que produz o escoamento é chamada de limite de escoamento (f_y) (PFEIL; PFEIL, 2010, p. 13).

Figura 3 – Trecho inicial dos diagramas tensão-deformação de aços com patamar de escoamento



(fonte: PFEIL; PFEIL, 2010, p. 14)

Segundo Dias (2008, p. 73), o limite de escoamento é a constante física mais importante no cálculo das estruturas de aço e, como forma de limitar a deformação das barras, deve-se, no cálculo das estruturas, impedir que a tensão (f_y) seja atingida. Para deformações unitárias superiores ao patamar de escoamento, segundo Pfeil e Pfeil (2010, p. 13), o material apresenta acréscimo de tensões – encruamento – que corresponde a deformações exageradas.

3.1.2 Propriedades dos aços estruturais

As propriedades mecânicas constituem importantes características dos aços estruturais e são de grande interesse para avaliar sua aplicação na Engenharia. Dentre elas, Pfeil e Pfeil (2010, p. 16-18) destacam a:

- a) ductilidade;
- b) fragilidade;
- c) resiliência e tenacidade;
- d) fadiga;
- e) dureza;

f) efeito da temperatura elevada;

g) corrosão.

Uma das propriedades dos aços estruturais é a **ductilidade**, que é a capacidade que o metal tem de se deixar deformar sem sofrer fraturas na fase inelástica, isto é, além do limite de elasticidade (BELLEI, 2006, p. 8). A **fragilidade** é o oposto da ductilidade. Os aços podem se tornar frágeis pela ação de agentes térmicos, como as baixas temperaturas e efeitos térmicos locais, como solda inadequada. Uma característica dos metais frágeis é que rompem bruscamente, sem aviso prévio, o que pode representar um perigo para as estruturas (PFEIL; PFEIL, 2010, p. 16).

Resiliência e tenacidade se relacionam com a capacidade do metal de absorver energia mecânica. Resiliência é a quantidade de energia elástica que pode ser absorvida, por unidade de volume, do metal tracionado. Tenacidade é a energia total, elástica e plástica que o metal pode absorver, por unidade de volume, até a sua ruptura. Outra propriedade dos aços é a **fadiga**, cujo efeito de esforços repetitivos em grande número, pode levar à ruptura do material em tensões inferiores às obtidas em ensaios estáticos (PFEIL; PFEIL, 2010, p. 16-17).

Para Pfeil e Pfeil (2010, p. 17), **dureza** é a resistência do metal ao risco ou à abrasão. Outra particularidade do material são as modificações nas propriedades físicas quando expostos a **elevadas temperaturas**, que são capazes de reduzir a resistência ao escoamento, a tensão de ruptura e o módulo de elasticidade.

Uma característica que também deve ser analisada é o efeito da corrosão no material. **Corrosão** é o processo de reação do aço com alguns elementos presentes no ambiente em que o material se encontra exposto, promovendo a diminuição da seção transversal dos perfis metálicos, podendo causar colapso estrutural (PFEIL; PFEIL, 2010, p. 18).

3.1.3 Constantes físicas do aço

Para efeitos de cálculo, segundo a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 13), devem ser adotados os seguintes valores para as propriedades mecânicas dos aços:

a) módulo de elasticidade, $E = 200.000 \text{ MPa}$;

- b) coeficiente de Poisson, $\nu_a = 0,3$;
- c) módulo de elasticidade transversal, $G = 77.000 \text{ MPa}$;
- d) coeficiente de dilatação térmica, $\beta_a = 1,2 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$;
- e) massa específica, $\rho_a = 7.850 \text{ kg/m}^3$.

3.2 PRODUTOS DE AÇO PARA USO ESTRUTURAL

As usinas siderúrgicas produzem aços para utilização estrutural sob diversas formas: chapas, barras, perfis laminados a quente em forma de H, I, U e L, fios trefilados, cordoalhas, cabos, etc. Os três primeiros são fabricados em laminadores, que dão ao aço pré-aquecido a forma desejada. Já os fios trefilados são obtidos puxando uma barra de aço sucessivamente por meio de feiras com diâmetros decrescentes e, as cordoalhas, são cabos formados por associação de fios (PFEIL; PFEIL, 2010, p. 19).

Além dos perfis laminados a quente, os perfis estruturais podem ser derivados de aços planos (chapas), como é o caso dos perfis soldados e dos perfis em chapas dobradas, mostrados a seguir.

3.2.1 Perfis soldados

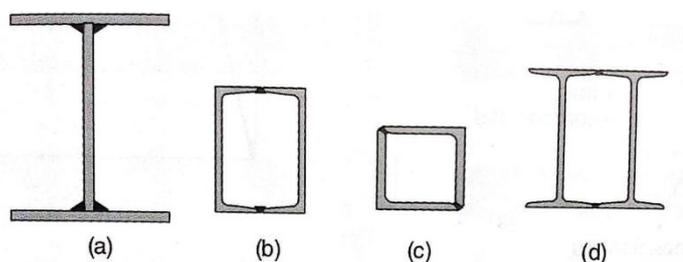
Perfis soldados são elementos formados pela associação de chapas de aço estrutural através de solda a arco elétrico. São largamente utilizados na construção de estruturas de aço, em face da grande versatilidade de combinações possíveis de espessuras, alturas e larguras.

Os perfis soldados, compostos a partir de três chapas, que são os mais usuais, podem ser utilizados com a condição de serem respeitadas as relações de largura e espessura previstas nas normas (BELLEI, 2006, p. 18). A NBR 5.884 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2000, p. 3) padroniza cinco séries de perfis soldados (sendo d a altura do perfil e b_f , largura):

- a) CS para colunas (com $d/b_f = 1$);
- b) VS para vigas (com $1,5 < d/b_f \leq 4$);
- c) CVS para colunas e vigas (com $1 < d/b_f \leq 1,5$);
- d) PS para perfis soldados monossimétricos.

Na figura 4a é apresentado um perfil I formado pela união de três chapas. Já nas figuras 4b, 4c e 4d são indicados perfis formados pela associação de perfis laminados simples.

Figura 4 – Perfis soldados compostos pela associação de chapas ou perfis laminados



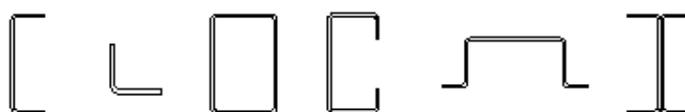
(fonte: PFEIL; PFEIL, 2010, p. 23)

3.2.2 Perfis de chapa dobrada

Os perfis de chapa dobrada, ou perfis formados a frio, são obtidos através do processo de dobra de chapas planas. Podem ser formados em prensas dobradeiras (através do puncionamento da chapa contra uma mesa com o formato do perfil desejado) ou através de perfiladeiras, processo pelo qual a chapa passa por uma série de cilindros até obter as medidas esperadas (CARVALHO et al., 2004, p. 29-31). Na construção civil, esses perfis podem ser empregados em prédios residenciais, comerciais e industriais, sendo utilizados em barras presentes em estruturas metálicas (treliças, pilares, vigas, etc.), fôrmas para concreto, telhas de cobertura e tapamento, etc.

Os tipos de perfis em chapa dobrada, utilizados para treliças e pórticos de estruturas de aço, são ilustrados na figura 5. Para terças e longarinas (usadas para fechamento de telhados e paredes), na figura 6. Para vigas e colunas (perfis para prédios de múltiplos andares), os tipos usuais de perfis formados a frio, conforme Carvalho et al. (2004), são os mostrados na figura 7.

Figura 5 – Perfis usados em treliças e pórticos



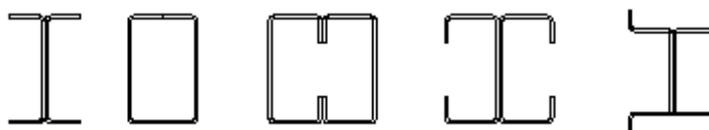
(fonte: CARVALHO et al., 2004, p. 34)

Figura 6 – Perfis usados em terças e longarinas



(fonte: CARVALHO et al., 2004, p. 34)

Figura 7 – Perfis usados em vigas e colunas



(fonte: CARVALHO et al., 2004, p. 34)

Carvalho et al. (2004, p. 33-34) sugerem algumas vantagens dos perfis formados a frio em relação aos perfis laminados:

- a) os perfis têm a forma e as dimensões adequadas à solicitação. Por ser um perfil criado, pode-se otimizar suas dimensões até que o valor da resistência seja igual ao da solicitação;
- b) há facilidade de produção e baixo custo de estoque. A produção de um perfil formado a frio, além de ser relativamente simples, é muito barata, se comparada à de um perfil laminado. Além disso, com um pequeno número de bitolas de chapas em estoque, é possível atender praticamente todos os casos do dia-a-dia;
- c) para cargas e vãos médios, uma estrutura com perfil formado a frio é utilizado menos aço. Conjugada com a forma e dimensões otimizadas, esses perfis conduzem a estruturas mais leves.

3.3 AÇÕES A CONSIDERAR

Para a segurança da estrutura, na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações (cargas) que possam produzir efeitos significativos, atentando para os estados-limites últimos e de serviço (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 15). A NBR 8.681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 3) classifica as ações como:

- a) permanentes;
- b) variáveis;
- c) excepcionais.

A seguir, são detalhadas cada uma delas e a ação do vento nas estruturas.

3.3.1 Ações permanentes, variáveis e excepcionais

Conforme Bellei (2006, p. 77), a **carga permanente** é uma carga vertical, composta pelo peso próprio da estrutura e pelo peso dos materiais de acabamento, como chapas de piso, cobertura, tapamento, instalações elétricas, etc. São as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da estrutura.

As **ações variáveis**, segundo a NBR 8.681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 3), são as cargas acidentais na construção, bem como efeitos, tais como forças de frenagem de pontes rolantes, consequências da variação da temperatura, pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, sobrecargas em pisos e coberturas e os **efeitos do vento**.

Para a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 112), nas coberturas comuns (telhados), deve ser prevista uma sobrecarga característica mínima de 0,25 kN/m², em projeção horizontal, admitindo que essa carga adicional englobe as cargas decorrentes de instalações elétricas e hidráulicas, de isolamentos térmico e acústico e de pequenas peças eventualmente fixadas na cobertura.

Já as **ações excepcionais** são caracterizadas pela duração extremamente curta e probabilidade remota de ocorrência durante a vida útil da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas. Enchentes, sismos e choques de veículos são alguns exemplos de ações excepcionais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 16).

3.3.2 Ação do vento nas estruturas

A importância dos efeitos do vento, nas edificações, está intimamente ligada ao desenvolvimento da tecnologia dos materiais e das técnicas de construção, bem como do melhor aproveitamento do terreno, com o uso de edifícios cada vez mais altos. Segundo Blessmann (2001, p. 11), o vento não era problema em construções baixas e pesadas (dotadas de paredes espessas), mas passou a ser, quando as construções foram se tornando mais esbeltas.

A maioria dos acidentes protagonizados pela ação do vento ocorre em construções leves, principalmente de grandes vãos livres – como é o caso dos edifícios industriais em estruturas metálicas (BLESSMANN, 2001, p. 12). Um exemplo de acidente causado pelo vento é o mostrado na figura 8, em que um pavilhão industrial, em fase de construção, localizado na cidade de Guaíba, no Rio Grande do Sul, entrou em colapso devido à ação de ventos fortes no ano de 1978.

Figura 8 – Acidente causado pelo vento em Guaíba, RS



(fonte: BLESSMANN, 2001, p. 59)

Conforme Blessmann (2001, p. 19), os acidentes causados pelo vento são devidos a um, ou mais, dos seguintes fatores:

- a) coeficientes aerodinâmicos considerados de forma inadequada;
- b) pressão interna;
- c) objetos lançados pelo vento;
- d) velocidade máxima do vento.

Os **coeficientes aerodinâmicos** ou **de forma** são valores utilizados para o cálculo das forças devidas ao vento numa estrutura. São influenciados substancialmente pelo ângulo de incidência do vento e as proporções entre as dimensões da construção (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 12).

Para evitar acidentes, deve-se, também, avaliar corretamente a **pressão interna** nos estudos das forças causadas pelo vento, principalmente, quando se trata da análise de grandes recintos, como edifícios industriais. A permeabilidade das paredes, relacionadas com as aberturas

presentes na edificação, modificam os esforços decorrentes do vento, como é o caso de aberturas situadas na zona de sucção, que diminuem o esforço **externo** devido à sucção (BLESSMANN, 2001, p. 21).

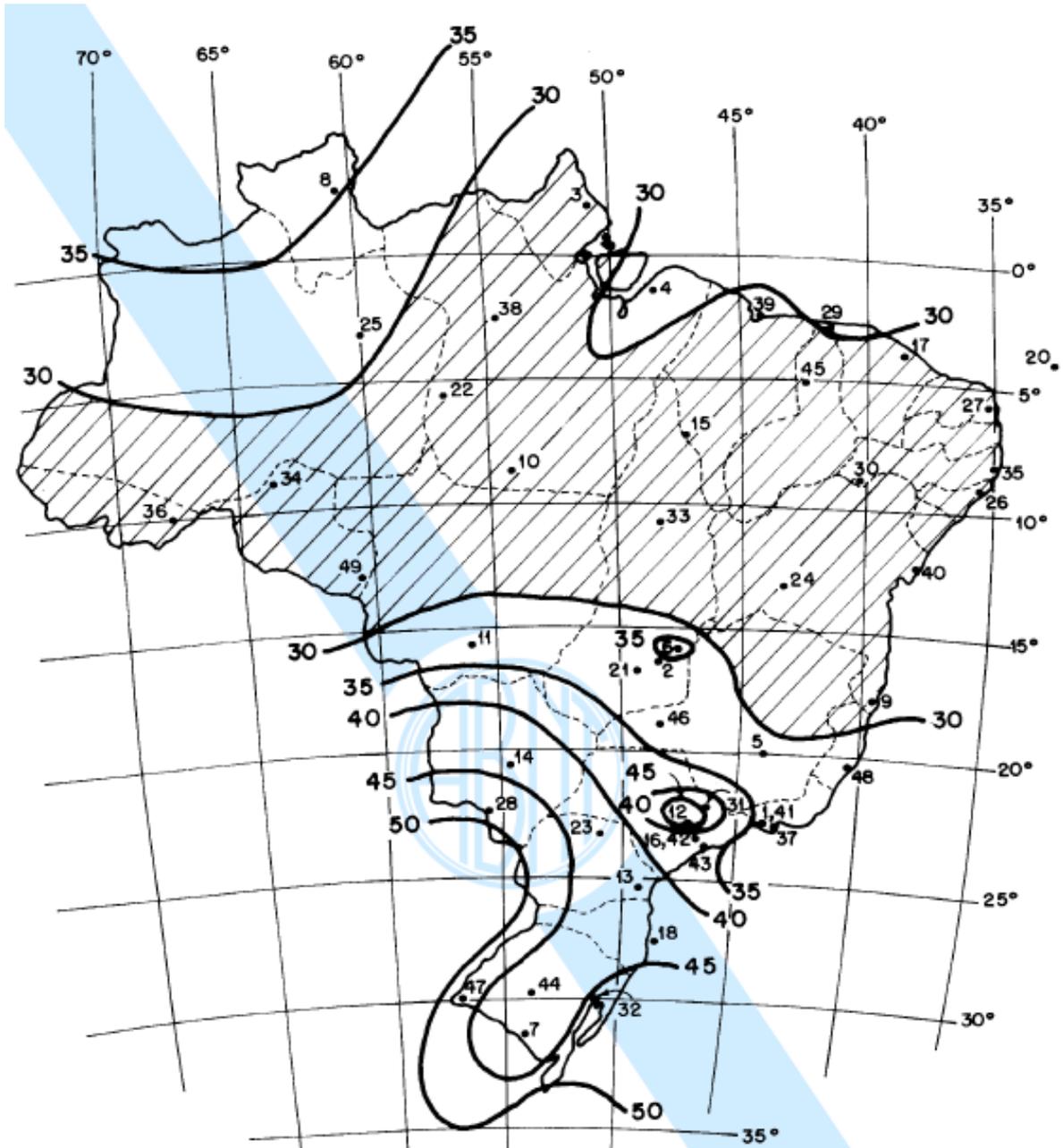
Outro fator aerodinâmico, que pode causar acidentes, são os **objetos lançados pelo vento**, que têm possibilidades de constituírem projéteis perigosos, principalmente telhas leves de grandes dimensões, que podem ser possíveis causadores de danos às edificações e veículos, bem como ferir pessoas e animais.

A **velocidade máxima** do vento, a considerar no projeto estrutural, depende de diversos fatores, como lista Blessmann (2001, p. 20):

- a) a **velocidade básica do vento** (V_0);
- b) as condições topográficas locais (que podem aumentar ou diminuir a velocidade do vento);
- c) características da rugosidade superficial (que influem no perfil de velocidade média, na altura da camada-limite atmosférica e nas características da turbulência);
- d) dimensões da edificação;
- e) probabilidade de ocorrência do vento de velocidade máxima durante a vida útil da edificação;
- f) risco de vidas humanas, etc.

Segundo a definição da NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5), a **velocidade básica do vento** é “[...] a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano.”. Blessmann (2001, p. 20) explica que, para estabelecer os valores de referência da velocidade básica do vento, foram analisados dados provenientes de medições de velocidades máximas do vento em 49 estações espalhadas pelo território brasileiro, tendo como resultado o mapa das isopleias (figura 9).

Figura 9 – Mapa das isopletas brasileiras



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 6)

Assim, pode-se verificar que a velocidade básica do vento, a ser utilizada nos cálculos das forças devidas ao vento na análise estrutural de uma edificação, depende da localização da mesma. No Brasil, V_0 varia de 30 m/s até 50 m/s.

3.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Os galpões industriais estão sujeitos a um conjunto de cargas que atuam ora isoladamente, ora em combinações umas com as outras (BELLEI, 2006, p. 77). Assim, o carregamento da estrutura (F_d) é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, para isso, deve-se pesquisar a combinação mais crítica e adequada de cargas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 19).

A NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 19), complementa afirmando que “[...] devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas forem necessárias para verificação das condições de segurança em relação a todos os estados-limites últimos aplicáveis [...]”. Para cada combinação, conforme essa Norma, deve-se aplicar a equação 1, a qual inclui as ações permanentes, a ação variável principal e as demais ações variáveis (consideradas secundárias), com seus valores de combinação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

F_d = força; valor de ação;

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

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ = valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

γ_g = coeficiente de ponderação das ações permanentes (valores indicados na tabela 2);

γ_q = coeficiente de ponderação das ações variáveis (valores indicados na tabela 3);

Ψ_0 = fator de combinação (valores indicados na tabela 4).

Tabela 2 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes

Combinações	Ações permanentes (γ_g)				
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos
Normais	1,25	1,30	1,35	1,40	1,50
	1,00*	1,00*	1,00*	1,00*	1,00*

* Valores correspondentes aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança.

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 18)

Tabela 3 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações variáveis

Combinações	Ações variáveis (γ_q)			
	Efeito da temperatura	Ação do vento	Ações truncadas	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 18)

Tabela 4 – Valores do fator de combinação Ψ_o

Ações	Ψ_o
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas, garagens e sobrecargas em coberturas	0,8
Vento Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 19)

3.5 CONSIDERAÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO

Subsequentemente ao estudo das ações a que uma estrutura pode estar submetida, pode-se iniciar a análise estrutural, cuja finalidade é obter a resposta da estrutura diante das forças que lhe foram aplicadas. Dessa análise, é que começa a etapa do dimensionamento e verificação das peças, a qual tem por objetivo garantir que a estrutura seja segura e tenha bom desempenho, evitando a ocorrência de grandes deslocamentos, vibrações indesejadas e danos locais.

Para se alcançar os propósitos acima citados, um conjunto de regras e especificações, para cada tipo de estrutura, são reunidos em normas, que estabelecem bases comuns, que devem ser utilizados por todos os engenheiros na elaboração dos projetos (PFEIL; PFEIL, 2010, p. 35). A seguir, são listadas algumas considerações sobre dimensionamento e verificação de peças de estruturas metálicas, conforme preconizam as normas específicas.

3.5.1 Barras tracionadas

Barras tracionadas são aquelas sujeitas a solicitações de tração axial ou simples. São encontradas nas estruturas, sob diversas formas, como identificam Pfeil e Pfeil (2010, p. 47):

- a) tirantes ou pendurais;
- b) contraventamentos;
- c) travejamento de vigas ou colunas;
- d) barras tracionadas de treliças.

Para o dimensionamento, segundo a norma NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 37), deve ser atendida a seguinte condição:

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

Onde:(1)

$N_{t,Sd}$ = força axial de tração solicitante de cálculo;

$N_{t,Rd}$ = força de tração resistente de cálculo.

A força axial resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, a ser usada no dimensionamento (exceto para barras redondas com extremidades rosqueadas e barras ligas por pinos), é o menor dos valores obtidos, considerando-se os estados-limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida, de acordo com as expressões a seguir apresentadas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 37).

Para escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{fórmula 2})$$

Para ruptura da seção líquida:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

A_g = área bruta da seção transversal da barra;

A_e = área líquida efetiva da seção transversal da barra;

f_y = resistência ao escoamento do aço;

f_u = resistência à ruptura do aço;

γ_{a1} e γ_{a2} = coeficientes de ponderação das resistências.

3.5.2 Barras comprimidas

Barras comprimidas são aquelas sujeitas a solicitações de compressão axial. De acordo com Pfeil e Pfeil (2010, p. 119), essas peças são encontradas em componentes de treliças, sistemas de travejamento e em pilares de sistemas contraventados de edifícios com ligações rotuladas.

Muitos perfis utilizados na construção metálica, por serem esbeltos, apresentam instabilidades que transformam a compressão numa solicitação com procedimentos de verificação, por vezes, de difícil solução. Carvalho et al. (2004, p. 85) classificam os seguintes modos de colapso de um perfil comprimido:

- a) por escoamento;
- b) por flambagem local de um ou mais elementos do perfil;
- c) por flambagem global;
- d) por flambagem por distorção;
- e) pela interação dos modos.

Um perfil entra em colapso **por escoamento** puro quando são muito curtos e com paredes muito espessas. Assim, por ser robusto, o perfil comprimido atinge a tensão de escoamento sem flambar (CARVALHO et al., 2004, p. 86).

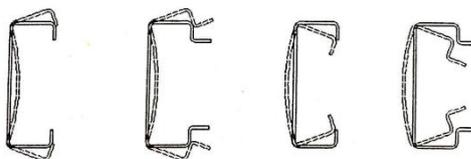
Já quando um perfil falha por **flambagem local**, cujo efeito pode ocorrer em uma ou mais paredes que formam o perfil, apresenta instabilidade caracterizada pelo aparecimento de deslocamentos transversais à chapa, na forma de ondulações (PFEIL; PFEIL, 2010, p. 119).

Outra instabilidade que pode aparecer é a **flambagem global**, que Carvalho et al. (2004, p. 87-88) apresentam de três formas:

- a) flambagem por flexão, em que o perfil se translada paralelo a si próprio, ocorrendo em perfis duplamente simétricos ou de seção cheia;
- b) flambagem por torção, em que ao se instabilizar, o perfil tem sua seção transversal rotada, mantendo seu eixo na posição original. Ocorre em perfis duplamente simétricos, com rigidez torsional muito pequena;
- c) flambagem por flexo-torção, instabilidade cujo efeito advém de uma interação entre os modos de flambagem por flexão e por torção. Ocorre em perfis com um ou nenhum eixo de simetria.

A **flambagem por distorção** caracteriza-se “[...] por um abaulamento da alma e conseqüente rotação das mesas do perfil, mantendo igual o ângulo entre elas. Esta forma de colapso acontece quando há interação entre os modelos de flambagem de cada elemento que forma o perfil.”. Este modo de instabilidade ocorre em perfis enrijecidos, como mostra a figura 10, que estão travados contra o deslocamento lateral ou torção (CARVALHO et al., 2004, p. 89). A NBR 14.762 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) suplementa que os perfis U simples (sem enrijecedores de borda), por exemplo, não são passíveis de flambagem distorcional, dispensando-se, portanto, tal verificação.

Figura 10 – Flambagem por distorção



(fonte: CARVALHO et al., 2004, p. 89)

No dimensionamento das barras submetidas à força axial de compressão, segundo a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 43), deve ser atendida a condição estabelecida a seguir, que mostra que as forças resistentes nas peças, sempre devem igualar ou superar às solicitações impostas:

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

Onde:

$N_{c,Sd}$ = força axial de compressão solicitante de cálculo;

$N_{c,Rd}$ = força axial de compressão resistente de cálculo.

A força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, de uma barra, associada aos estados-limite últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local deve ser determinada, conforme preceito da norma NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 44), pela expressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{al}} \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

χ = fator de redução associado à resistência à compressão;

Q = fator de redução total associado à flambagem local;

A_g = área bruta da seção transversal da barra;

f_y = resistência ao escoamento do aço;

γ_{al} = coeficiente de ponderação das resistências.

3.5.3 Barras submetidas a momento fletor e força cortante

De acordo com a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 47), no dimensionamento das barras submetidas a momento fletor e a força cortante, devem ser atendidas as seguintes condições:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad \text{e} \quad V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

Onde:

M_{Sd} = momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} = momento fletor resistente de cálculo;

V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd} = força cortante resistente de cálculo.

3.5.4 Barras submetidas a flexo-tração e flexo-compressão

Há situações, na análise estrutural, em que peças podem estar submetidas aos efeitos simultâneos de força axial (tração ou compressão) e momento fletor. Além de ser verificados todos os estados-limites aplicáveis, para esses casos, deve ser obedecida a limitação imposta pelas expressões de interação sugeridas pela NBR 8.800 e mostradas a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 54).

Para $N_{Sd}/N_{Rd} \geq 0,2$:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{fórmula 5})$$

Para $N_{Sd}/N_{Rd} < 0,2$:

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

N_{Sd} = força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;

N_{Rd} = força axial resistente de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;

$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ = momentos fletores solicitantes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal;

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ = momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal.

4 EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS

Os edifícios industriais são construções, geralmente de um pavimento, que têm por finalidade cobrir grandes áreas destinadas a diversas utilizações, como fábricas, oficinas, almoxarifados, depósitos, etc. (BELLEI, 2006, p. 111).

Podem ser construídos em concreto, alumínio, madeira e aço, cada um isoladamente, ou em conjunto com outros materiais. Para Bellei (2006, p. 111) o material mais empregado é o aço, o qual é utilizado na forma de perfis laminados, soldados e formados a frio.

Em geral, segundo Bellei (2006, p. 111), nos projetos arquitetônicos de galpões industriais devem ser considerados os seguintes elementos:

- a) locação e dimensões dos equipamentos que serão abrigados;
- b) circulação interna;
- c) movimentação das cargas;
- d) iluminação e aeração;
- e) condições e o tipo do terreno.

A seguir, são listados alguns tipos de edifícios industriais e as partes componentes de suas estruturas.

4.1 TIPOS DE EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS

Todo sistema estrutural tem sempre várias alternativas de solução para os seus componentes. A escolha das alternativas corretas para cada item (material, perfil, vigas, pilares, módulos, contraventamentos) configura o sistema estrutural, que tem por objetivo produzir o comportamento esperado e o melhor desempenho possível para o projeto (PINHO; PENNA, 2008, p. 19).

Entre os diversos sistemas estruturais que podem ser utilizados para compor um edifício industrial, o sistema formado por pórticos transversais é um dos mais empregados. Um ponto

importante, que define o custo de um edifício dotado dessa configuração estrutural, é o espaçamento entre pórticos.

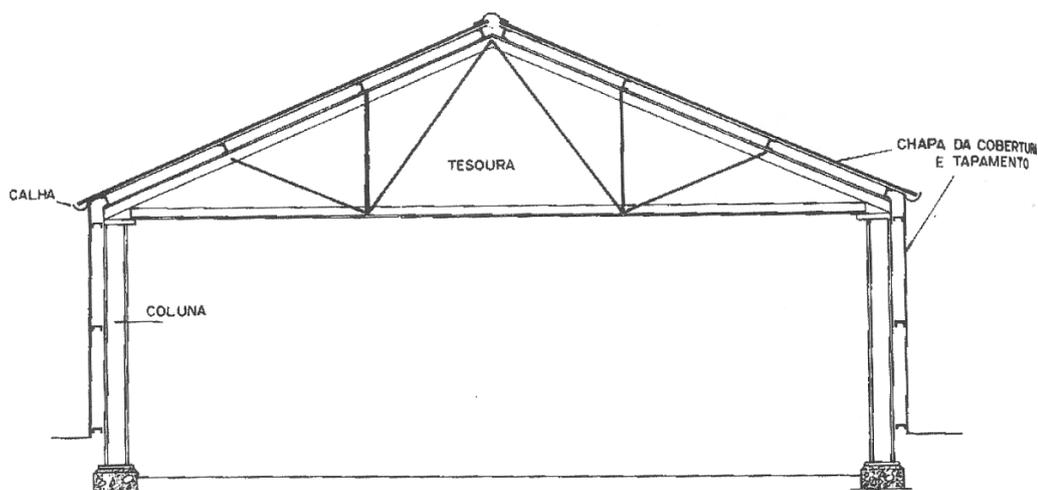
Pórticos próximos uns aos outros reduzem o consumo de aço das peças secundárias (terças e contraventamentos), mas aumenta o número de pórticos. Já grandes espaçamentos (reduzido número de pórticos), requerem elementos secundários mais robustos, ou seja, mais onerosos. Dessa forma, escolhe-se, quando possível, o espaçamento entre pórticos que represente a maior economia no consumo de aço, equilibrando a demanda por material requerida pela estrutura principal (pórticos) e das estruturas secundárias.

Para os edifícios dotados de vãos simples, sem ponte rolante (objeto de estudo desse trabalho), são apresentados a seguir, três tipos comumente utilizados.

4.1.1 Edifícios com coluna simples e tesoura

Segundo Bellei (2006, p. 111), esse é um dos tipos mais antigos e, por ter o peso da estrutura, por unidade de área, muito baixo é, possivelmente, a mais barata solução para edifícios industriais. O fechamento do telhado e das laterais pode ser feito com chapas de aço galvanizadas ou pintadas, acrescentando, quando for o caso, telhas translúcidas para permitir iluminação natural e, conseqüentemente, economia de energia elétrica para a indústria. Na figura 11, apresenta-se um corte de um edifício dotado de coluna simples e tesoura.

Figura 11 – Edifício de coluna simples e tesoura

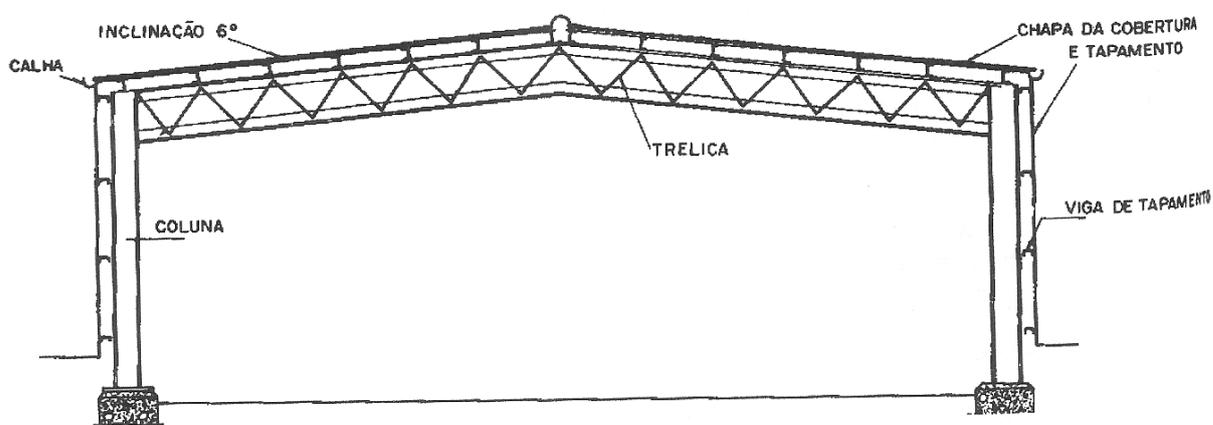


(fonte: BELLEI, 2006, p. 112)

4.1.2 Edifícios com coluna simples e treliça

Quando o vão dos edifícios é muito grande, existem vantagens no uso de menores inclinações associadas a vigas treliçadas, ao invés de tesouras (figura 12). Para as colunas, a melhor solução é o perfil I laminado ou soldado. Já para as treliças de cobertura, os perfis podem ser formados por perfis laminados a quente, ou por perfis formados a frio, que têm por característica ser bastante rígidos e, ao mesmo tempo, muito leves (BELLEI, 2006, p. 113).

Figura 12 – Edifício de coluna simples e treliças



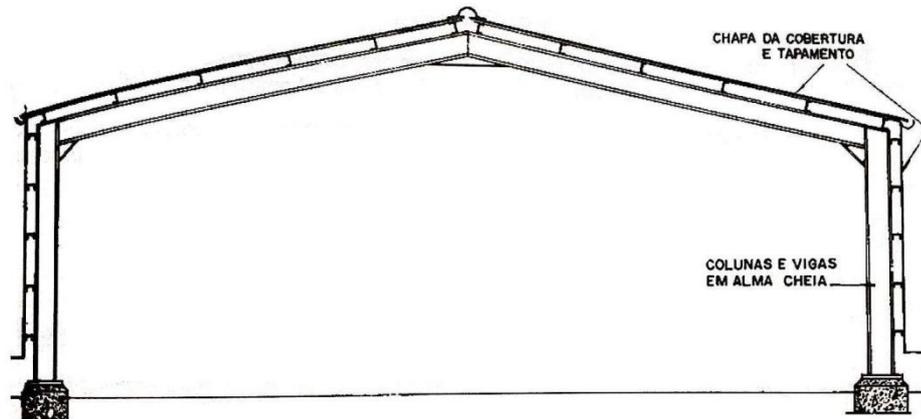
(fonte: BELLEI, 2006, p. 112)

4.1.3 Edifícios com pórticos em alma cheia

Em conformidade com Bellei (2006, p. 115), edifícios com pórticos em alma cheia (figura 13) são muito utilizados e, atualmente, tem substituído, em grande parte, o uso de pórticos compostos por colunas simples e tesoura, o que demonstra sua eficiência para vãos pequenos e médios. Esse sistema estrutural pode ser executado com bases rotuladas, o que simplifica fundações, ou com bases engastadas, que requerem fundações mais onerosas.

O pórtico mais simples, apropriado para vãos pequenos e médios, tem vigas e colunas de mesma seção em perfis laminados. Nos pórticos em alma cheia de médios a grandes vãos, é comum adotar-se perfis de diferentes dimensões para as vigas e colunas. Já, para vãos muito grandes, o pórtico pode ser composto de perfis de inércia variável, para melhorar a eficiência estrutural (BELLEI, 2006, p. 115).

Figura 13 – Edifício com pórticos em alma cheia

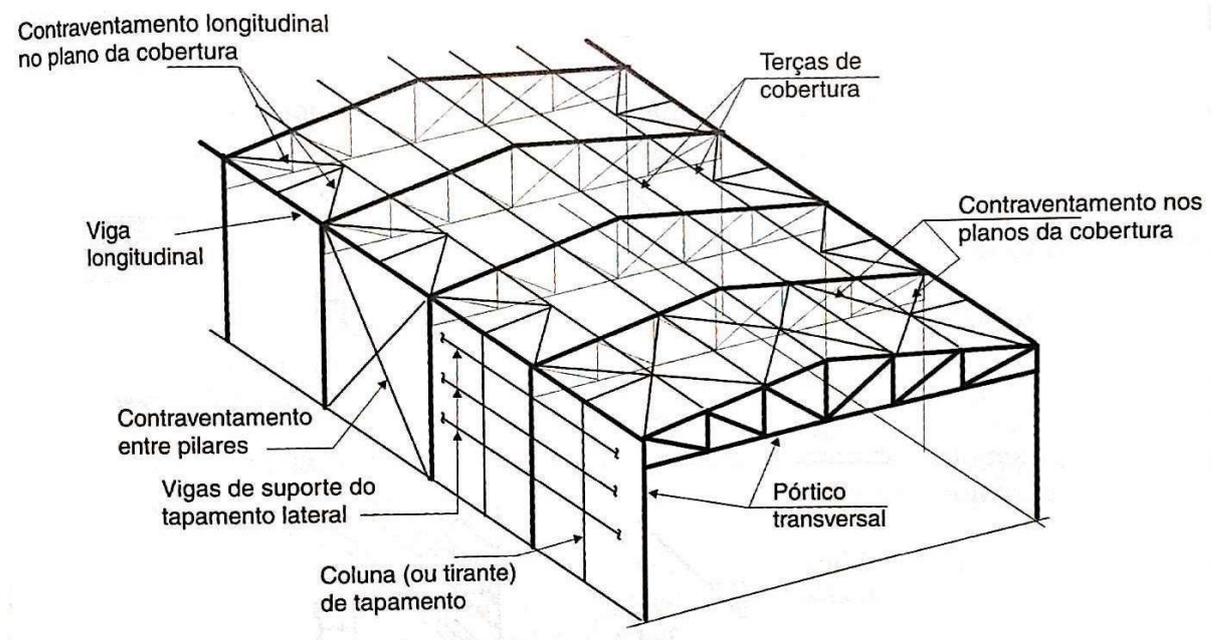


(fonte: BELLEI, 2006, p. 115)

4.2 PARTES COMPONENTES DE UM GALPÃO INDUSTRIAL

A figura 14 ilustra um galpão industrial metálico simples, sem ponte rolante, formado por associação de elementos lineares e sistemas planos.

Figura 14 – Esquema tridimensional de um galpão simples em estrutura metálica



(fonte: PFEIL; PFEIL, 2010, p. 33)

Alguns dos principais elementos estruturais de um galpão industrial são:

- a) terças e tirantes (correntes);
- b) vigas longitudinais e contraventamentos;
- c) treliças;
- d) colunas;
- e) chumbadores e placas de base das colunas.

A seguir, a descrição de cada elemento.

4.2.1 Terças e tirantes (correntes)

Terças são vigas longitudinais dispostas no plano da cobertura e, quando for o caso, também nas laterais da edificação (fechamento), cujo intuito é transferir à estrutura principal as cargas atuantes naqueles planos. Nas terças, as cargas de vento (sucção e sobrepressão) produzem flexão reta em torno do eixo de maior inércia, enquanto as cargas gravitacionais produzem flexão oblíqua. Assim, normalmente, as terças são elementos submetidos a solicitações de flexão dupla (PFEIL; PFEIL, 2010, p. 32).

Os tirantes, ou correntes, por sua vez, são peças dispostas entre os apoios das terças, no sentido perpendicular a elas, com a finalidade de reduzir o vão das terças no sentido do eixo de menor inércia do perfil. Normalmente, adotam-se barras redondas de 16 mm de diâmetro (BELLEI, 2006, p. 145).

4.2.2 Vigas longitudinais e contraventamentos

As vigas longitudinais e o sistema de contraventamento são dispositivos dedicados a proporcionar maior estabilidade à estrutura. Para isso, segundo Bellei (2006, p. 146), as vigas longitudinais, ou escoras dos beirais, são perfis metálicos posicionados próximo ao nó formado pela coluna com a viga do pórtico ou tesoura, destinados a dar **estabilidade** aos pilares no sentido longitudinal do edifício.

Já o mecanismo de contraventamento, é um sistema para prover, principalmente, rigidez espacial ao conjunto, evitando instabilidades (flambagem) nos banzos comprimidos, além de

distribuir as cargas de vento. O contraventamento pode ser no plano da cobertura (superiores) ou no plano das cordas inferiores (PFEIL; PFEIL, 2010, p. 32).

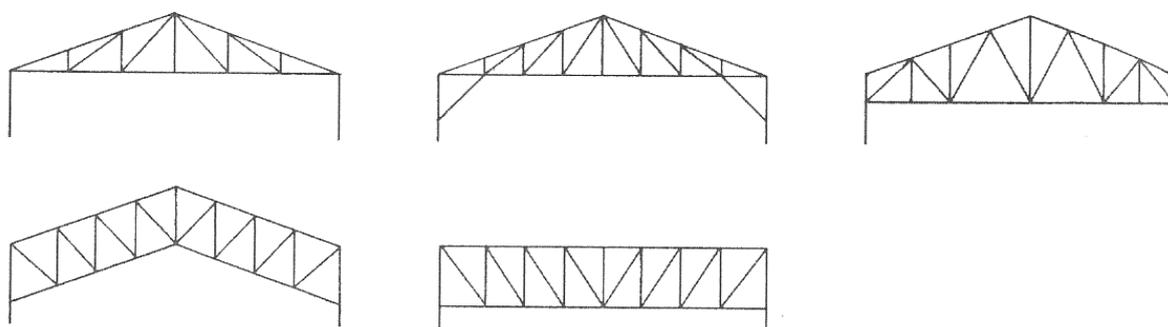
Quando predominam as ações gravitacionais sobre a estrutura, os banzos superiores das treliças estão submetidos às forças de compressão, assim deve ser adotado contraventamento superior. Já, quando há predominância de sucção do vento na cobertura ante às cargas gravitacionais, o carregamento provoca a inversão dos esforços internos dos elementos das treliças, comprimindo o banzo inferior e mantendo o banzo superior sob ação das forças de tração. Desta forma, para evitar instabilidades indesejáveis no banzo comprimido, é necessária a adoção de contraventamento no plano das cordas inferiores (PFEIL; PFEIL, 2010, p. 32).

4.2.3 Treliças

Treliças são estruturas formadas por elementos rígidos (barras) ligados entre si por articulações (nós) que se consideram, no cálculo estrutural, como perfeitos, ou seja, não há atrito ou quaisquer outras forças que impeçam a livre rotação das barras em relação ao nó.

Além disso, num galpão industrial, as **treliças** (figura 15) são os elementos encarregados de receber as cargas de cobertura e transmiti-las às colunas, sendo a principal característica desse tipo de estrutura, que suas barras trabalham primordialmente à tração ou compressão.

Figura 15 – Tipos de treliças ou tesouras



(fonte: BELLEI, 2006, p. 196)

4.2.4 Colunas

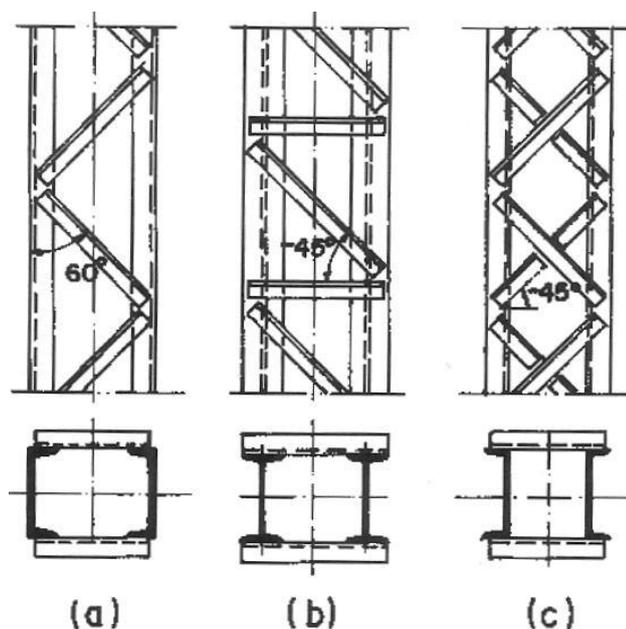
Bellei (2006, p. 213) define colunas como sendo:

[...] elementos estruturais cuja finalidade é levar às fundações as cargas originárias das outras partes. Sob o ponto de vista estrutural, as colunas podem ser divididas em: principais, que suportam a maior parcela das cargas, e secundárias, que suportam menor parcela da carga (colunas de tapamento). Basicamente, cada coluna é composta de três partes principais: fuste, que é o elemento portante básico da coluna; ponto de ligação, que serve de apoio para as outras partes da estrutura e a base, que tem por finalidade distribuir as cargas nas fundações, além de fixá-la.

As colunas podem ser de alma cheia ou treliçadas. As colunas de alma cheia são formadas por um ou vários perfis laminados ou soldados, ligados por solda ou parafusos. A seção básica para uso em edifícios industriais é o tipo coluna I ou H, laminado ou soldado (BELLEI, 2006, p. 214).

Já as colunas treliçadas são compostas de um ou vários perfis laminados ou formados a frio, ligados por chapas ou por outros perfis. Para fazer a interligação dos perfis, podem ser utilizadas, por exemplo, as treliças Warren (figura 16a); treliças tipo Pratt (figura 16b) ou as treliças com diagonais cruzadas (figura 16c) (BELLEI, 2006, p. 217).

Figura 16 – Interligação de perfis para colunas treliçadas



(fonte: BELLEI, 2006, p. 217)

4.2.5 Chumbadores e placas de base das colunas

As **bases das colunas** são formadas pelas chapas de base e chumbadores. Segundo Pfeil e Pfeil (2010), são os elementos responsáveis pela transferência à fundação das forças horizontais, verticais e de momento, dependendo da vinculação considerada para a estrutura, ou seja, se são **rotuladas ou engastadas**.

A base rotulada ideal se assemelha a uma rótula perfeita, no entanto, por dificuldades na sua fabricação, não são utilizadas. Assim, alternativamente, considera-se rotuladas as bases formadas por uma placa soldada na parte inferior da coluna, com dois chumbadores no centro, no eixo do pilar. Bases rotuladas não transferem momento ao solo, proporcionando fundações mais econômicas que podem ser utilizadas em qualquer tipo de terreno, especialmente em locais de solo ruim (BELLEI, 2006, p. 232).

As bases engastadas, entretanto, propiciam estruturas mais econômicas, mas têm as fundações mais caras que as rotuladas por serem dimensionadas para resistir a cargas verticais, horizontais e aos momentos de engastamento. Consegue-se engastar uma coluna, afastando os chumbadores da linha de centro, formando um braço de alavanca (BELLEI, 2006, p. 233).

Os **chumbadores** são peças formadas, geralmente, por barras redondas que têm a finalidade de fixar as bases das colunas às fundações. No projeto estrutural, as bases das colunas podem ser dimensionadas somente a cisalhamento (no caso de bases rotuladas comprimidas), à tração com cisalhamento (caso de base rotulada com arrancamento e bases engastadas) ou somente a tração (caso de bases com barra de cisalhamento) (BELLEI, 2006).

4.3 LIGAÇÕES SOLDADAS E PARAFUSADAS

As estruturas metálicas são formadas por perfis e chapas unidas entre si, por algum meio de ligação. Segundo Dias (2008, p. 101), o tipo de conexão deve ser escolhido levando-se em conta diversos fatores, entre eles:

- a) comportamento da ligação – rígida, flexível, por contato, por atrito, etc.;
- b) facilidade de fabricação – acesso para soldagem, uso de equipamentos automáticos, repetição de detalhes padronizados, etc.;
- c) montagem – acesso para parafusamento, escoras provisórias, simplicidade e repetição.

As conexões podem ser realizadas mediante soldagem ou parafusamento, conforme é demonstrado a seguir.

4.3.1 Ligações soldadas

De acordo com Bellei (2006, p. 21), “[...] soldagem é a técnica de unir duas ou mais partes constitutivas de um todo, assegurando entre elas a continuidade do material e em consequência suas características mecânicas e químicas.”. As soldas mais empregadas, na indústria de construção, são as de energia elétrica, em que a fusão do aço é provocada pelo calor produzido por um arco voltaico. Usualmente, o arco voltaico se dá entre um eletrodo metálico e o aço a soldar (PFEIL; PFEIL, 2010, p. 90).

Basicamente, são empregados três tipos de ligações soldadas em estruturas metálicas, segundo Carvalho et al. (2004, p. 209), ou seja, solda:

- a) de topo, que é usada para unir duas chapas coplanares;
- b) de filete, que une dois elementos (chapas ou perfis) que estão sobrepostos um sobre o outro;
- c) tampão, que une dois elementos sobrepostos um sobre o outro, através do preenchimento de solda em um furo (redondo ou oblongo) existente no elemento que está por cima.

4.3.2 Ligações parafusadas

Ligações por parafusos, são aquelas que trabalham através de furos feitos nas chapas. Em estruturas usuais, encontram-se os seguintes tipos de conectores: rebites (muito utilizados no passado, mas pouco empregados atualmente), parafusos comuns e parafusos de alta resistência.

Os **parafusos comuns** (designados ASTM A307) são elementos forjados em aços-carbono, sendo o tipo de conector de menor custo, no entanto, devido à sua baixa resistência, podem produzir conexões caras, quando precisam ser utilizados em grande número. São utilizados em estruturas leves e em membros secundários (elementos submetidos a cargas de pequena intensidade), como na fixação de terças, plataformas, vigas de tapamento, etc. (BELLEI, 2006, p. 53).

Já os **parafusos de alta resistência** são feitos com aços tratados termicamente. O mais comum é o ASTM A325, de aço-carbono temperado (PFEIL; PFEIL, 2010 p. 65).

Numa conexão com parafusos de alta resistência, os conectores são apertados de tal maneira que desenvolvem uma alta tensão de tração, tendo como resultado uma considerável força de atrito na junta. Juntas desse tipo (*friction type*) são projetadas considerando que a carga, que tende a cortar o parafuso, é sustentada pela fricção entre as superfícies de contato (BELLEI, 2006, p. 56).

Já em conexões do tipo esmagamento (*bearing type*), a carga de cisalhamento é sustentada pela haste do parafuso de alta resistência que se apoia sobre os lados dos furos do material das conexões (chapa metálica). Devido ao seu menor fator de segurança, este tipo de ligação é empregado, somente, nas ligações sujeitas a cargas estáticas e não reversíveis (BELLEI, 2006, p. 56-57).

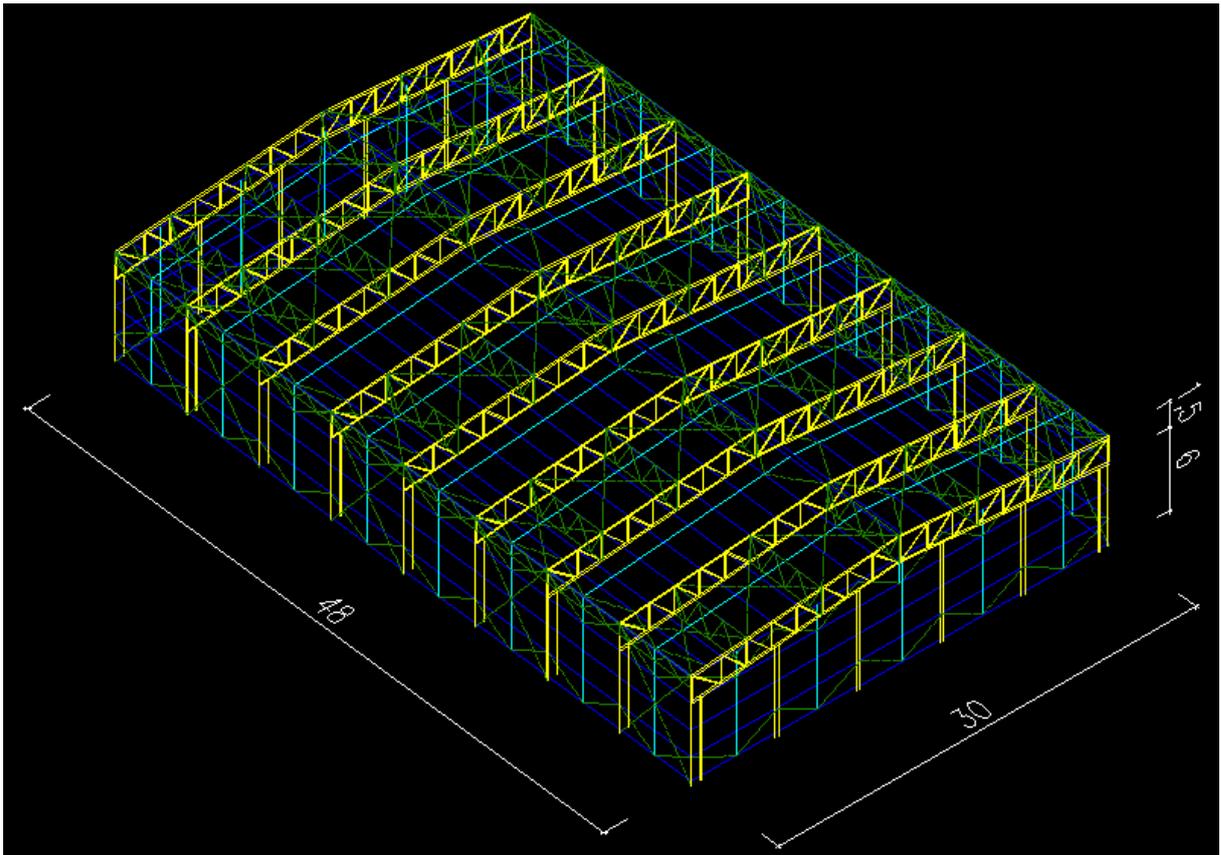
Assim, Pfeil e Pfeil (2010, p. 65) complementam que nos casos em que se deseja impedir qualquer movimento entre as chapas de uma conexão, dimensiona-se os parafusos com um coeficiente de segurança contra o deslizamento, obtendo-se uma ligação do tipo atrito. Já, quando pequenos deslizamentos são tolerados, os parafusos de alta resistência podem ser usados em uma ligação do tipo apoio, em que os parafusos são apertados sem controle da protensão inicial.

5 ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS

Nesse trabalho, são estudados edifícios industriais de aço com planta de formato retangular, cujas estruturas são formadas pela repetição de pórticos planos dispostos paralelamente entre si. Cada pórtico, por sua vez, é constituído pela associação de colunas simples (em perfil I) e vigas treliçadas de 1,5 metros de altura, com banzos superior e inferior alinhados.

Os edifícios são dotados de 30 metros de largura, 48 metros de comprimento, 6 metros de pé-direito livre e espaçamento entre pórticos de 6 metros, conforme ilustra a figura 17. Para o telhado e tapamentos laterais e frontais, faz-se o uso de telhas metálicas.

Figura 17 – Perspectiva genérica dos edifícios industriais em estudo

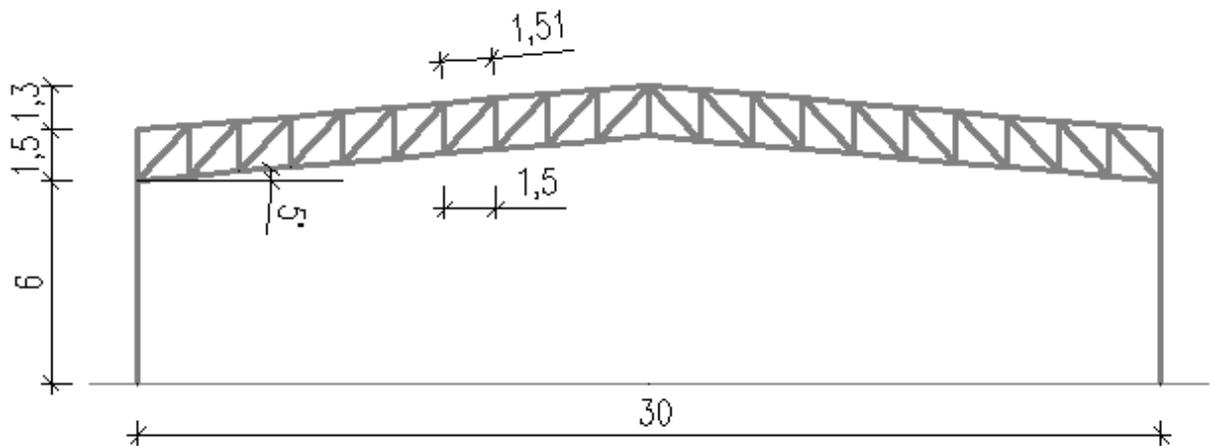


(fonte: elaborado pelo autor)

Dessa maneira e, com o objetivo de quantificar o consumo de aço nas diversas solicitações impostas, o estudo se fundamentou na análise e dimensionamento dos pórticos principais das estruturas, ou seja, naqueles que possuem as maiores solicitações.

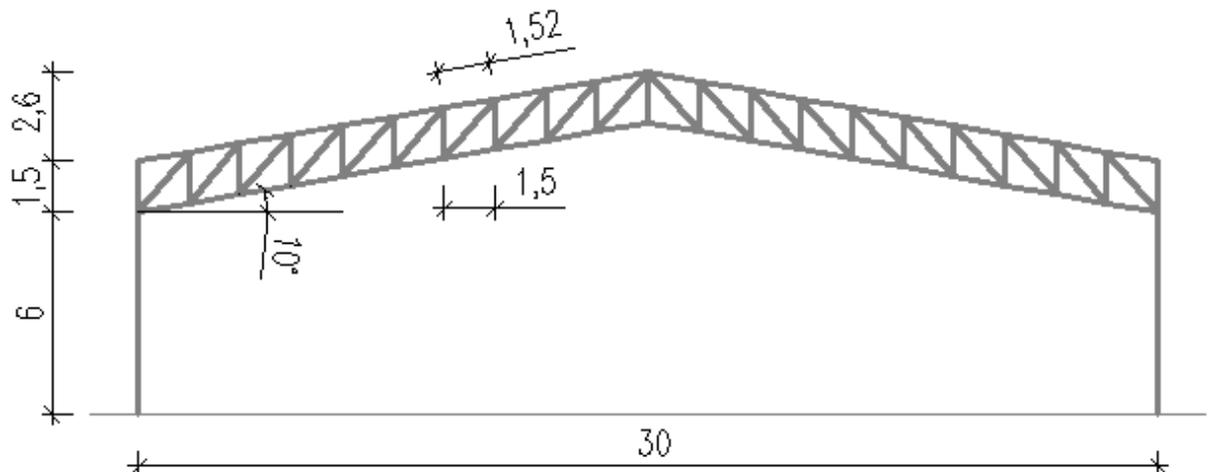
Além disso, para cada região geográfica estudada (Sul e Nordeste do Brasil), analisaram-se os pórticos com quatro inclinações de telhado distintas (5, 10, 15 e 20 graus), apresentados, respectivamente, nas figuras 18 a 21.

Figura 18 – Pórtico com inclinação de telhado de 5 graus



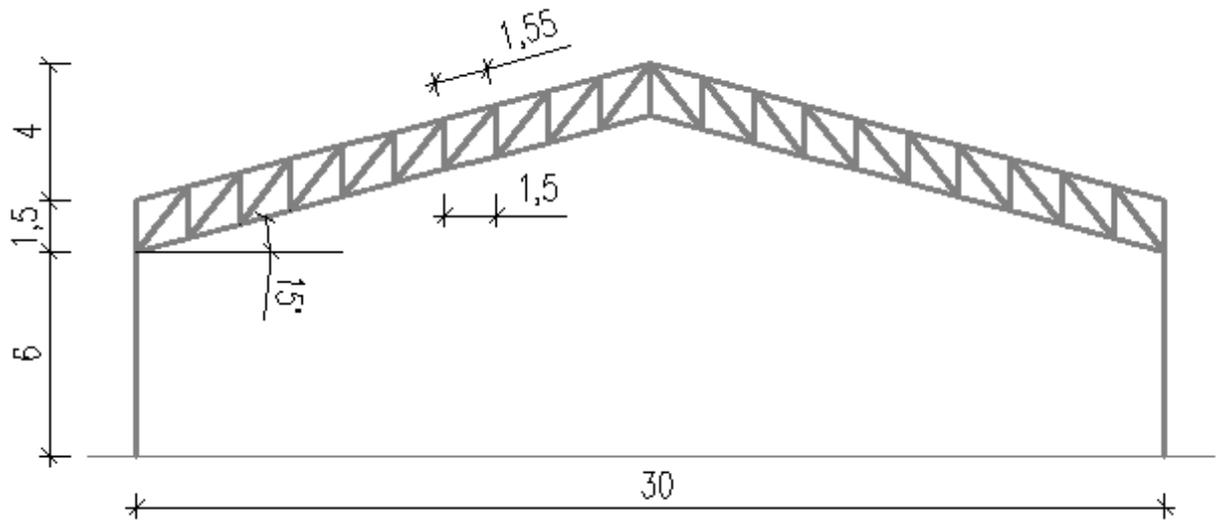
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 19 – Pórtico com inclinação de telhado de 10 graus



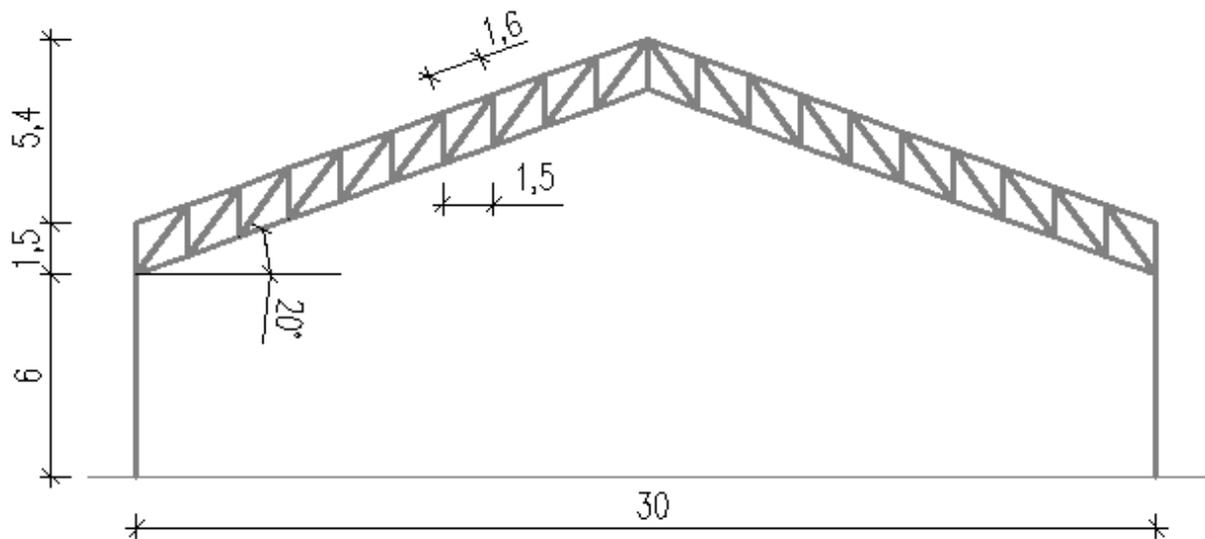
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 20 – Pórtico com inclinação de telhado de 15 graus



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 21 – Pórtico com inclinação de telhado de 20 graus



(fonte: elaborado pelo autor)

Com isso, neste capítulo, apresentam-se os principais aspectos considerados para a estimativa das cargas, para a análise estrutural e para o dimensionamento dos pórticos de cada situação de carregamento.

5.1 AÇÕES

As ações atuantes na estrutura foram consideradas conforme o item 4.7 da NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), o qual classifica as cargas como permanentes, variáveis e excepcionais.

As cargas permanentes e variáveis adotadas são apresentadas a seguir, já as cargas excepcionais, como sismos, explosões e choques de veículos, não foram consideradas por terem chances remotas de ocorrerem em estruturas usuais.

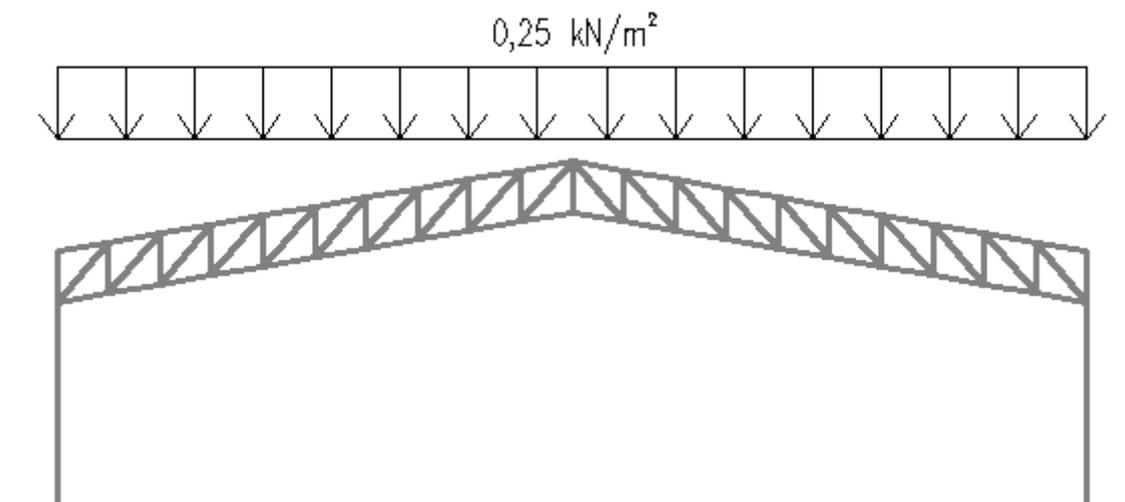
5.1.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes são constituídas pelo peso-próprio da estrutura, dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes. O peso-próprio de cada elemento estrutural constituinte dos pórticos (pilares, banzos, diagonais e montantes) foi calculado automaticamente pelo *software* CYPE Novo Metálicas 3D 2012, já a carga permanente, proveniente das telhas metálicas e das terças presentes na cobertura e no tapamento lateral, foi adotada como 0,18 kN/m².

5.1.2 Cargas variáveis: sobrecarga na cobertura

A sobrecarga é uma ação variável que pode ocorrer com valores que apresentam flutuações significativas durante a vida útil da construção. Para isso, deve ser prevista, para telhados de coberturas comuns, conforme a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), uma sobrecarga mínima de 0,25 kN/m², em projeção horizontal. A figura 22 ilustra a forma como essa ação foi considerada em cada pórtico.

Figura 22 – Sobrecarga na estrutura



(fonte: elaborado pelo autor)

5.1.3 Cargas variáveis: vento

Outra ação variável, que pode ocorrer nas estruturas, é a força causada pelo vento, cujas ações, neste trabalho, foram estimadas de acordo com os preceitos da NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

A seguir, há determinação dos coeficientes de forma (para as paredes e telhados) e de pressão interna. Posteriormente, é definida a pressão dinâmica para as duas regiões do Brasil em estudo e as cargas críticas devidas ao vento para cada pórtico.

5.1.3.1 Determinação dos coeficientes

Os coeficientes utilizados para estimar a carga do vento, podem ser de forma ou de pressão interna. Os coeficientes de forma são valores adimensionais que demonstram as características aerodinâmicas de determinado obstáculo ao escoamento (independentemente da região do País estudada). A NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) define, através de tabelas, esses valores para diversas configurações geométricas, levando em consideração a forma e as proporções das edificações.

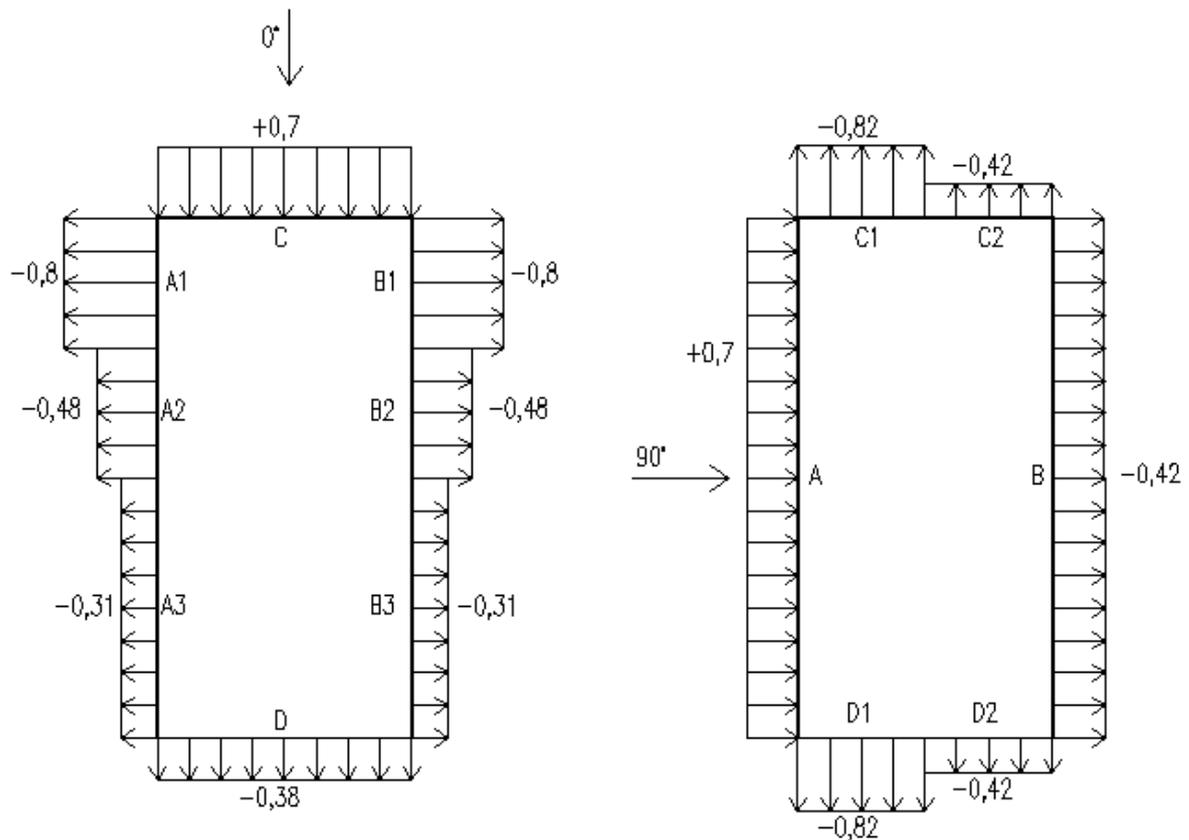
Já os coeficientes de pressão interna, são valores relacionados à permeabilidade das paredes da estrutura, ou seja, dependem, pela Norma, das aberturas existentes, como, por exemplo, janelas e portões.

Assim, a seguir, são demonstrados os coeficientes de forma previstos para as paredes, telhados e, ainda, a pressão interna para os edifícios industriais em estudo.

5.1.3.1.1 Coeficientes de forma para as paredes

Os coeficientes de forma, para as paredes, estão relacionados com as características geométricas da edificação, como largura, altura de paredes e comprimento. Em conformidade com a tabela 4 da NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), são representados na figura 23 (para os ângulos de incidência do vento de 0 e 90 graus), os valores desses coeficientes (que são válidos para as paredes de todos os edifícios estudados).

Figura 23 – Coeficientes de forma para paredes de todas as edificações em estudo



(fonte: elaborado pelo autor)

5.1.3.1.2 Coeficientes de forma para os telhados

Os coeficientes de forma externos para os telhados (formato duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular) são dados pela tabela 5 da NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO

BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988). Assim, nas figuras 24 a 27, para cada ângulo de incidência do vento (0 e 90 graus) e inclinação de telhado (5, 10, 15 e 20 graus), têm-se, respectivamente, os coeficientes adotados conforme a recomendação da Norma.

Figura 24 – Coeficientes de forma externos para telhados com inclinação de 5 graus

0°	
↓	
E	G
-0,8	-0,8
F	H
-0,4	-0,4
I	J
-0,28	-0,28

90°	
→	
E	G
-0,9	-0,4
F	H
-0,9	-0,4
I	J
-0,9	-0,4

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 25 – Coeficientes de forma externos para telhados com inclinação de 10 graus

0°	
↓	
E	G
-0,8	-0,8
F	H
-0,8	-0,6
I	J
-0,36	-0,36

90°	
→	
E	G
-1,2	-0,4
F	H
-1,2	-0,4
I	J
-1,2	-0,4

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 26 – Coeficientes de forma externos para telhados com inclinação de 15 graus

E	G
-0,8	-0,8
F	H
-0,6	-0,6
I	J
-0,36	-0,36

E	G
-1,0	-0,4
F	H
-1,0	-0,4
I	J
-1,0	-0,4

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 27 – Coeficientes de forma externos para telhados com inclinação de 20 graus

E	G
-0,7	-0,7
F	H
-0,6	-0,6
I	J
-0,36	-0,36

E	G
-0,4	-0,4
F	H
-0,4	-0,4
I	J
-0,4	-0,4

(fonte: elaborado pelo autor)

5.1.3.1.3 Coeficientes de pressão interna

Para os **coeficientes de pressão interna** (c_{pi}), adotou-se que as edificações possuem paredes com quatro faces igualmente permeáveis. Com isso, segundo recomendação da NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), c_{pi} é igual a -0,3 ou zero, devendo-se considerar o valor mais nocivo para a estrutura.

5.1.3.1.4 Sobreposição dos coeficientes

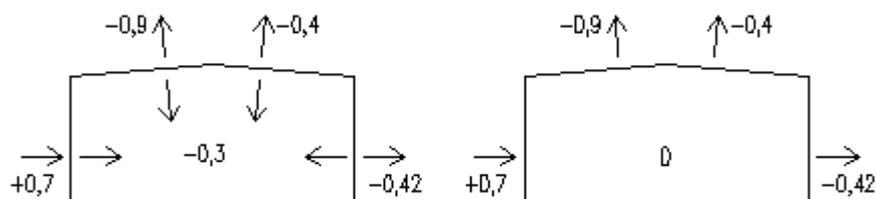
Para cada ângulo de incidência do vento (0 e 90 graus), respectivamente a cada inclinação de telhado estudada, mostra-se nas figuras 28 a 35, a sobreposição da **situação mais desfavorável** (em termos de coeficientes aerodinâmicos) para os telhados e paredes, com os coeficientes de pressão interna.

Figura 28 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 0° para telhado com 5° de inclinação



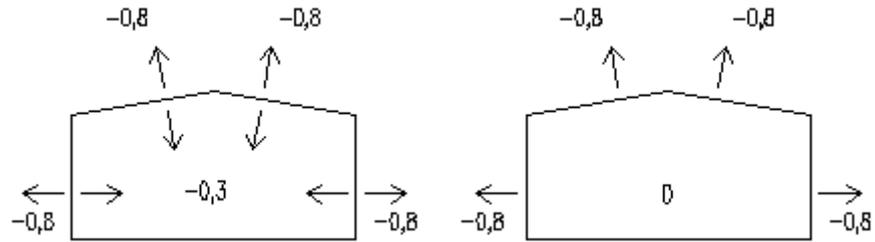
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 29 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 90° para telhado com 5° de inclinação



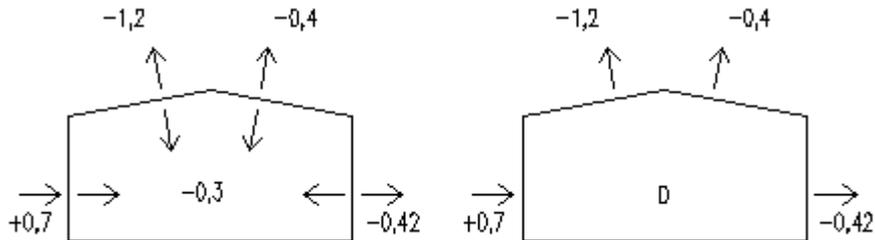
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 30 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 0° para telhado com 10° de inclinação



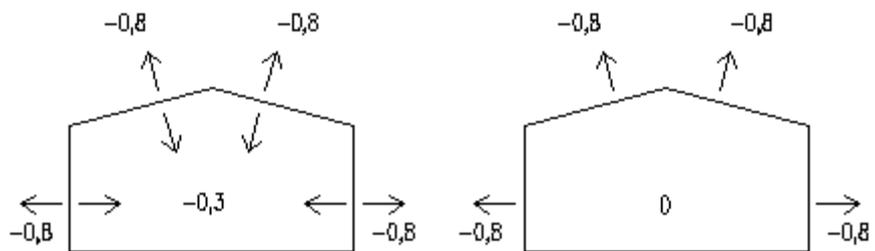
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 31 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 90° para telhado com 10° de inclinação



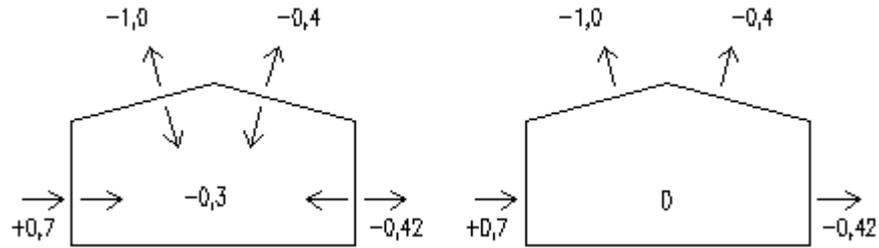
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 32 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 0° para telhado com 15° de inclinação



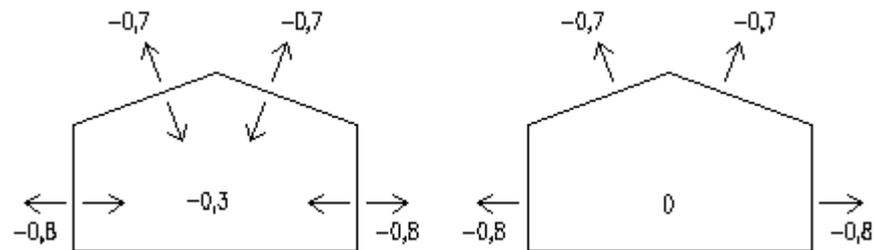
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 33 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 90° para telhado com 15° de inclinação



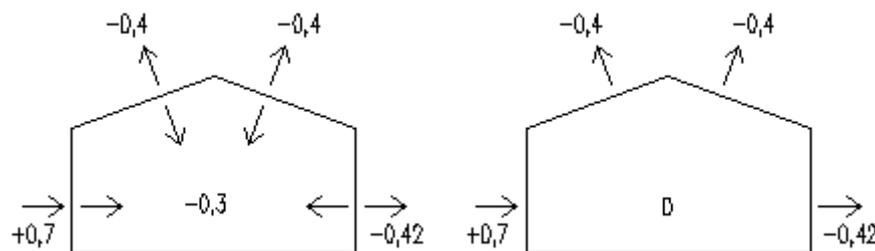
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 34 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 0° para telhado com 20° de inclinação



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 35 – Sobreposição dos coeficientes de forma externos e de pressão interna para vento incidindo a 90° para telhado com 20° de inclinação



(fonte: elaborado pelo autor)

5.1.3.2 Determinação da pressão dinâmica do vento

A pressão dinâmica do vento é calculada em função da velocidade característica do vento, ou seja, da velocidade a ser usada em projeto. Esta, por sua vez, segundo a NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), é dada pela multiplicação

da velocidade básica do vento, com fatores ligados à topografia do local, da rugosidade, das dimensões da edificação e fatores estatísticos, conforme é indicado na fórmula abaixo.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

V_k = velocidade característica do vento;

V_0 = velocidade básica do vento;

S_1 = fator topográfico;

S_2 = fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação em estudo e de sua altura sobre o terreno;

S_3 = fator baseado em conceitos probabilísticos.

Em relação à velocidade básica do vento, para a região Sul do Brasil, considerou-se que as estruturas estão localizadas no Sul do estado do Rio Grande do Sul, assim, pelo mapa das isopleias brasileiras – mostrado na NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) e na figura 9 deste trabalho – a velocidade básica do vento ($V_{0,Sul}$) é de 50 m/s. Do mesmo modo, a velocidade básica adotada para a região Nordeste ($V_{0,Nordeste}$), é de 30 m/s.

Para a definição dos fatores da Norma que relacionam a topografia do local, rugosidade, dimensões da edificação e estatística (S_1 , S_2 , e S_3), considerou-se que todas as estruturas encontram-se em terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona industrial, sendo a cota média do topo dos obstáculos igual a 10 metros – categoria IV da NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988). Adicionalmente, admitiu-se que as estruturas serão utilizadas, ao longo da vida útil, como indústrias com alto fator de ocupação.

Sendo assim, os fatores adotados, **para todas as estruturas**, foram os seguintes:

- a) topográfico: $S_1 = 1$ (terreno plano ou fracamente acidentado);
- c) estatístico: $S_3 = 1$ (grupo 2).

Para o cálculo do fator S_2 , utilizou-se a expressão contida na NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) e representada na fórmula 8.

$$S_2 = b F_r \left(\frac{Z}{10} \right)^p \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

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

Z = altura acima do nível geral do terreno;

b, p = parâmetros meteorológicos (para o caso, categoria IV e classe B);

F_r = fator de rajada.

Como resultado, na tabela 5, são indicados os valores calculados desse fator para cada inclinação de telhado.

Tabela 5 – Valores do fator S_2 em função da inclinação de telhado

Ângulo de inclinação do telhado	Altura da edificação (m)	Fator S_2
5°	8,8	0,84
10°	10,1	0,85
15°	11,5	0,86
20°	12,9	0,87

(fonte: elaborado pelo autor)

Através desses fatores e velocidades básicas, pôde-se determinar, para cada pórtico, a velocidade característica (V_k) e a pressão dinâmica do vento (q). A pressão dinâmica foi determinada conforme indicação da NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) e mostrada na fórmula 9.

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

q = pressão dinâmica;

V_k = velocidade característica do vento.

Assim, os valores da velocidade característica e da pressão dinâmica do vento para cada pórtico estão indicados nas tabelas 6 e 7, respectivamente a cada região (Sul e Nordeste).

Tabela 6 – Velocidades características e pressões dinâmicas para os pórticos influenciados pela carga do vento da região Sul

Ângulo de inclinação do telhado	Velocidade característica (m/s)	Pressão dinâmica (kN/m ²)
5°	42	1,08
10°	42,5	1,11
15°	43	1,13
20°	43,5	1,16

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 7 – Velocidades características e pressões dinâmicas para os pórticos influenciados pela carga do vento da região Nordeste

Ângulo de inclinação do telhado	Velocidade característica (m/s)	Pressão dinâmica (kN/m ²)
5°	25,2	0,39
10°	25,5	0,40
15°	25,8	0,41
20°	26,1	0,42

(fonte: elaborado pelo autor)

5.1.3.3 Cargas devidas ao vento críticas

As forças devidas ao vento, segundo a NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), são calculadas através da fórmula 10.

$$F = (c_{pe} - c_{pi}) q A \quad (\text{fórmula 10})$$

Onde:

F = força devido ao vento;

c_{pe} = coeficientes aerodinâmicos externos;

c_{pi} = coeficientes aerodinâmicos internos;

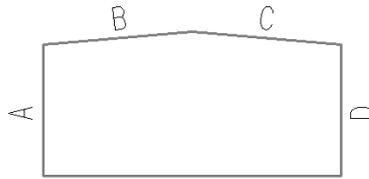
q = pressão dinâmica do vento;

A = área exposta à essas pressões.

Assim, na figura 36 é indicado detalhe com a denominação de cada face dos pórticos estudados e, na tabela 8, apresentam-se, respectivamente para cada face, as cargas críticas devidas ao vento para cada região, inclinação de telhado e ângulo de incidência do vento. Salienta-se que essas cargas foram determinadas com base nos dados provenientes da sobreposição de coeficientes e das pressões dinâmicas calculadas nos itens anteriores.

Complementarmente, nos apêndices A e B são expostas, graficamente, as cargas mais nocivas para cada edifício industrial, tanto para a região Sul, quanto para a Nordeste do Brasil.

Figura 36 – Denominação das faces dos pórticos para verificação da tabela 8



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 8 – Cargas críticas do vento para cada face dos pórticos estudados

Região	Inclinação do telhado	Ângulo de incidência do vento	Cargas (kN/m ²)				
			A	B	C	D	
Sul	5°	0°	-0,87	-0,87	-0,87	-0,87	
		90°	+0,76	-0,97	-0,43	-0,46	
	10°	0°	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	
		90°	+0,78	-1,34	-0,44	-0,47	
	15°	0°	-0,90	-0,90	-0,90	-0,90	
		90°	+0,79	-1,13	-0,45	-0,48	
	20°	0°	-0,93	-0,81	-0,81	-0,93	
		90°	+0,81	-0,46	-0,46	-0,49	
	Nordeste	5°	0°	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31
			90°	+0,27	-0,35	-0,16	-0,17
		10°	0°	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32
			90°	+0,28	-0,48	-0,16	-0,17
15°		0°	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	
		90°	+0,29	-0,41	-0,17	-0,17	
20°		0°	-0,34	-0,30	-0,30	-0,34	
		90°	+0,30	-0,17	-0,17	-0,18	

(fonte: elaborado pelo autor)

5.2 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações, segundo a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), devem ser feitas de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Assim, a seguir, são demonstrados os coeficientes de ponderação e os fatores de combinação adotados para agrupar as diversas cargas (permanentes e variáveis).

Os coeficientes de ponderação utilizados foram os seguintes:

- a) peso próprio de estruturas metálicas: $\gamma_g = 1,25$ para situações normais e $\gamma_g = 1,00$ para ações permanentes favoráveis à segurança;
- b) ações variáveis (vento): $\gamma_q = 1,4$;
- c) ações variáveis (sobrecarga): $\gamma_q = 1,5$.

Os fatores de combinação adotados foram:

- a) vento (pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral): $\Psi_o = 0,6$;
- b) sobrecarga (ações variáveis causadas pelo uso e ocupação): $\Psi_o = 0,8$.

Com esses coeficientes e, utilizando a relação mostrada no item 3.4 deste trabalho, estabeleceram-se as combinações de ações, as quais foram utilizadas para a análise estrutural e posterior dimensionamento das barras. Sendo AP, peso próprio da estrutura; SCU, sobrecarga; V0, vento incidindo a zero grau e V90, vento incidindo a 90 graus, as combinações são:

- a) 1 – AP;
- b) 2 – 1,25 AP;
- c) 3 – AP + 1,5 SCU;
- d) 4 – 1,25 AP + 1,5 SCU;
- e) 5 – AP + 1,4 V0;
- f) 6 – 1,25 AP + 1,4 V0;
- g) 7 – AP + 1,2 SCU + 1,4 V0;
- h) 8 – 1,25 AP + 1,2 SCU + 1,4 V0;
- i) 9 – AP + 1,5 SCU + 0,84 V0;
- j) 10 – 1,25 AP + 1,5 SCU + 0,84 V0;

- l) $11 - AP + 1,4 V90$;
- m) $12 - 1,25 AP + 1,4 V90$;
- n) $13 - AP + 1,2 SCU + 1,4 V90$;
- o) $14 - 1,25 AP + 1,2 SCU + 1,4 V90$;
- p) $15 - AP + 1,5 SCU + 0,84 V90$;
- q) $16 - 1,25 AP + 1,5 SCU + 0,84 V90$.

5.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural é a etapa que visa determinar os esforços que as barras estão submetidas quando uma determinada carga é aplicada na estrutura. Assim, após a determinação de todas as cargas, realizou-se, para cada estrutura, **através do software CYPE Novo Metálicas 3D 2012**, a análise estrutural para cada combinação de ações citada no item 5.2.

Para tanto, foi considerado que os pilares dos pórticos possuem suas bases engastadas nas fundações e que suas extremidades opostas estão rotuladas. Para as barras presentes nas treliças, adotou-se a condição de que são bi-rotuladas.

Na análise estrutural dos modelos, consideraram-se, também, os efeitos de segunda ordem, ou seja, quando a estrutura está submetida a ações horizontais, admitiu-se que os pilares perdem a sua verticalidade, fazendo com que o esforço devido à carga vertical produza um momento em relação à base do pilar (efeito P-delta), cujo resultado é a amplificação da ação horizontal.

Nos apêndices C e D (respectivamente a cada região), encontram-se os diagramas que representam as envoltórias de solicitações fornecidas pelo *software*, os quais agregam os piores carregamentos (esforço axial, cortante e momento fletor) para cada barra de cada pórtico analisado.

5.4 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS

Após o processo de análise estrutural, ou seja, posteriormente à definição das piores solicitações a que as barras podem estar submetidas, pode-se iniciar a etapa de dimensionamento e verificação das barras.

Para o dimensionamento, conforme a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) preconiza, devem ser considerados os estados-limites últimos

(ELU) e os estados-limites de serviço (ELS). Os estados-limites últimos estão relacionados com a segurança da estrutura, sendo vinculados às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil da edificação. Já os estados-limites de serviço, estão relacionados com o desempenho da estrutura, como por exemplo, a verificação dos deslocamentos máximos admitidos.

Para atender a esses requisitos, as barras foram dimensionadas através do *software* CYPE Novo Metálicas 3D 2012, cujo método de cálculo, para os perfis soldados, segue os preceitos da NBR 8.800/2008 e, para os perfis de chapa dobrada, da NBR 14.762/2010.

No apêndice E, encontram-se os desenhos de cada pórtico estudado, onde são indicados os dimensionamentos definitivos de cada barra.

A seguir, são apresentados alguns parâmetros adotados para o dimensionamento da estrutura, como o material empregado, comprimentos de flambagem, considerações sobre as dimensões das peças e os deslocamentos máximos previstos.

5.4.1 Materiais utilizados

Para o dimensionamento das estruturas, considerou-se que os pilares são formados por perfis I de aço soldado (aço A-36 250 MPa) e, os banzos, diagonais e montantes das treliças, utilizou-se aço dobrado (aço do tipo CF-28), cujas características, de ambos os materiais, são mostradas abaixo.

Características do aço A-36:

- a) módulo de elasticidade = 2.038.736 kgf/cm²;
- b) módulo de Poisson = 0,3;
- c) módulo de elasticidade transversal = 784.913,4 kgf/cm²;
- d) limite elástico (f_y) = 2.548,4 kgf/cm²;
- e) peso específico (γ) = 7.850 t/m³.

Características do aço CF-28:

- a) módulo de elasticidade = 2.038.736 kgf/cm²;
- b) módulo de Poisson = 0,3;

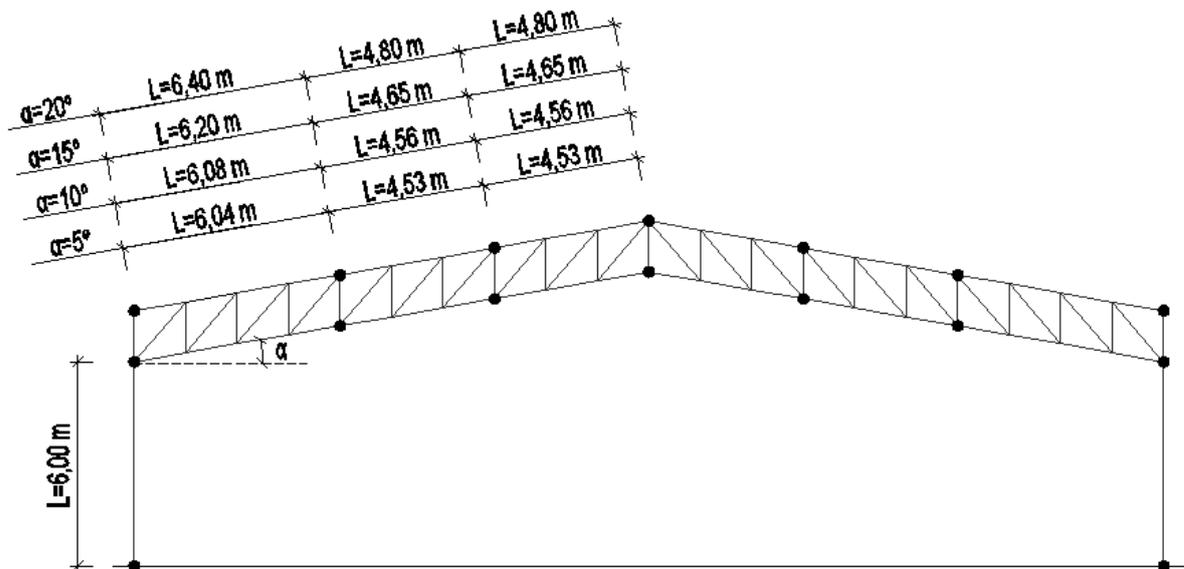
- c) módulo de elasticidade transversal = 784.129,2 kgf/cm²;
- d) limite elástico (f_y) = 2.854,2 kgf/cm²;
- e) peso específico (γ) = 7.850 t/m³.

5.4.2 Flambagem

A flambagem é uma instabilidade que pode ocorrer em peças esbeltas quando há a presença de forças axiais de compressão. É calculada em função do módulo de elasticidade do material, do momento de inércia da seção transversal da peça e do comprimento de flambagem, que é determinado pelo comprimento entre vinculações da barra, em relação ao eixo considerado.

Assim, para o comprimento de flambagem do eixo de menor inércia dos pilares, considerou-se que os mesmos estão vinculados em suas extremidades. Para os banzos superiores e inferiores, adotou-se, para o eixo de menor inércia dos perfis, que há vinculação com os montantes e, para o eixo de maior inércia, foram consideradas vinculações em determinadas posições dos pórticos, as quais, junto dos comprimentos de flambagem, são indicadas na figura 37.

Figura 37 – Comprimento de flambagem dos banzos e pilares para todas as inclinações de telhado



(fonte: elaborado pelo autor)

Essas vinculações em determinados pontos, são utilizadas com o intuito de evitar instabilidades e ser possível o uso de peças mais leves, ou seja, fazer o uso de menores

espessuras de chapas e dimensões de perfis. São conseguidas, por exemplo, com o uso de contraventamento e vigas de travamento nos planos perpendiculares aos pórticos.

Em relação às diagonais e montantes, que são elementos vinculados pelas extremidades com os banzos superior e inferior, foi adotado, como comprimento de flambagem, o próprio comprimento da barra.

5.4.3 Considerações sobre as dimensões dos perfis

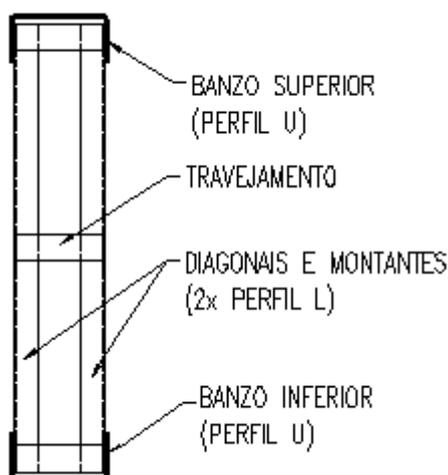
Após a entrada de todos os dados no *software*, como dimensões, *layout* das barras, cargas, deslocamentos máximos admitidos e comprimentos de flambagem, pôde-se efetuar o processamento dos componentes aporticados. Como resultado, houve a determinação do dimensionamento de todas as peças, o qual teve, como premissa, utilizar os perfis (dentre os catalogados no sistema) mais leves para cada situação, atentando, sempre, para a segurança e desempenho da estrutura.

No entanto, pela variedade de cargas, o *software* adota, muitas vezes, configurações de perfis que são difíceis de serem executadas. Assim, buscou-se, com base nos resultados obtidos e na seção transversal das treliças, a escolha de perfis que aliassem tanto a economia de material, quanto a facilidade e factibilidade de execução.

A figura 38 expõe a seção transversal das vigas treliçadas, cujos perfis para os banzos superior e inferior são em formato de U de chapa dobrada e as diagonais e montantes são formadas pela associação de duas cantoneiras formadas a frio, alinhadas paralelamente e unidas por chapas de travejamento.

Assim, a partir da seção transversal, adotou-se como facilitador de execução, particularmente para cada treliça, que a alma dos perfis U, tanto dos banzos superiores, quanto dos banzos inferiores, são de iguais dimensões. Para a definição dessa medida, buscou-se no banco de dados do programa, a dimensão que se caracterizasse, para toda a treliça, como sendo a mais econômica em termos de consumo de aço e que respeitasse os estados-limites últimos e de serviço.

Figura 38 – Corte transversal das treliças



(fonte: elaborado pelo autor)

Além disso, para as diagonais e montantes, considerou-se que as duas cantoneiras formam um perfil composto, ou seja, com a união das barras por meio de ligação com chapa (travejamento), os dois perfis funcionam, em termos estruturais, como um único elemento.

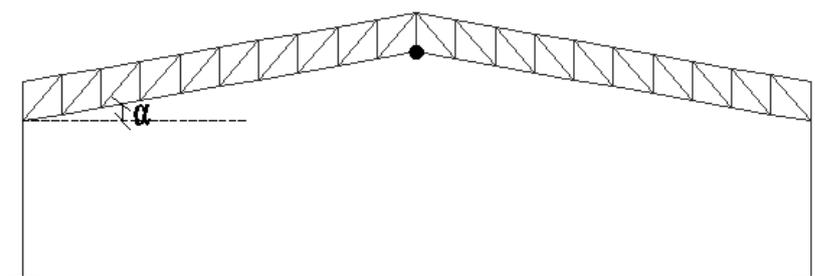
5.4.4 Deslocamentos

As estruturas foram dimensionadas de acordo com o anexo C da NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), o qual sugere que o deslocamento máximo vertical, a ser admitido nas vigas de cobertura, é da distância correspondente à $L/250$ (sendo L , o comprimento). Já para os deslocamentos horizontais, deve-se respeitar o limite no topo dos pilares de $H/300$ (sendo H , a altura do pilar).

Assim, a seguir, são expostos os dados de deslocamentos verticais e horizontais para duas hipóteses de ações, as quais são representativas para tal verificação, respectivamente a cada caso.

Para exposição dos dados de deslocamentos verticais, foi considerada somente a hipótese em que há a ação das cargas permanentes e a sobrecarga (AP+SCU), já que são as ações que podem estar presentes na maior parte do tempo e que influenciam diretamente na estética da estrutura. Assim, na figura 39 está mostrado o ponto onde foram coletados os dados e, na tabela 9, estão os valores calculados pelo *software* e os limites tolerados para cada pórtico.

Figura 39 – Ponto de verificação dos deslocamentos verticais



(fonte: elaborado pelo autor)

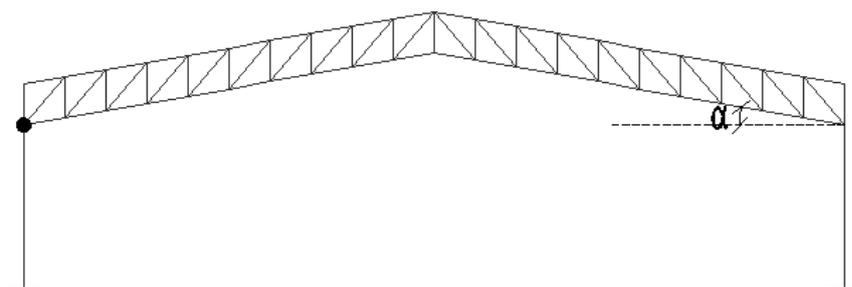
Tabela 9 – Deslocamentos verticais máximos no centro das treliças
(para a hipótese de carga de peso-próprio mais sobrecarga)

Região do País	Inclinação de telhado (α)	Deslocamento vertical admissível (mm)	Deslocamento vertical calculado (mm)
Sul	5°	120	66,126
Nordeste			95,050
Sul	10°	120	54,209
Nordeste			73,812
Sul	15°	120	47,481
Nordeste			52,522
Sul	20°	120	39,143
Nordeste			39,431

(fonte: elaborado pelo autor)

Já para a exposição e verificação dos deslocamentos horizontais máximos, foi adotada a combinação em que estão presentes, além das cargas permanentes, as forças mais nocivas provenientes do vento (AP+V90). A figura 40 ilustra a posição considerada para a verificação e, na tabela 10, estão os valores medidos para cada inclinação de telhado e região do País estudada.

Figura 40 – Ponto de verificação dos deslocamentos horizontais



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 10 – Deslocamentos horizontais máximos no topo do pilar (para a hipótese de carga de peso próprio mais vento incidindo a 90°)

Região do País	Inclinação de telhado (α)	Deslocamento horizontal admissível (mm)	Deslocamento horizontal calculado (mm)
Sul	5°	20	18,398
Nordeste		20	5,385
Sul	10°	20	18,985
Nordeste		20	5,021
Sul	15°	20	18,995
Nordeste		20	2,972
Sul	20°	20	13,570
Nordeste		20	0,034

(fonte: elaborado pelo autor)

Portanto, observando as tabelas 9 e 10, nota-se que nunca são ultrapassados os limites sugeridos pela Norma para os deslocamentos horizontais e verticais. Além disso, é possível observar que os deslocamentos verticais são mais significativos para as estruturas da região Nordeste na situação em que há a presença das cargas permanentes e sobrecarga. Já as estruturas presentes na região Sul, quando estão sob influência das cargas de vento incidindo a 90 graus, apresentam maiores deslocamentos horizontais, em relação às da região Nordeste.

6 RESULTADOS: APRESENTAÇÃO E ANÁLISE

Neste capítulo, é apresentado o consumo de aço para cada pórtico estudado. Além disso, é feita a comparação de resultados para cada região do País e entre as diversas inclinações de telhado adotadas.

6.1 RESUMO DE MATERIAIS

A partir da análise estrutural e do dimensionamento das peças, pôde-se projetar cada barra e quantificar o consumo de aço para cada pórtico.

Nas tabelas 11 e 12, é apontando o consumo de aço para cada pórtico em função da região do País estudada. Suplementarmente, no apêndice F, é possível ver a lista completa das barras presentes em cada estrutura, respectivos comprimentos e consumo de aço.

Tabela 11 – Resumo do consumo de aço para os pórticos analisados sob influencia do vento da região Sul do Brasil

Consumo de aço para os pórticos localizados na região Sul			
Inclinação de telhado	Tipo de Material	Consumo de aço (kg)	Consumo de aço total (kg)
5°	Aço soldado	1755,79	3085,94
	Aço dobrado	1330,15	
10°	Aço soldado	2333,80	3589,17
	Aço dobrado	1255,37	
15°	Aço soldado	2333,80	3379,87
	Aço dobrado	1046,07	
20°	Aço soldado	2058,27	2926,94
	Aço dobrado	868,67	

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 12 – Resumo do consumo de aço para os pórticos analisados sob influência do vento da região Nordeste do Brasil

Consumo de aço para os pórticos localizados na região Nordeste			
Inclinação de telhado	Tipo de Material	Consumo de aço (kg)	Consumo de aço total (kg)
5°	Aço soldado	1277,59	2251,81
	Aço dobrado	974,22	
10°	Aço soldado	1848,68	2809,35
	Aço dobrado	960,67	
15°	Aço soldado	2058,27	2958,18
	Aço dobrado	899,91	
20°	Aço soldado	2058,27	2922,98
	Aço dobrado	864,71	

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2 COMPARATIVO DO CONSUMO DE AÇO

Com o resumo dos materiais utilizados para cada estrutura, é possível fazer a análise comparativa. Assim, a tabela 13 expõe o consumo de aço total, para cada pórtico estudado, em função da localização geográfica e inclinação de telhado e, além disso, é quantificada a diferença entre esses valores.

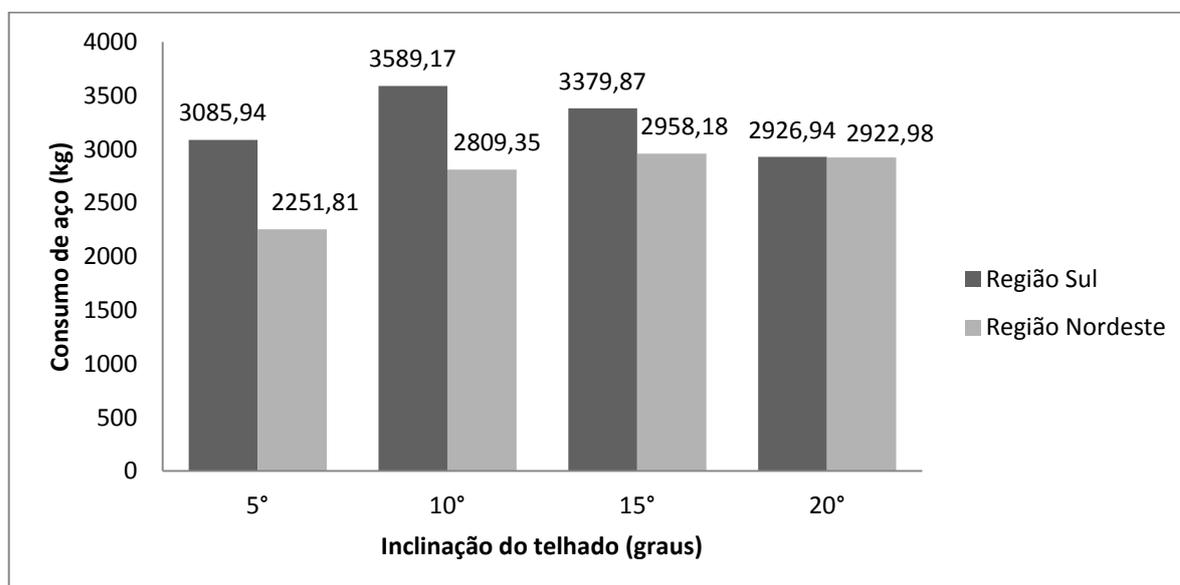
Tabela 13 – Comparativo do consumo de aço para cada inclinação de telhado e região do País estudada

Inclinação do telhado	Consumo de aço para cada pórtico (kg)		Diferença entre regiões (kg)	Diferença entre regiões (%)
	Região Sul	Região Nordeste		
5°	3085,94	2251,81	834,13	27
10°	3589,17	2809,35	779,82	22
15°	3379,87	2958,18	421,69	12
20°	2926,94	2922,98	3,96	0

(fonte: elaborado pelo autor)

Na figura 41, é possível observar, com maior clareza, um gráfico que relaciona o consumo de aço para cada situação de carregamento imposta.

Figura 41 – Consumo de aço para cada pórtico e para cada região do País estudada



(fonte: elaborado pelo autor)

Pela observação dos resultados obtidos, nota-se que as estruturas que estão sob influencia do carregamento do vento da região Sul do País são sempre mais robustas do que as submetidas ao vento da região Nordeste. Em média, as estruturas localizadas na região Sul apresentam consumo de aço 15% maior do que as da Nordeste, **o que é menor à hipótese inicial da pesquisa (20%)**.

As estruturas da região Sul, também, são as que apresentam valores com as maiores discrepâncias de uma em relação às outras, variando o valor de consumo de aço desde 2926 kg, para o telhado com inclinação de 20 graus, para até 3589 kg, para a inclinação de 10 graus (uma variação de aproximadamente 23%). Assim, pode-se afirmar que, para os edifícios estudados situados nessa Região, a inclinação de telhado que proporciona maior economia na fabricação da estrutura principal é a de 20 graus.

Já, quando analisadas as estruturas influenciadas pelas cargas de vento da região Nordeste, percebe-se que não há tanta variação no consumo de aço como o apresentado para a região Sul, sendo o valor praticamente constante para as inclinações de 10, 15 e 20 graus. No

entanto, a estrutura que possui 5 graus de inclinação de telhado é a que apresenta o melhor desempenho, em termos de consumo de aço, sendo necessários, para se construir cada pórtico da estrutura com essa inclinação de telhado, 2251 kg de material.

Outro fato que se pode destacar, em relação às inclinações dos telhados, é de que quando o telhado possui inclinação de 10 graus (possivelmente por possuir os maiores coeficientes aerodinâmicos dentre as inclinações estudadas), para a região Sul do País, geram-se as maiores solicitações à estrutura e, conseqüentemente, faz-se necessário adotar barras mais robustas para resistir aos esforços impostos, refletindo-se, assim, em maiores taxas de consumo de aço. Para a região Nordeste, contudo, o pórtico mais oneroso é o de 15° de inclinação.

Por fim, quando comparada uma mesma inclinação de telhado entre as duas regiões do País estudadas, nota-se que a inclinação de 5 graus é a que apresenta maior diferença entre as regiões, ou seja, são necessários 834 kg a mais de aço para se executar o mesmo pórtico (iguais dimensões e características) na região Sul, do que na região Nordeste. Adicionalmente, é possível notar que, conforme cresce a inclinação do telhado, menores são as diferenças no consumo de aço entre as regiões: para a inclinação de 5°, a diferença é de 27%, para a de 10°, 22% e para a de 15°, 12%. Todavia, para a inclinação de 20 graus, apresenta-se praticamente o mesmo consumo para ambas as regiões, indicando que a diferença na magnitude do vento, somada ao layout das barras, para esse caso, não afeta o dimensionamento das peças.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As estruturas metálicas se destacam pela rapidez de execução, confiabilidade, versatilidade e eficiência estrutural para atender as mais diversas concepções arquitetônicas. Atualmente, por possuir esses atributos, cada vez mais vem sendo empregada nas construções distribuídas pelo País, principalmente para edifícios industriais.

Sendo assim, esse trabalho versou sobre a resposta que as estruturas de aço estudadas dão, frente às diferentes solicitações que lhe são impostas, isto é, mostrou quanto o carregamento do vento (que difere para cada região do Brasil) influencia no consumo de aço para pórticos de diferentes inclinações de telhado e situados em localizações geográficas distintas.

Como resultado, obteve-se, como era previsto, que as estruturas que estavam sob influência da velocidade básica do vento do Sul do Rio Grande do Sul, seriam mais robustas e, conseqüentemente, para executá-las, seria necessário um consumo de aço maior do que aquelas construídas sob a influência da carga do vento da região Nordeste do Brasil. Assim, quando comparada a estrutura mais leve, respectivamente para a região Sul do Brasil (20 graus), com a Nordeste (5 graus), **é possível notar que a diferença no consumo de aço, entre essas situações, é de aproximadamente 675 kg, ou seja, 23%.**

Ainda, nota-se, que na média das diferenças de consumo de aço entre os pórticos de diferentes inclinações de telhado estudadas (5, 10, 15 e 20 graus), as estruturas presentes na região Sul consomem 15% a mais de aço do que na região Nordeste. Valor este que é plausível, visto que a diferença entre a velocidade básica do vento entre essas duas regiões consideradas é de 40% e ponderando que, dentre as combinações de ações possíveis, o vento não é responsável por todo o carregamento.

Pode ser ressaltado, também, que a pior inclinação para a região Sul é a de 10 graus e, para a Nordeste (por pequena diferença), 15. Além disso, para a inclinação de 20 graus, a diferença entre o consumo de aço entre as diferentes magnitudes do vento admitidas, não é significativa, posto que é de menos de 0,1%.

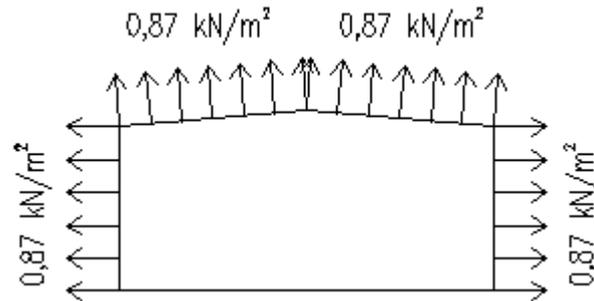
Enfim, vale destacar, que a diferença entre o consumo de aço entre as regiões do País não significa, necessariamente, que uma estrutura será economicamente mais cara do que a outra. O custo de um edifício industrial, além do consumo do aço de sua estrutura principal e secundária, também envolve diversos fatores, como transporte dos elementos da fábrica até o canteiro de obras, valor de montagem, oferta de materiais, mão de obra, entre outros. Para as diferentes inclinações de telhado, envolve, ainda, a relação de que quanto maior for a inclinação, maiores serão as treliças, as quais, por consequência, precisarão de maiores volumes de tinta para proteção e maiores serão as quantidades de telhas e elementos de fixação empregados como acabamentos da estrutura.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.123**: forças devidas ao vento em edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 1988.
- _____. **NBR 5.884**: perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico: especificação. Rio de Janeiro, 2000.
- _____. **NBR 8.681**: ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- _____. **NBR 8.800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- _____. **NBR 14.762**: dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.
- BELLEI, I. H. **Edifícios industriais em aço**: projeto e cálculo. 5. ed. rev. e ampl. São Paulo: Pini, 2006.
- BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2004.
- BLESSMANN, J.; **Acidentes causados pelo vento**. 4. ed. rev. e ampl. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 2001.
- CARVALHO, P. R. M. de; GRIGOLETTI, G.; TAMAGNA, A; ITURRIOZ, I. **Curso básico de perfis de aço formados a frio**. Porto Alegre: Os autores, 2004.
- DIAS, L. A. M. **Estruturas de aço**: conceitos, técnicas e linguagem. 6. ed. São Paulo: Zigurate, 2008.
- PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático segundo a NBR 8.800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2010.
- PINHO, M. O. **Transporte e montagem**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia/Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2005. Série Manual de Construção em Aço.
- PINHO, F. O.; PENNA, F. **Viabilidade econômica**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia/Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2008. Série Manual de Construção em Aço.

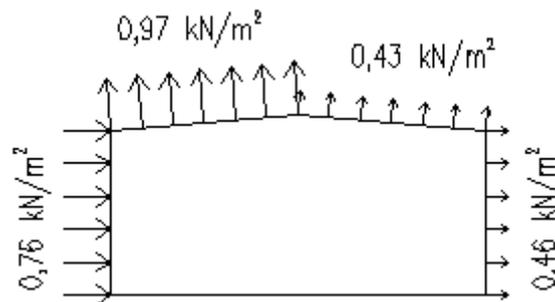
APÊNDICE A – Cargas críticas devidas ao vento para os pórticos influenciados pelo carregamento do vento da região Sul do Brasil

Figura APA1 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Sul do Brasil, com inclinação de telhado de 5° , com vento incidindo a 0°



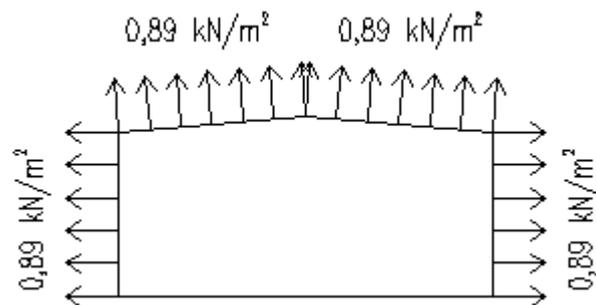
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APA2 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Sul do Brasil, com inclinação de telhado de 5° , com vento incidindo a 90°



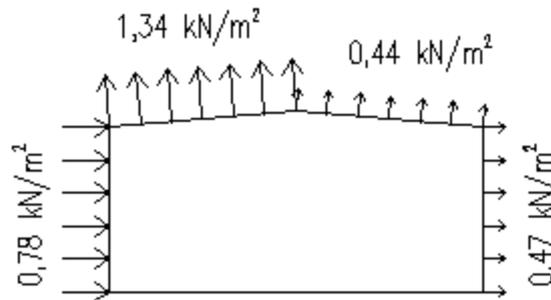
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APA3 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Sul do Brasil, com inclinação de telhado de 10° , com vento incidindo a 0°



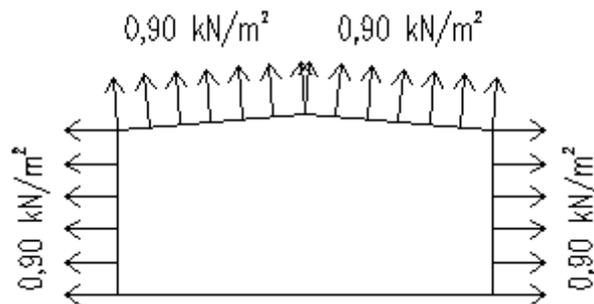
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APA4 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Sul do Brasil, com inclinação de telhado de 10° , com vento incidindo a 90°



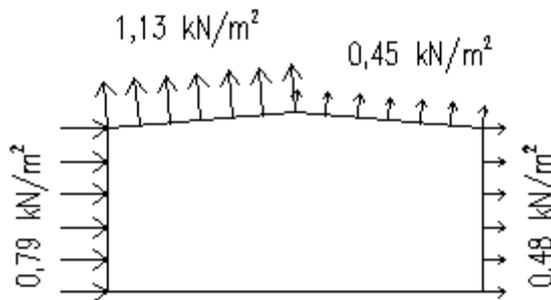
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APA5 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Sul do Brasil, com inclinação de telhado de 15° , com vento incidindo a 0°



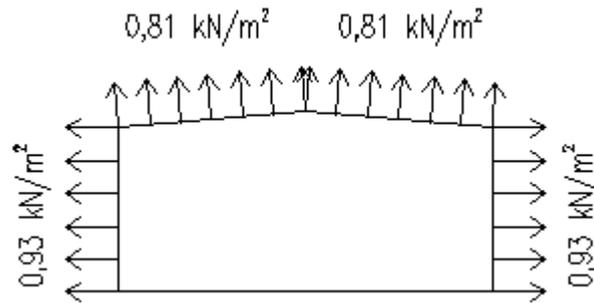
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APA6 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Sul do Brasil, com inclinação de telhado de 15° , com vento incidindo a 90°



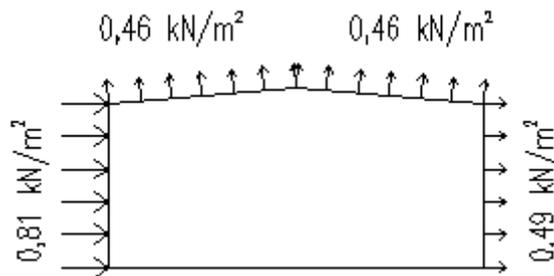
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APA7 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Sul do Brasil, com inclinação de telhado de 20°, com vento incidindo a 0°



(fonte: elaborado pelo autor)

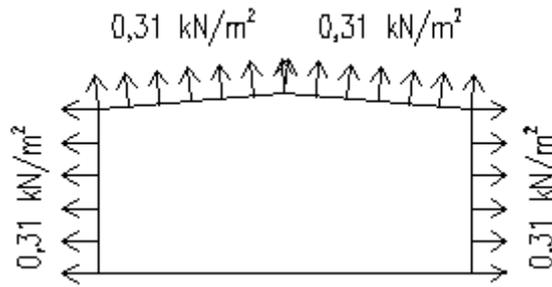
Figura APA8 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Sul do Brasil, com inclinação de telhado de 20°, com vento incidindo a 90°



(fonte: elaborado pelo autor)

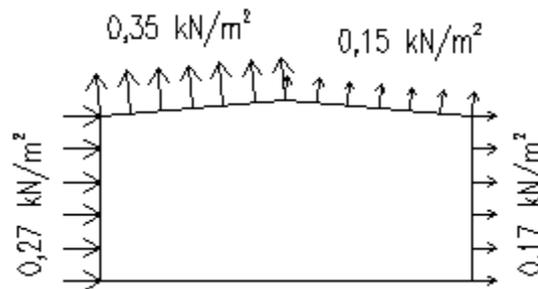
APÊNDICE B – Cargas críticas devidas ao vento para os pórticos influenciados pelo carregamento do vento da região Nordeste do Brasil

Figura APB1 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Nordeste do Brasil, com inclinação de telhado de 5°, com vento incidindo a 0°



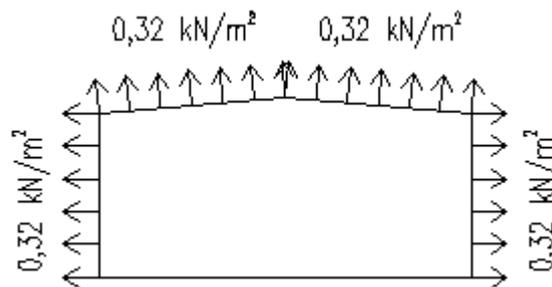
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APB2 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Nordeste do Brasil, com inclinação de telhado de 5°, com vento incidindo a 90°



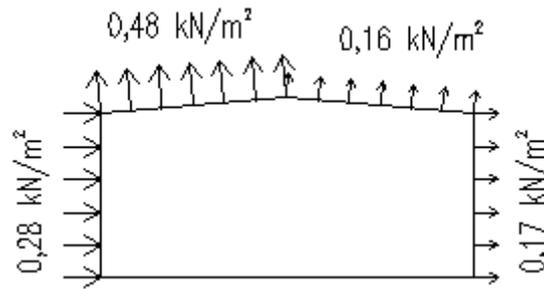
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APB3 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Nordeste do Brasil, com inclinação de telhado de 10°, com vento incidindo a 0°



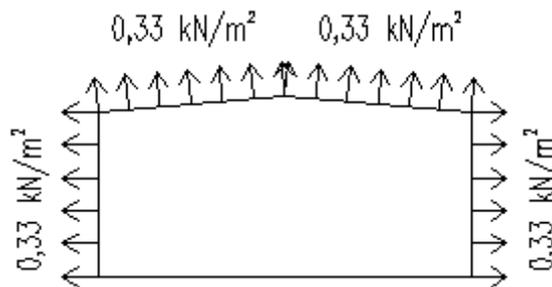
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APB4 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Nordeste do Brasil, com inclinação de telhado de 10° , com vento incidindo a 90°



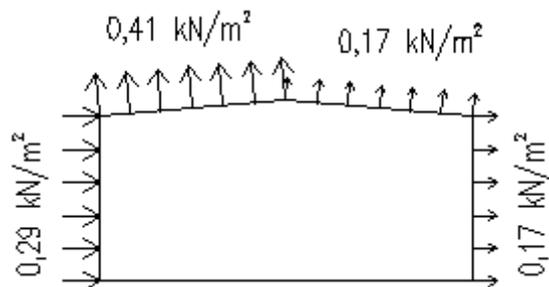
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APB5 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Nordeste do Brasil, com inclinação de telhado de 15° , com vento incidindo a 0°



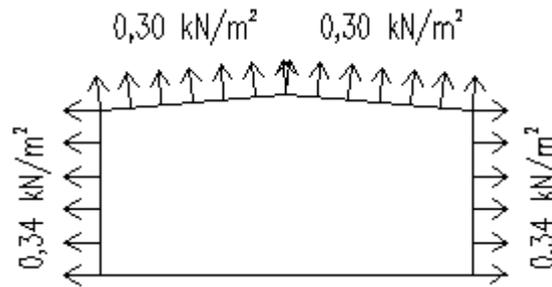
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APB6 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Nordeste do Brasil, com inclinação de telhado de 15° , com vento incidindo a 90°



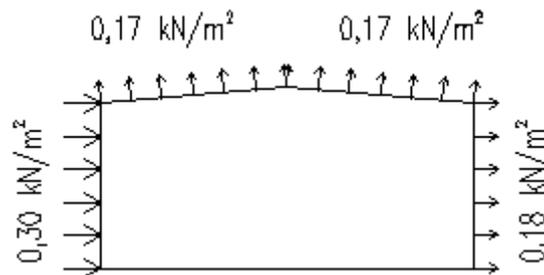
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APB7 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Nordeste do Brasil, com inclinação de telhado de 20°, com vento incidindo a 0°



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APB8 – Cargas críticas devidas ao vento para a estrutura localizada na região Nordeste do Brasil, com inclinação de telhado de 20°, com vento incidindo a 90°

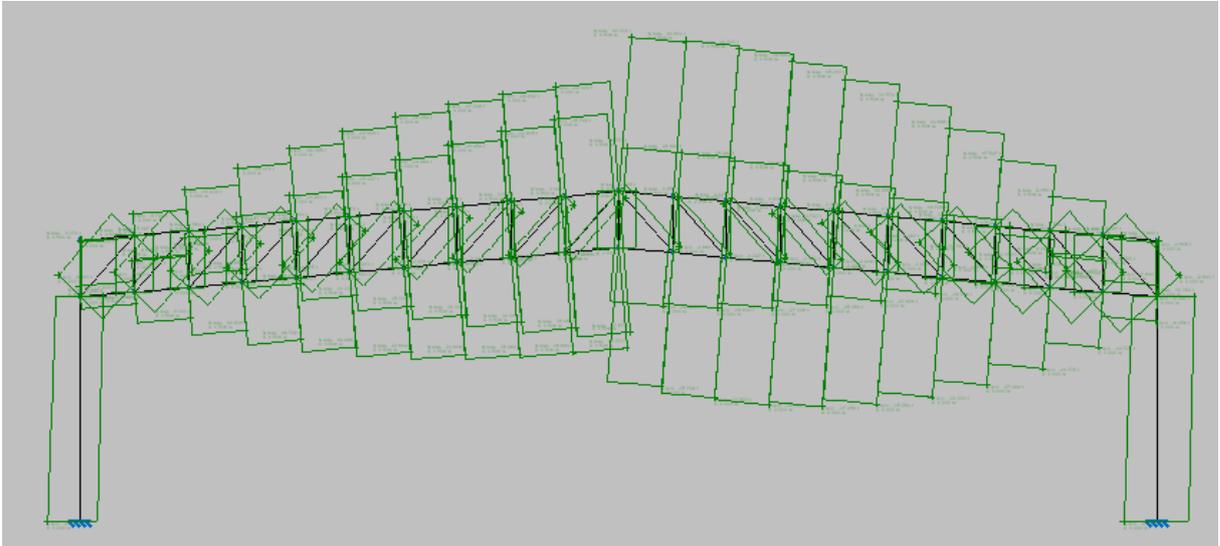


(fonte: elaborado pelo autor)

**APÊNDICE C – Envoltórias de esforços para as estruturas
localizadas na região Sul do Brasil**

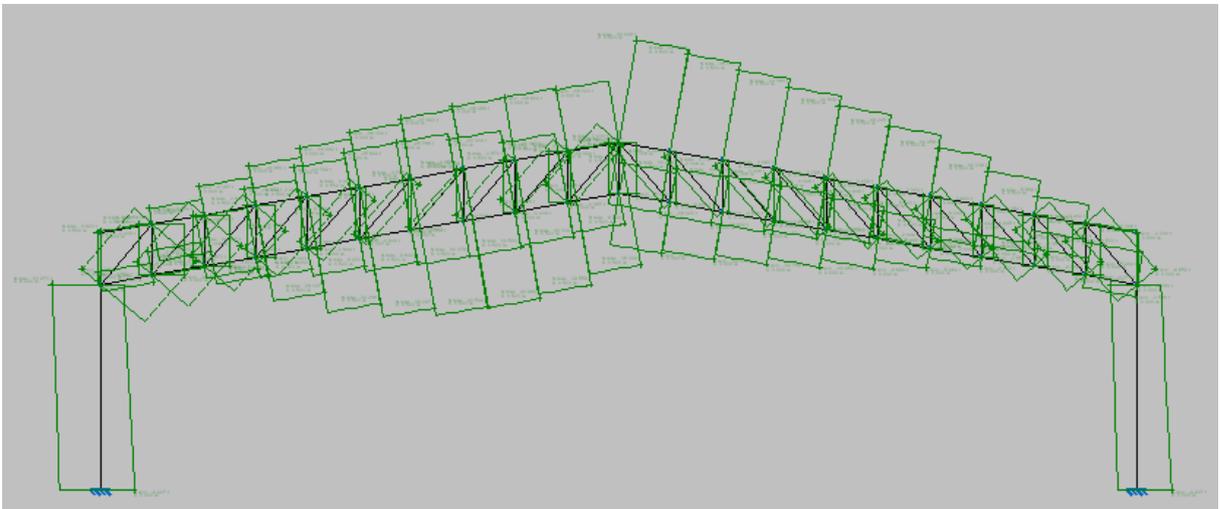
Envoltórias de esforços axiais para as estruturas localizadas na região Sul do Brasil

Figura APC1 – Envoltória de esforços axiais para pórtico com 5 graus de inclinação de telhado, localizado na região Sul do Brasil



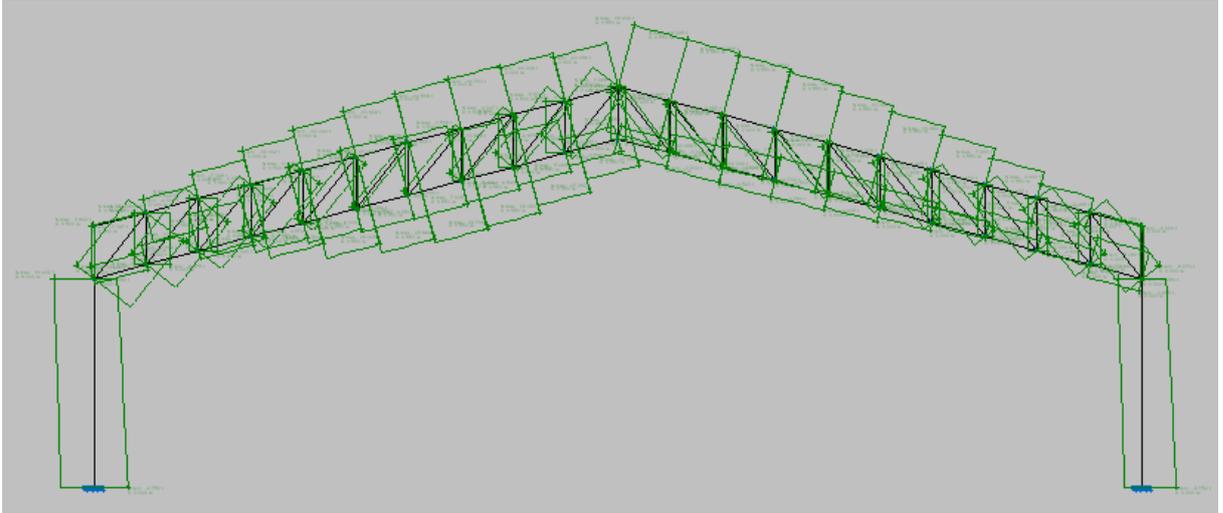
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APC2 – Envoltórias de esforços axiais para pórtico com 10 graus de inclinação de telhado, localizado na região Sul do Brasil



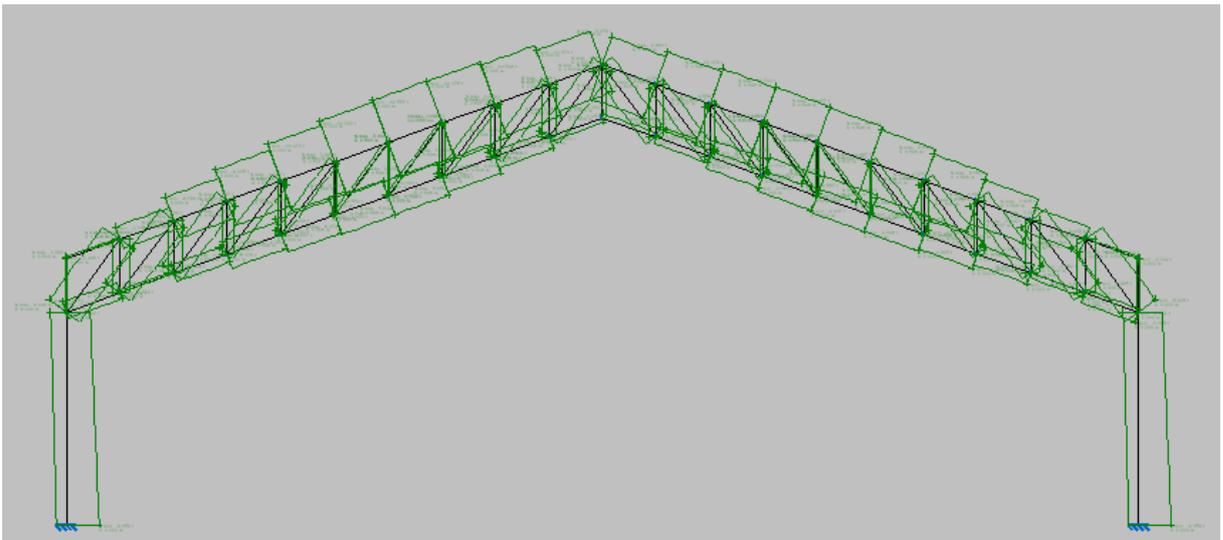
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APC3 – Envoltórias de esforços axiais para pórtico com 15 graus de inclinação de telhado, localizado na região Sul do Brasil



(fonte: elaborado pelo autor)

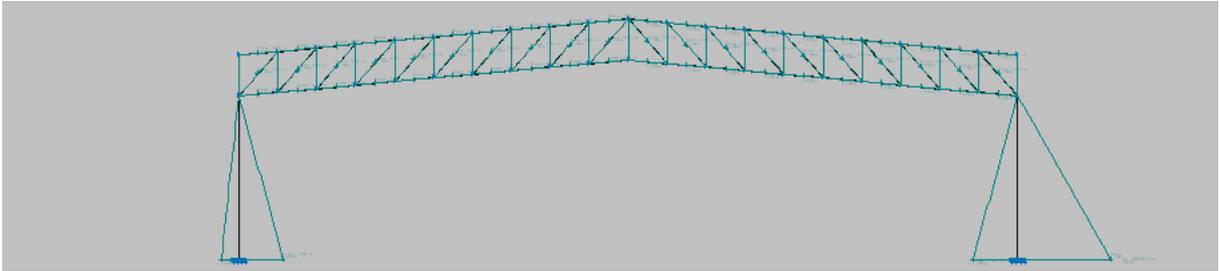
Figura APC4 – Envoltórias de esforços axiais para pórtico com 20 graus de inclinação de telhado, localizado na região Sul do Brasil



(fonte: elaborado pelo autor)

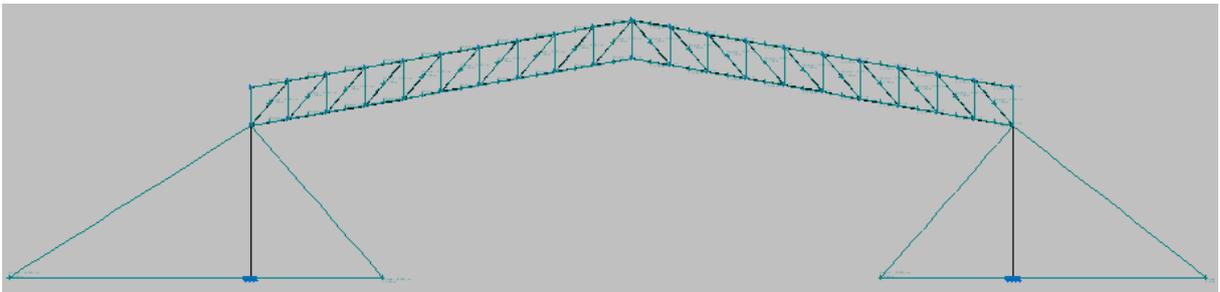
Envoltórias de momentos fletores para as estruturas localizadas na região Sul do Brasil

Figura APC5 – Envoltória de momentos fletores para pórtico com 5 graus de inclinação de telhado, localizado na região Sul do Brasil



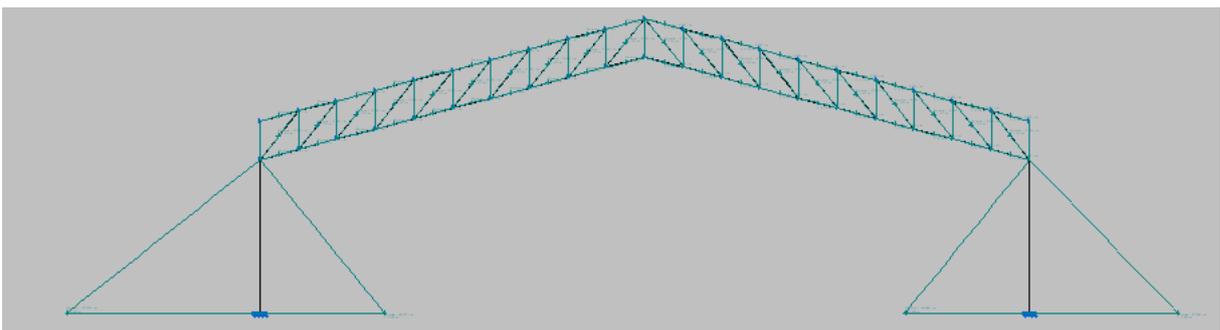
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APC6 – Envoltória de momentos fletores para pórtico com 10 graus de inclinação de telhado, localizado na região Sul do Brasil



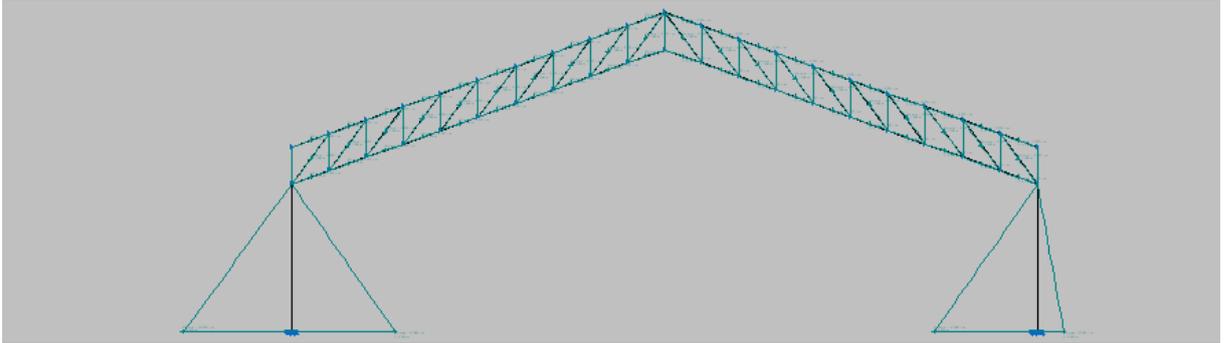
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APC7 – Envoltória de momentos fletores para pórtico com 15 graus de inclinação de telhado, localizado na região Sul do Brasil



(fonte: elaborado pelo autor)

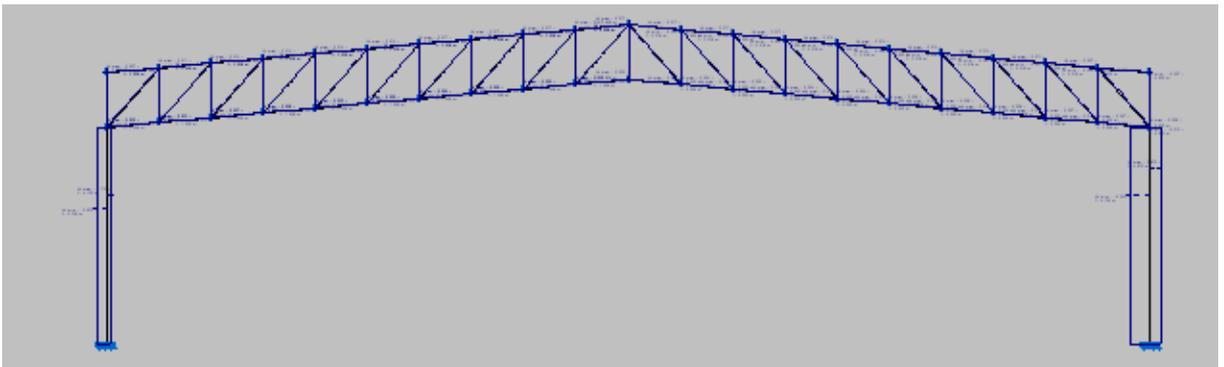
Figura APC8 – Envoltória de momentos fletores para pórtico com 20 graus de inclinação de telhado, localizado na região Sul do Brasil



(fonte: elaborado pelo autor)

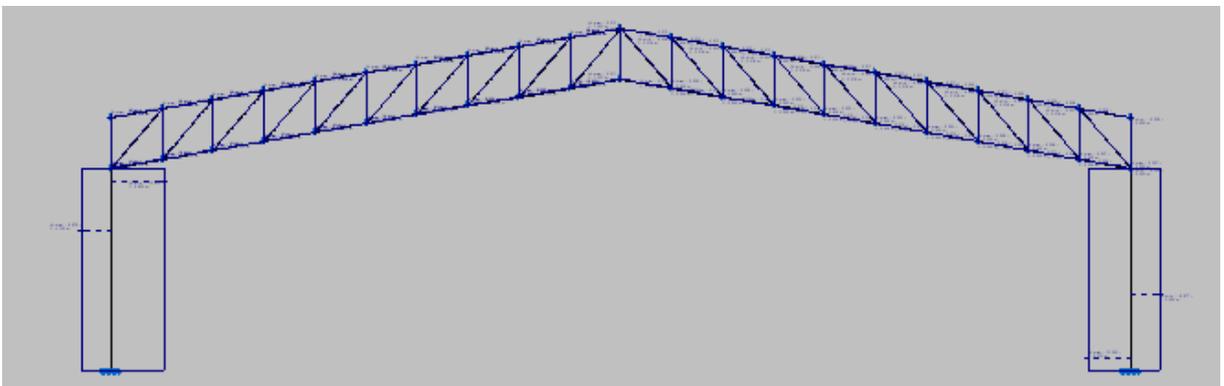
Envoltórias de esforços cortantes para as estruturas localizadas na região Sul do Brasil

Figura APC9 – Envoltória de esforços cortantes para pórtico com 5 graus de inclinação de telhado, localizado na região Sul do Brasil



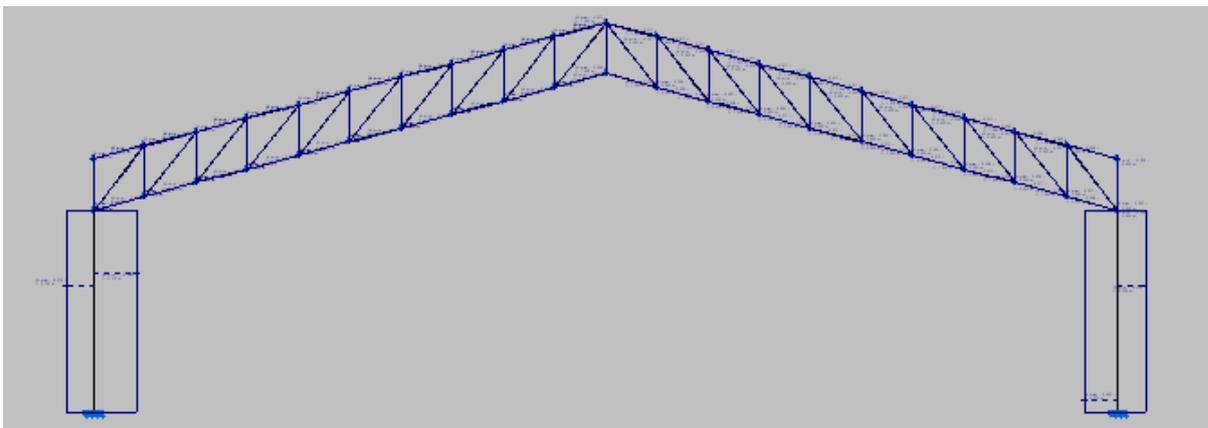
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APC10 – Envoltória de esforços cortantes para pórtico com 10 graus de inclinação de telhado, localizado na região Sul do Brasil



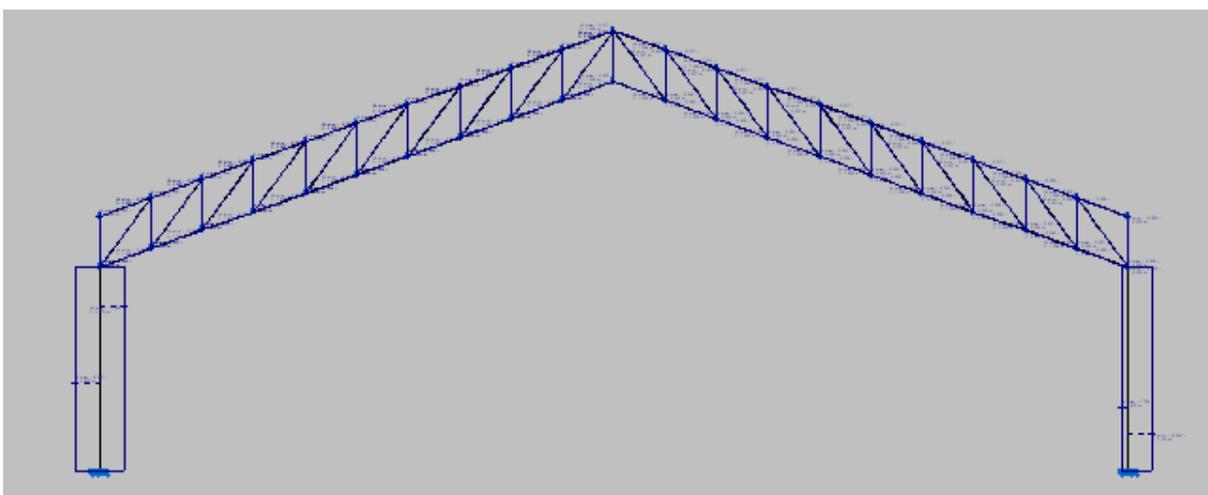
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APC11 – Envoltória de esforços cortantes para pórtico com 15 graus de inclinação de telhado, localizado na região Sul do Brasil



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APC12 – Envoltória de esforços cortantes para pórtico com 20 graus de inclinação de telhado, localizado na região Sul do Brasil

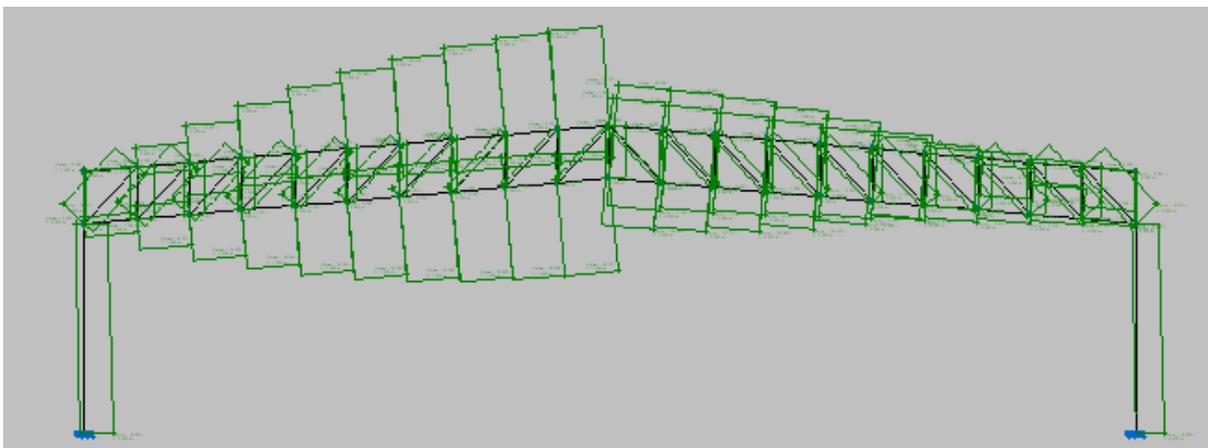


(fonte: elaborado pelo autor)

**APÊNDICE D – Envoltórias de esforços para as estruturas
localizadas na região Nordeste do Brasil**

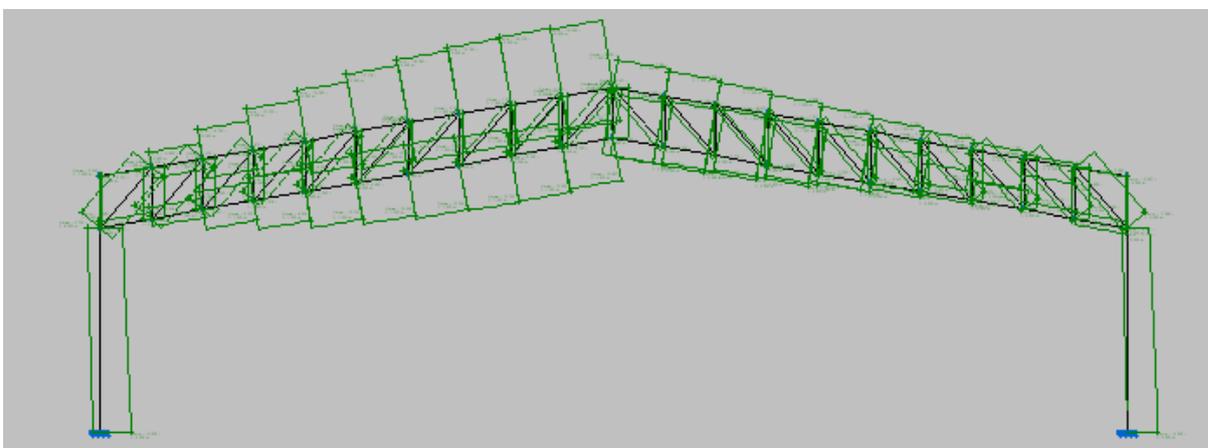
Envoltórias de esforços axiais para as estruturas localizadas na região Nordeste do Brasil

Figura APD1 – Envoltória de esforços axiais para pórtico com 5 graus de inclinação de telhado, localizado na região Nordeste do Brasil



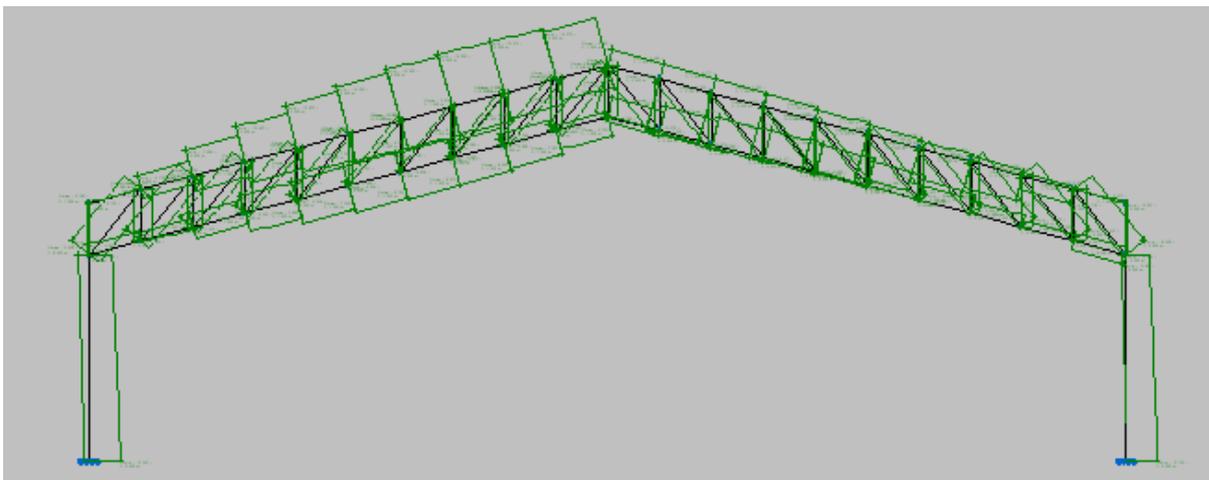
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APD2 – Envoltória de esforços axiais para pórtico com 10 graus de inclinação de telhado, localizado na região Nordeste do Brasil



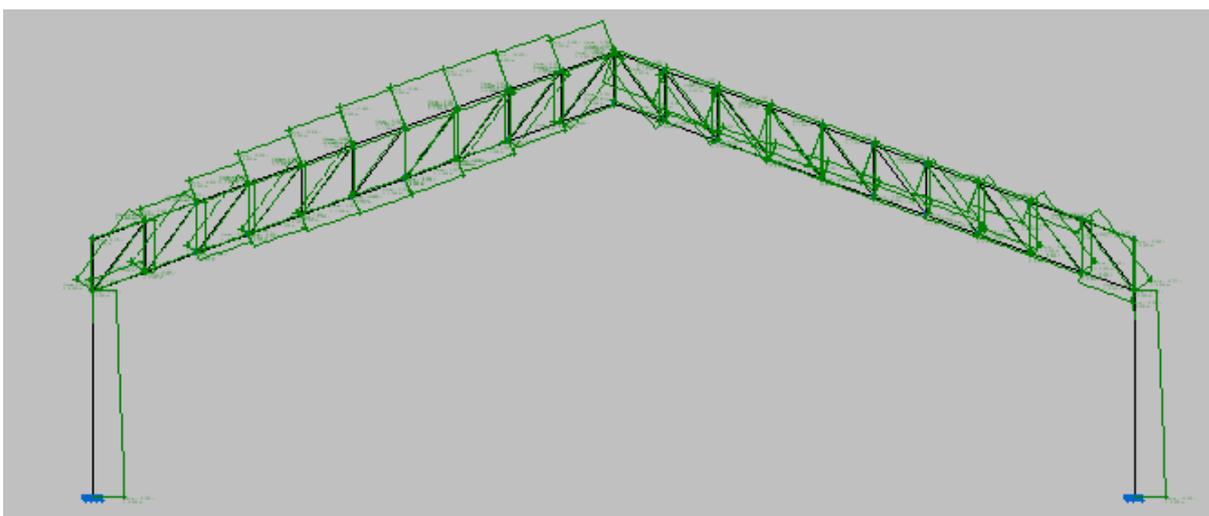
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APD3 – Envoltória de esforços axiais para pórtico com 15 graus de inclinação de telhado, localizado na região Nordeste do Brasil



(fonte: elaborado pelo autor)

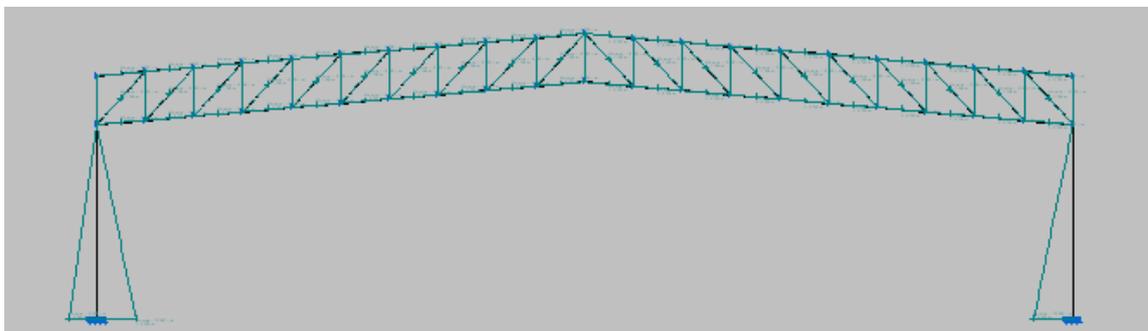
Figura APD4 – Envoltória de esforços axiais para pórtico com 20 graus de inclinação de telhado, localizado na região Nordeste do Brasil



(fonte: elaborado pelo autor)

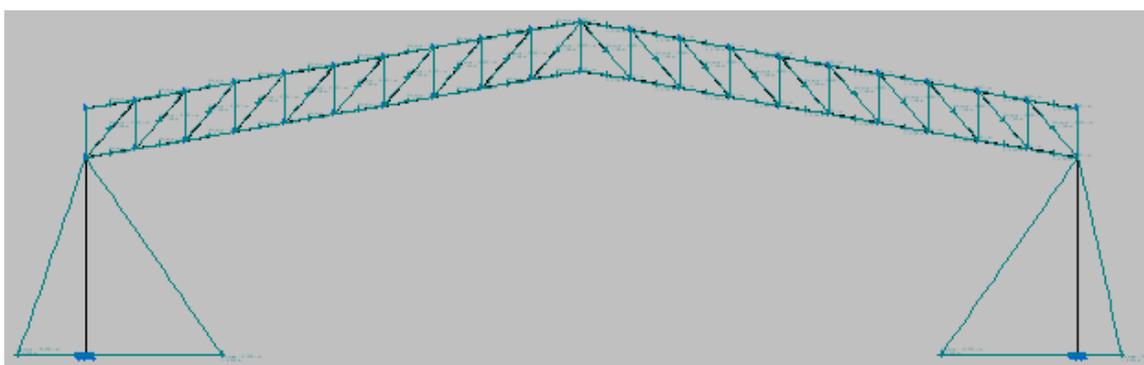
Envoltórias de momentos fletores para as estruturas localizadas na região Nordeste do Brasil

Figura APD5 – Envoltória de momentos fletores para pórtico com 5 graus de inclinação de telhado, localizado na região Nordeste do Brasil



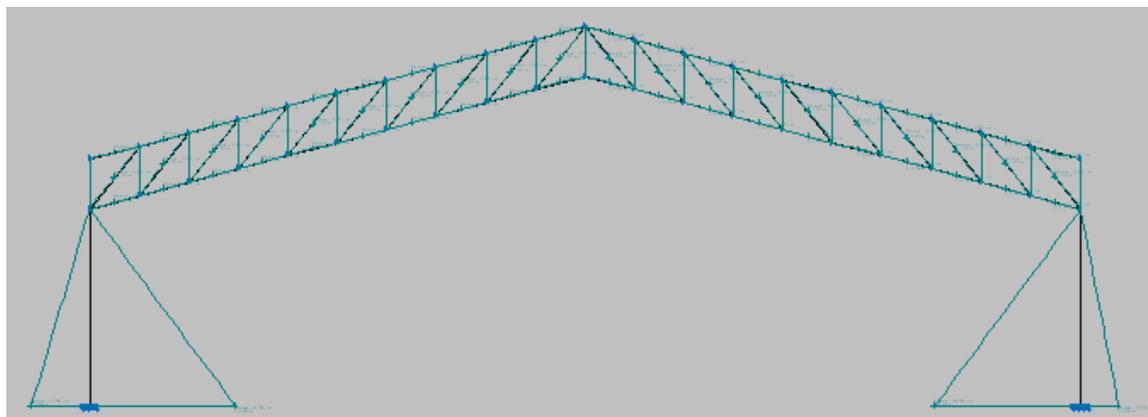
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APD6 – Envoltória de momentos fletores para pórtico com 10 graus de inclinação de telhado, localizado na região Nordeste do Brasil



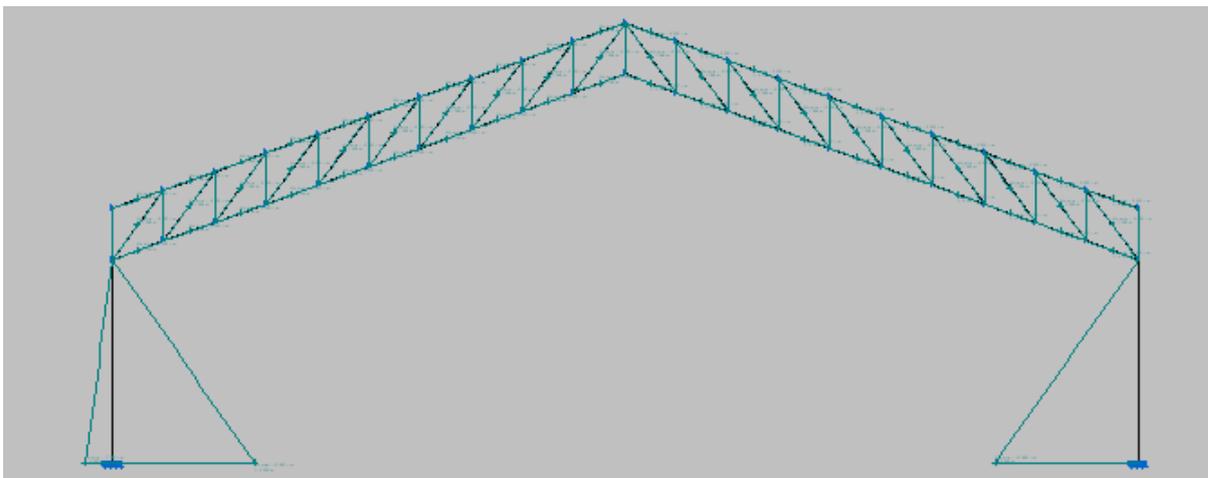
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APD7 – Envoltória de momentos fletores para pórtico com 15 graus de inclinação de telhado, localizado na região Nordeste do Brasil



(fonte: elaborado pelo autor)

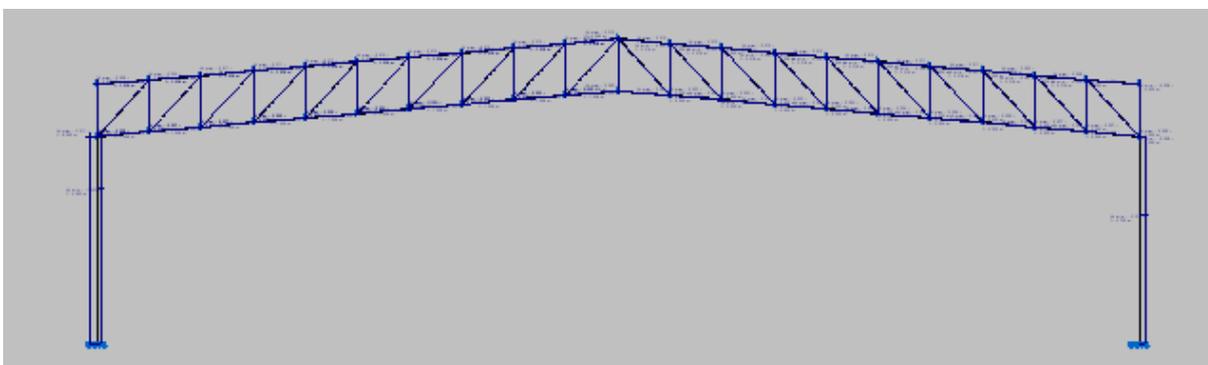
Figura APD8 – Envoltória de momentos fletores para pórtico com 20 graus de inclinação de telhado, localizado na região Nordeste do Brasil



(fonte: elaborado pelo autor)

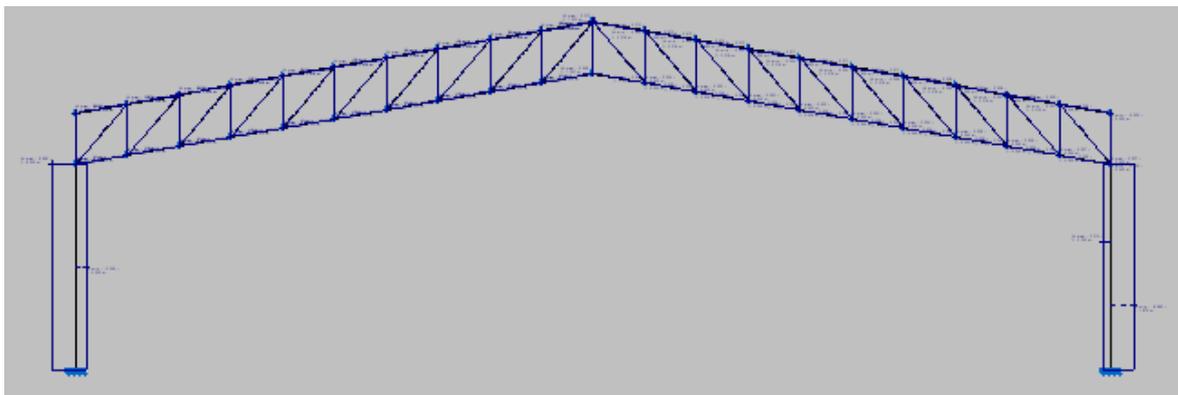
Envoltórias de esforços cortantes para as estruturas localizadas na região Nordeste do Brasil

Figura APD9 – Envoltória de esforços cortantes para pórtico com 5 graus de inclinação de telhado, localizado na região Nordeste do Brasil



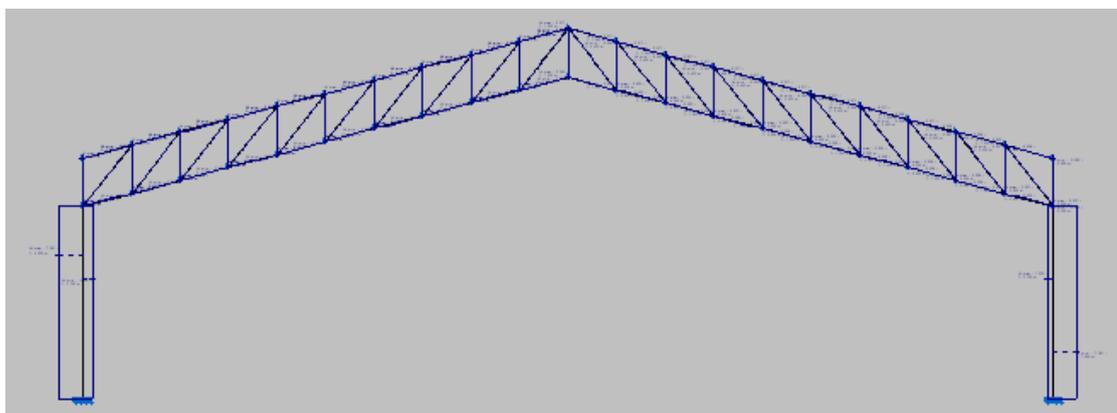
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APD10 – Envoltória de esforços cortantes para pórtico com 10 graus de inclinação de telhado, localizado na região Nordeste do Brasil



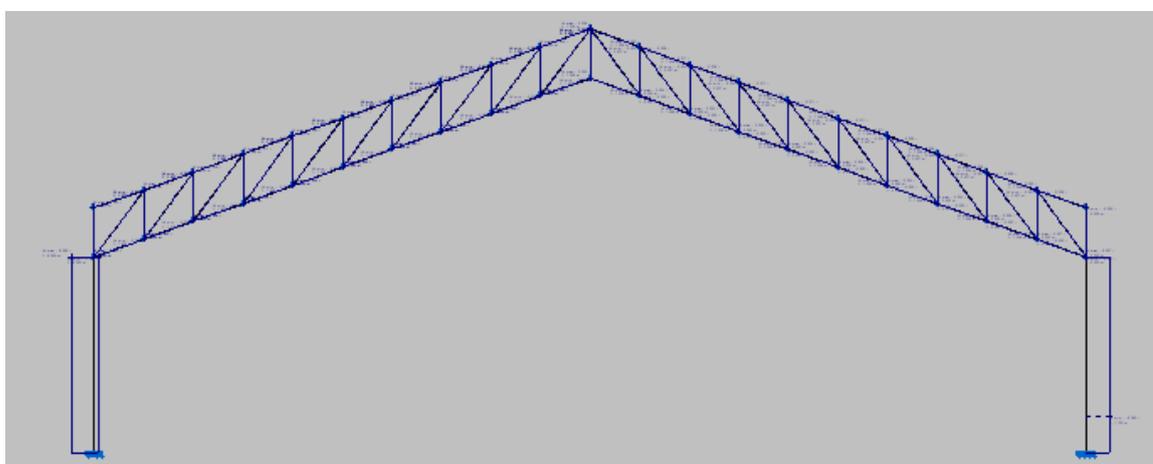
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APD11 – Envoltória de esforços cortantes para pórtico com 15 graus de inclinação de telhado, localizado na região Nordeste do Brasil



(fonte: elaborado pelo autor)

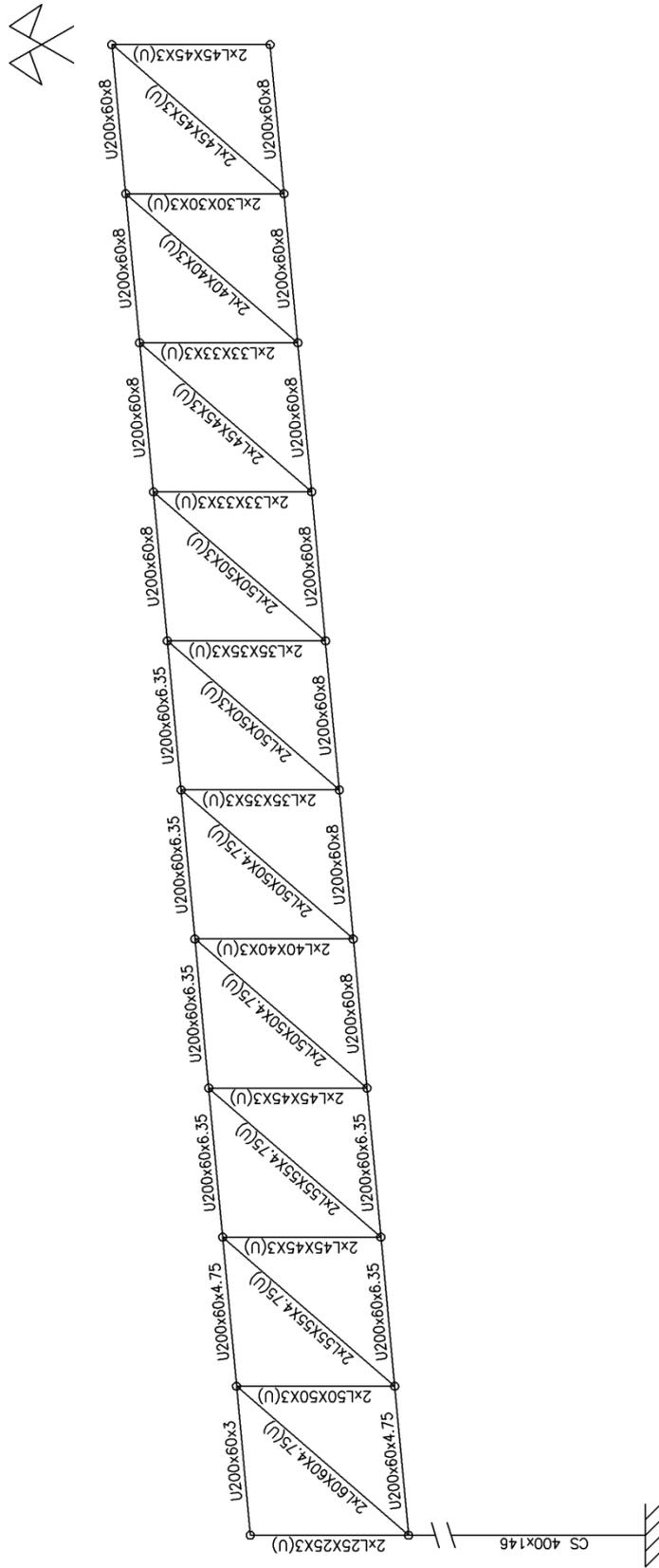
Figura APD12 – Envoltória de esforços cortantes para pórtico com 20 graus de inclinação de telhado, localizado na região Nordeste do Brasil



(fonte: elaborado pelo autor)

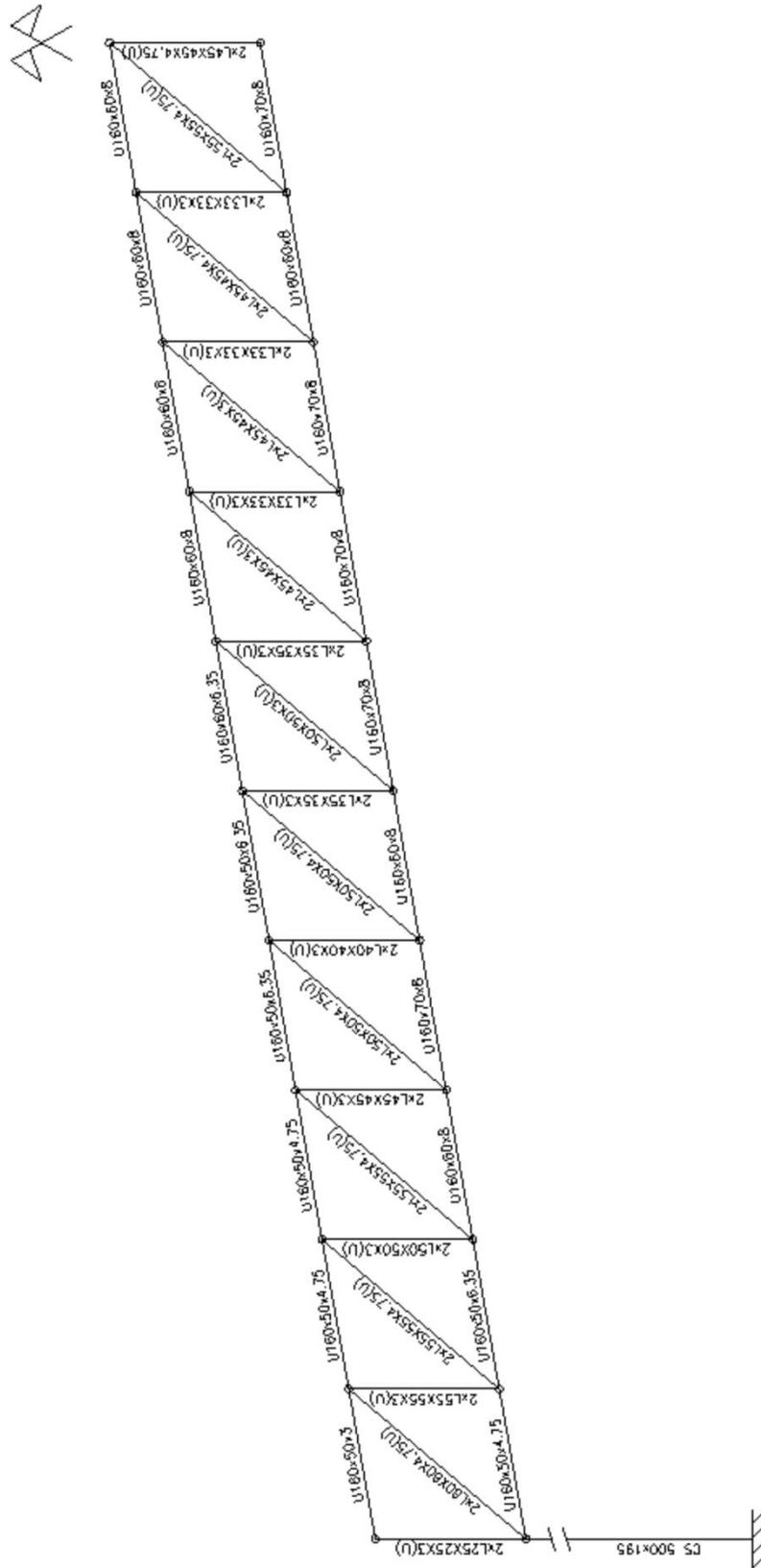
APÊNDICE E – Desenhos com o dimensionamento definitivo das estruturas

Figura APE1 – Dimensionamento definitivo do pórtico localizado na região Sul do Brasil, com inclinação de telhado de 5 graus



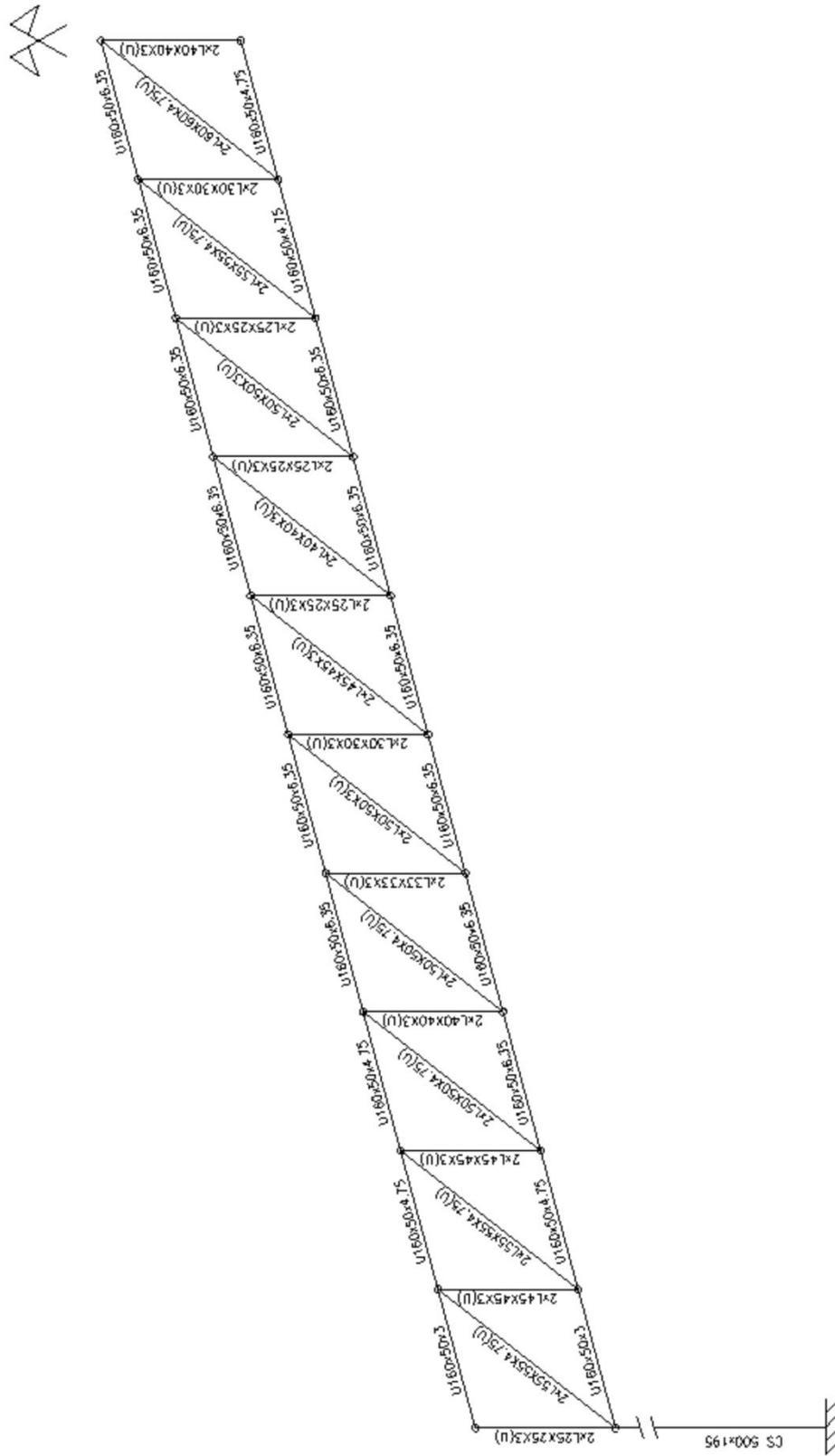
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APE2 – Dimensionamento definitivo do pórtico localizado na região Sul do Brasil, com inclinação de telhado de 10 graus



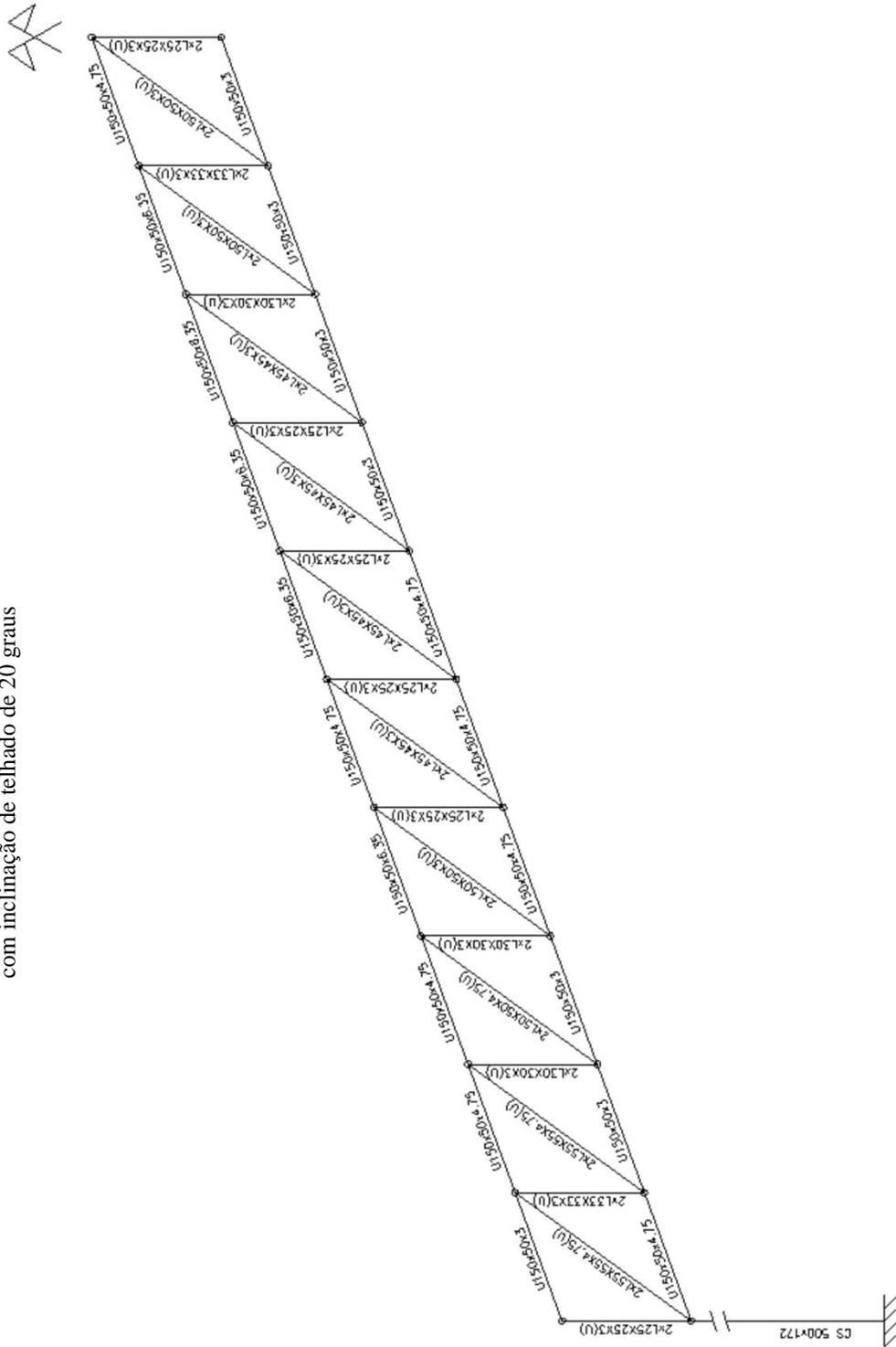
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APE3 – Dimensionamento definitivo do pórtico localizado na região Sul do Brasil, com inclinação de telhado de 15 graus



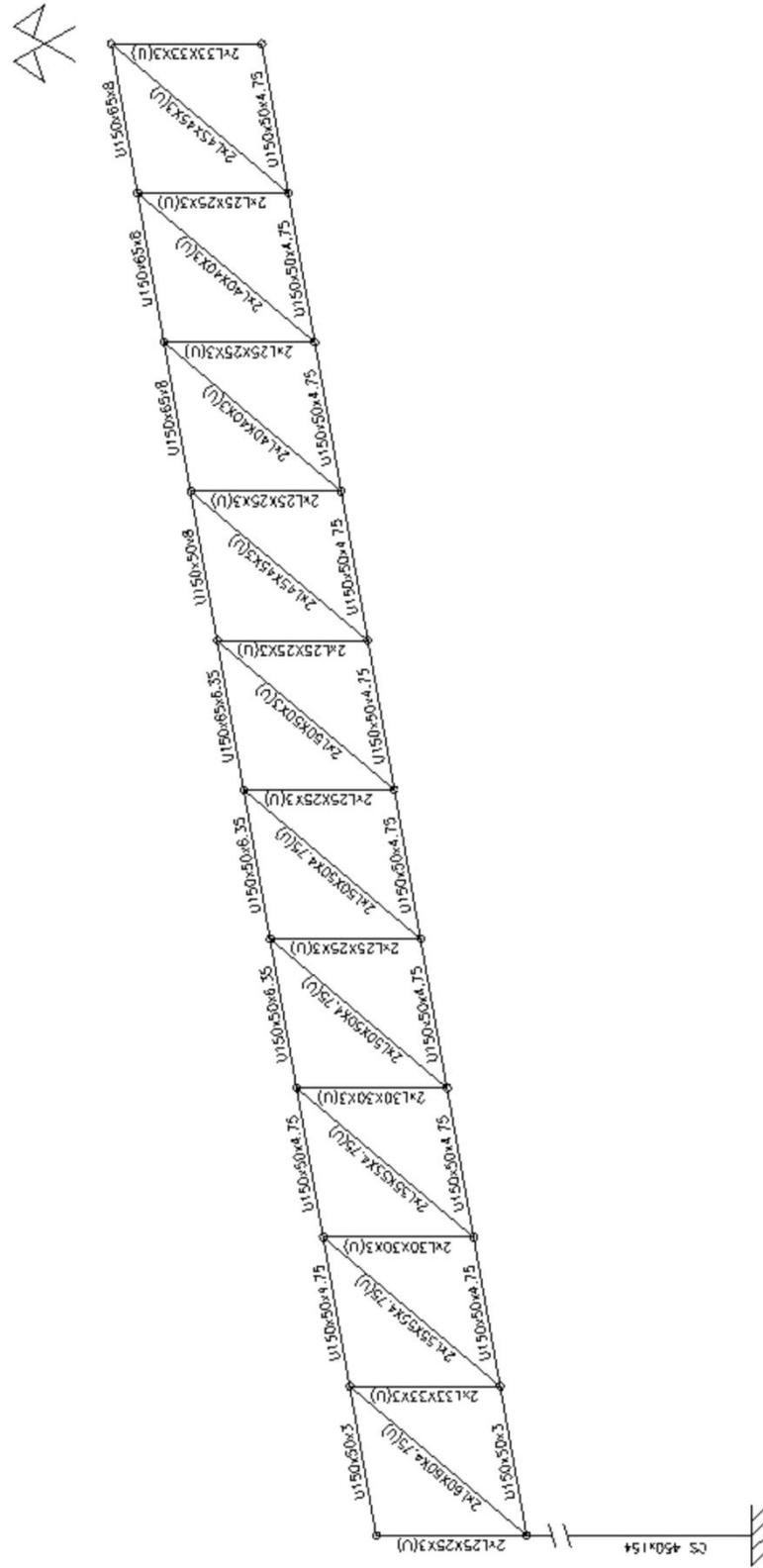
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APE4 – Dimensionamento definitivo do pórtico localizado na região Sul do Brasil, com inclinação de telhado de 20 graus



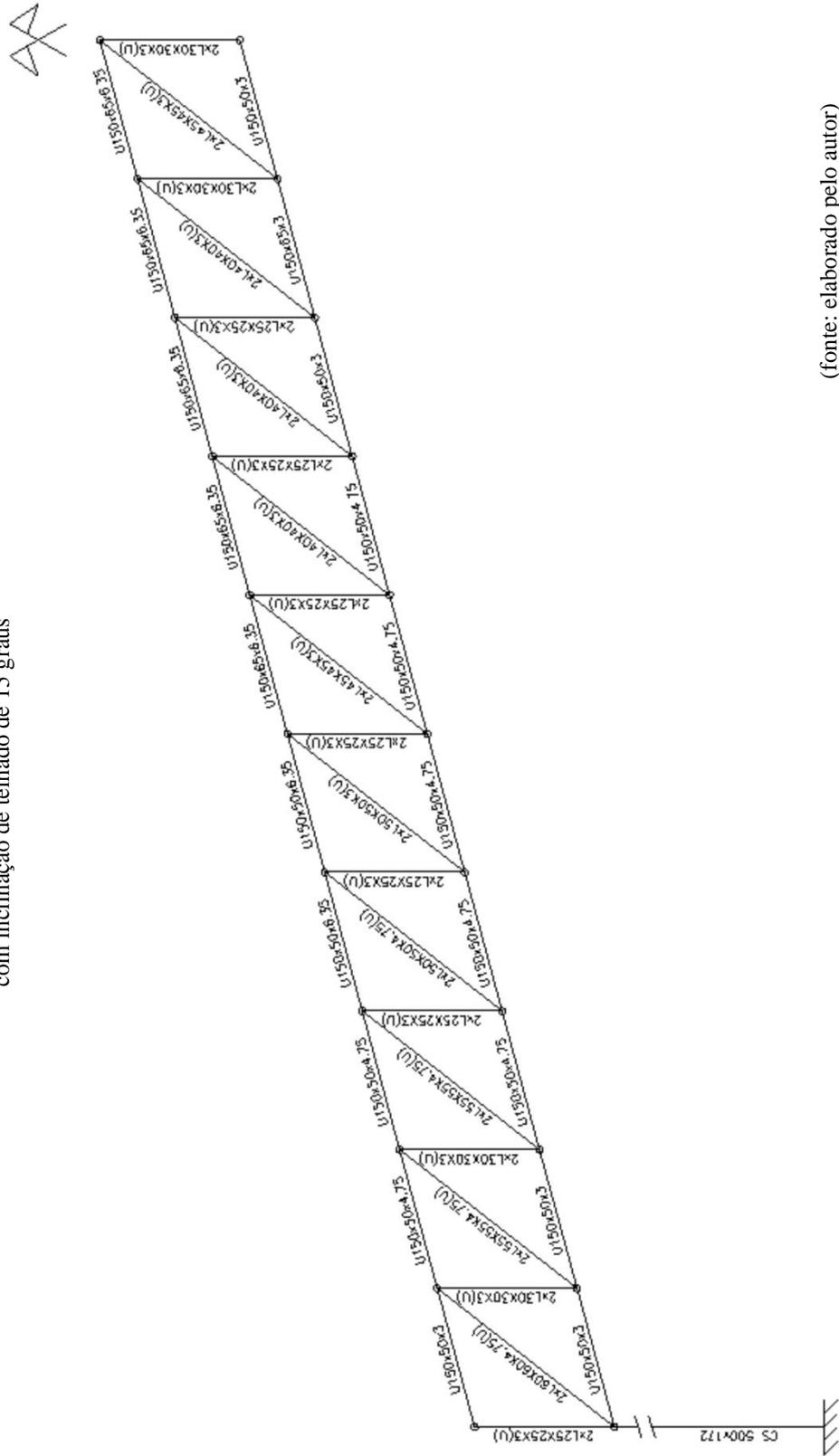
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APE6 – Dimensionamento definitivo do pórtico localizado na região Nordeste do Brasil, com inclinação de telhado de 10 graus



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura APE7 – Dimensionamento definitivo do pórtico localizado na região Nordeste do Brasil, com inclinação de telhado de 15 graus



(fonte: elaborado pelo autor)

**APÊNDICE F – Resumo do material a ser utilizado
em cada pórtico estudado**

Tabela APF1 – Resumo das barras utilizadas para o pórtico localizado na região Sul do Brasil, com inclinação do telhado de 5 graus

Resumo de barras: pórtico da região Sul, inclinação do telhado de 5°					
Material		Perfil	Comprimento total do perfil (mm)	Peso	
Tipo	Designação			Perfil (kg)	Material (kg)
Aço soldado	A-36 250Mpa	CS 400x146	12.000	1755,79	1755,79
		L25X25X3, Duplo	6.000	6,36	
		L50X50X3, Duplo	23.728	53,1	
		L45X45X3, Duplo	32.728	65,53	
		L40X40X3, Duplo	14.864	26,26	
		L35X35X3, Duplo	12.000	18,38	
		L33X33X3, Duplo	12.000	17,25	
Aço dobrado	CF-28	L30X30X3, Duplo	6.000	7,77	
		L50X50X4,75, Duplo	17.728	60,9	1330,15
		L55X55X4,75, Duplo	17.728	67,51	
		L60X60X4,75, Duplo	8.864	37,06	
		U200x60x4,75	6.023	68,33	
		U200x60x6,35	18.069	269,24	
		U200x60x8	33.126	610,48	
		U200x60x3	3.011	21,99	
				TOTAL	3085,94

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela APF2 – Resumo das barras utilizadas para o pórtico localizado na região Sul do Brasil, com inclinação do telhado de 10 graus

Resumo de barras: pórtico da região Sul, inclinação do telhado de 10°					
Material		Perfil	Comprimento total do perfil (mm)	Peso	
Tipo	Designação			Perfil (kg)	Material (kg)
Aço soldado	A-36 250Mpa	CS 500x195	12.000	2333,8	2333,8
		L25X25X3, Duplo	6.000	6,36	
		L45X45X4,75, Duplo	12.264	37,55	
		L50X50X3, Duplo	15.264	34,16	
		L55X55X3, Duplo	6.000	14,84	
		L45X45X3, Duplo	24.528	49,11	
		L40X40X3, Duplo	6.000	10,6	
		L35X35X3, Duplo	12.000	18,38	
		L33X33X3, Duplo	18.000	25,87	
Aço dobrado	CF-28	L60X60X4,75, Duplo	9.264	38,73	1255,37
		L55X55X4,75, Duplo	27.790	105,82	
		L50X50X4,75, Duplo	18.528	63,64	
		U160x50x4,75	9.139	83,23	
		U160x50x6,35	9.139	108,84	
		U160x60x8	21.324	339,42	
		U160x70x8	15.231	261,57	
		U160x50x3	3.046	17,94	
		U160x60x6,35	3.046	39,32	
				TOTAL	3589,17

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela APF3 – Resumo das barras utilizadas para o pórtico localizado na região Sul do Brasil, com inclinação do telhado de 15 graus

Resumo de barras: pórtico da região Sul, inclinação do telhado de 15°					
Material		Perfil	Comprimento total do perfil (mm)	Peso	
Tipo	Designação			Perfil (kg)	Material (kg)
Aço soldado	A-36 250Mpa	CS 500x195	12.000	2333,8	2333,8
		L25X25X3, Duplo	24.000	25,45	
		L45X45X3, Duplo	21.690	43,43	
		L40X40X3, Duplo	18.690	33,02	
		L33X33X3, Duplo	6.000	8,62	
		L30X30X3, Duplo	12.000	15,55	
Aço dobrado	CF-28	L60X60X4,75, Duplo	9.690	40,51	1046,07
		L55X55X4,75, Duplo	29.068	110,68	
		L50X50X3, Duplo	19.378	43,36	
		L50X50X4,75, Duplo	19.378	66,56	
		U160x50x3	6.212	36,58	
		U160x50x4,75	15.529	141,43	
		U160x50x6,35	40.376	480,88	
				TOTAL	

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela APF4 – Resumo das barras utilizadas para o pórtico localizado na região Sul do Brasil, com inclinação do telhado de 20 graus

Resumo de barras: pórtico da região Sul, inclinação do telhado de 20°					
Material		Perfil	Comprimento total do perfil (mm)	Peso	
Tipo	Designação			Perfil (kg)	Material (kg)
Aço soldado	A-36 250Mpa	CS 500x172	12.000	2058,27	2058,27
Aço dobrado	CF-28	L25X25X3, Duplo	33.000	34,99	868,67
		L33X33X3, Duplo	12.000	17,25	
		L30X30X3, Duplo	18.000	23,32	
		L50X50X3, Duplo	30.442	68,13	
		L45X45X3, Duplo	40.590	81,27	
		L50X50X4,75, Duplo	10.148	34,86	
		L55X55X4,75, Duplo	20.296	77,28	
		U150x50x3	22.348	126,33	
		U150x50x4,75	25.540	223,07	
		U150x50x6,35	15.963	182,16	
				TOTAL	2926,94

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela APF5 – Resumo das barras utilizadas para o pórtico localizado na região Nordeste do Brasil, com inclinação do telhado de 5 graus

Resumo de barras: pórtico da região Nordeste, inclinação do telhado de 5°					
Material		Perfil	Comprimento total do perfil (mm)	Peso	
Tipo	Designação			Perfil (kg)	Material (kg)
Aço soldado	A-36 250Mpa	CS 400x106	12.000	1277,59	1277,59
		L25X25X3, Duplo	51.000	54,08	
		L30X30X3, Duplo	12.000	15,55	
		L40X40X3, Duplo	26.592	46,98	
		L45X45X3, Duplo	8.864	17,75	
		L50X50X3, Duplo	8.864	19,84	
		L50X50X4,75, Duplo	17.728	60,9	
Aço dobrado	CF-28	L55X55X4,75, Duplo	26.592	101,26	974,22
		U160x50x3	9.034	53,2	
		U160x50x4,75	27.103	246,83	
		U160x50x6,35	6.023	71,73	
		U160x60x6,35	3.011	38,87	
		U160x60x8	9.034	143,8	
		U160x70x8	6.023	103,43	
				TOTAL	2251,81

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela APF6 – Resumo das barras utilizadas para o pórtico localizado na região Nordeste do Brasil, com inclinação do telhado de 10 graus

Resumo de barras: pórtico da região Nordeste, inclinação do telhado de 10°					
Material		Perfil	Comprimento total do perfil (mm)	Peso	
Tipo	Designação			Perfil (kg)	Material (kg)
Aço soldado	A-36 250Mpa	CS 450x154	12.000	1848,68	1848,68
		L25X25X3, Duplo	42.000	44,53	
		L33X33X3, Duplo	9.000	12,93	
		L30X30X3, Duplo	12.000	15,55	
		L60X60X4,75, Duplo	9.264	38,73	
		L55X55X4,75, Duplo	18.528	70,55	
		L50X50X4,75, Duplo	18.528	63,64	
		L50X50X3, Duplo	9.264	20,73	
Aço dobrado	CF-28	L45X45X3, Duplo	18.528	37,1	960,67
		L40X40X3, Duplo	18.528	32,73	
		U150x50x3	6.093	34,44	
		U150x50x4,75	33.509	292,68	
		U150x50x6,35	6.093	69,53	
		U150x65x6,35	3.046	39,32	
		U150x50x8	3.046	42,75	
		U150x65x8	9.139	145,46	
				TOTAL	2809,35

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela APF7 – Resumo das barras utilizadas para o pórtico localizado na região Nordeste do Brasil, com inclinação do telhado de 15 graus

Resumo de barras: pórtico da região Nordeste, inclinação do telhado de 15°					
Material		Perfil	Comprimento total do perfil (mm)	Peso	
Tipo	Designação			Perfil (kg)	Material (kg)
Aço soldado	A-36 250Mpa	CS 500x172	12.000	2058,27	2058,27
		L25X25X3, Duplo	42.000	44,53	
		L30X30X3, Duplo	21.000	27,21	
		L45X45X3, Duplo	19.378	38,8	
		L40X40X3, Duplo	29.068	51,36	
		L50X50X3, Duplo	9.690	21,68	
		L50X50X4,75, Duplo	9.690	33,28	
Aço dobrado	CF-28	L55X55X4,75, Duplo	19.378	73,79	899,91
		L60X60X4,75, Duplo	9.690	40,51	
		U150x50x3	15.529	87,79	
		U150x50x4,75	21.741	189,89	
		U150x50x6,35	6.212	70,89	
		U150x65x6,35	15.529	200,44	
		U150x65x3	3.106	19,75	
				TOTAL	2958,18

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela APF8 – Resumo das barras utilizadas para o pórtico localizado na região Nordeste do Brasil, com inclinação do telhado de 20 graus

Resumo de barras: pórtico da região Nordeste, inclinação do telhado de 20°					
Material		Perfil	Comprimento total do perfil (mm)	Peso	
Tipo	Designação			Perfil (kg)	Material (kg)
Aço soldado	A-36 250Mpa	CS 500x172	12.000	2058,27	2058,27
		L25X25X3, Duplo	51.000	54,08	
		L30X30X3, Duplo	6.000	7,77	
		L33X33X3, Duplo	6.000	8,62	
		L45X45X3, Duplo	50.738	101,59	
		L50X50X3, Duplo	10.148	22,71	
Aço dobrado	CF-28	L50X50X4,75, Duplo	20.296	69,71	864,71
		L55X55X4,75, Duplo	10.148	38,64	
		L60X60X4,75, Duplo	10.148	42,42	
		U150x50x3	31.925	180,48	
		U150x50x4,75	9.578	83,65	
		U150x50x6,35	22.348	255,03	
				TOTAL	2922,98

(fonte: elaborado pelo autor)