

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

NELSON CORREA GUIMARAES NETO

**DIMENSIONAMENTO DOS PRINCIPAIS ELEMENTOS DE
UMA ESTRUTURA METÁLICA DE MÉDIO PORTE**

ANÁPOLIS / GO

2019

NELSON CORREA GUIMARAES NETO

**DIMENSIONAMENTO DOS PRINCIPAIS ELEMENTOS DE
UMA ESTRUTURA METÁLICA DE MÉDIO PORTE**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

ORIENTADOR: ROGÉRIO SANTOS CARDOSO

ANÁPOLIS / GO: 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

NETO, NELSON CORREA GUIMARAES

Dimensionamento dos principais elementos de uma estrutura metálica de médio porte.

80P. 297mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2019)

TCC – UniEvangélica,

Curso de Engenharia Civil

1. Dimensionamento

3. Estrutura Metálica

I. ECN/UNI.

2. Calculo da estrutura

4. NBR 8800/2008

II. Prédio metálico médio porte.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

NETO, Nelson Correa Guimarães. Dimensionamento dos principais elementos de uma estrutura metálica de médio porte. TCC, Curso de Engenharia Civil, - UniEvangélica, Anápolis, GO, 80p. 2019.

CESSÃO DE DIREITOS

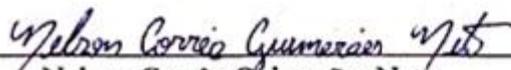
NOME DO AUTOR: Nelson Corrêa Guimarães Neto

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:
Dimensionamento dos principais elementos de uma estrutura metálica de médio porte.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2019

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.


Nelson Corrêa Guimarães Neto

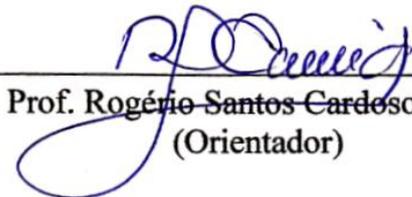
E-mail: nnguimaraes@live.com

NELSON CORREA GUIMARAES NETO

**DIMENSIONAMENTO DOS PRINCIPAIS ELEMENTOS DE
UMA ESTRUTURA METÁLICA DE MÉDIO PORTE**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSARIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

APROVADO POR,



Prof. Rogério Santos Cardoso, MSc.
(Orientador)



Prof. João Silveira Belém Júnior, MSc.
(Examinador convidado 1)



Prof. Anderson Dutra e Silva, Esp.
(Examinador convidado 2)

DATA: ANÁPOLIS/GO, 29 de MAIO de 2019.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus pelos momentos vividos nesses 5 anos de curso. Pelas pessoas colocadas por Ele em minha vida que sempre me incentivaram a concluir o meu objetivo. Agradeço também aos meus pais, que possibilitaram realizar meu sonho de cursar Engenharia Civil e ter me proporcionado total apoio durante esses anos. Agradeço ao meu professor Rogério Santos Cardoso pela atenção e orientação no desenvolvimento deste trabalho.

RESUMO

Neste trabalho será apresentado os cálculos das principais peças constituintes de um prédio comercial de pequeno porte em aço. Neste estudo não foi dimensionado as ligações entre os componentes da estrutura. Foi abordado, porém, o estudo geral sobre construções em aço, suas principais características, tais como: utilização, tipos, projetos, elementos de cobertura, vedação e ventilação. O estudo de dimensionamento foi baseado de acordo com a NBR 8800/2008, onde foi realizado um amplo detalhamento de atuação das forças de tração, compressão e flexão. Para o cálculo dos coeficientes de vento atuantes na estrutura foi utilizado o software Visual Ventos (Universidade de Passo Fundo, 2005) e para a obtenção dos esforços foi utilizado o SAAP 2000 (Universidade *Avenue Berkeley*, Califórnia, USA, 1995). O dimensionamento e os cálculos das principais peças estruturais, sendo elas em perfis laminados, foram baseados no Sistema Internacional de Unidades (SI), que utiliza: Newton (N) para forças, milímetro (mm) para medidas lineares e o Pascal (Pa) para tensões.

Palavras-Chave: Prédio Pequeno Porte, Estrutura Metálica, Dimensionamento.

ABSTRACT

In this work will be presented the calculations of the main constituent parts of a small commercial building in steel. In this study the connections between the components of the structure were not dimensioned. However, it was approached the general study on steel constructions, its main characteristics, such as: use, types, designs, elements of cover, sealing and ventilation. The sizing study was based in accordance with NBR 8800/2008, where a wide detailing of the tensile, compression and flexural forces was performed. For the calculation of the wind coefficients acting on the structure, the software Visual Ventos (University of Passo Fundo, 2005) was used and SAAP 2000 (Avenue Berkeley University, California, USA, 1995) was used to obtain the efforts. The sizing and calculations of the main structural parts were based on the International System of Units (SI), which uses: Newton (N) for forces, millimeter (mm) for linear measurements and Pascal (Pa) for stresses.

Key words: Small Porte Building, Metallic Structure, Sizing.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1	– Partes componentes do galpão em aço	5
Figura 2.1	– Telhas para fechamento lateral e cobertura	15
Figura 2.2	– Seção líquida de perfis furados	18
Figura 2.3	– Mapa de isopletras	32
Figura 2.4	– Ação das sobrecargas na cobertura.	35
Figura 3.1	– Locação dos Pilares	42
Figura 3.2	– Planta de Cobertura	43
Figura 3.3	– Perspectiva do Prédio	44
Figura 3.4	– Corte Transversal	44
Figura 3.5	– Corte Longitudinal	45
Figura 4.1	– Geometria do prédio	46
Figura 4.2	– Determinação da Velocidade Básica do Vento	47
Figura 4.3	– Determinação do Fator Topográfico (S1)	47
Figura 4.4	– Determinação do Fator de Rugosidade (S2)	48
Figura 4.5	– Determinação do Fator Estatístico (S3)	48
Figura 4.6	– Coeficiente de pressão interna (C _{pi})	49
Figura 4.7	– Coeficiente de Pressão Externa - Paredes	49
Figura 4.8	– Coeficiente de Pressão Externa - Telhado	50
Figura 4.9	– Coeficiente de Pressão Externa - Telhado	50
Figura 4.10	– Coeficiente de Pressão Externa - Telhado	50
Figura 4.11	– Esforços Resultantes – C _{pi} = -0,30	51
Figura 4.12	– Esforços Resultantes – C _{pi} = 0,00	51
Figura 4.13	– Esforços Resultantes – C _{pi} = -0,30	51
Figura 4.14	– Esforços Resultantes – C _{pi} = 0,00	52
Figura 4.15	– Perspectiva da viga 34 no projeto	53
Figura 4.16	– Localização da viga 34 no pórtico 1-1	53
Figura 4.17	– Diagrama de Esforços Normais	54
Figura 4.18	– Diagrama de Esforços Cortantes	54
Figura 4.19	– Diagrama de Momento Fletor	55
Figura 4.20	– Resultado dos Esforços de Cortante e Momento	55
Figura 4.21	– Resultado dos Esforços de Normal e Torção	56
Figura 4.22	– Perspectiva do pilar 09 no projeto	57
Figura 4.23	– Localização do pilar 09 no pórtico 3-3	57
Figura 4.24	– Diagrama de Esforços Normais	58
Figura 4.25	– Diagrama de Esforços Cortantes	58
Figura 4.26	– Diagrama de Momento Fletor	59
Figura 4.27	– Resultado dos Esforços de Cortante e Momento	59
Figura 4.28	– Resultado dos Esforços de Normal e Torção	60
Tabela 2.1	– Comprimento mínimo de solda e largura da chapa	19
Tabela 2.2	– Valor de χ em função do índice de esbeltez λ_0	21
Tabela 2.3	– Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados	22
Tabela 2.4	– Valores de $(b/t)_{sim}$	24
Tabela 2.5	– Parâmetros referentes ao momento fletor resistente	30
Tabela 2.6	– Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis.	38

SIMBOLOGIA

- **Símbolos-base**

a) Letras romanas minúsculas

a - distância

b - largura

d - diâmetro; altura total da seção transversal; distância; dimensão

e - distância; excentricidade

f - tensão característica obtida por ensaios ou tensão resistente de cálculo

f_{cd} - resistência de cálculo do concreto à compressão

f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão

f_{ctm} - resistência média do concreto à tração

f_u - resistência à ruptura do aço à tração

f_{ub} - resistência à ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada à tração

f_{ucs} - resistência à ruptura do aço do conector

f_y - resistência ao escoamento do aço à tensão normal

f_{yF} - resistência ao escoamento do aço da fôrma

f_{ys} - resistência ao escoamento do aço da armadura

f_w - resistência mínima à tração do metal da solda

g - gabarito de furação; aceleração da gravidade, peso específico

h - altura

k - rigidez; parâmetro em geral

l - comprimento

n - número (quantidade)

p - passo da rosca; largura de influência

r - raio de giração; raio

s - espaçamento longitudinal entre dois furos consecutivos; espaçamento mínimo entre bordas de aberturas

t - espessura

w - dimensão da perna do filete de reforço ou contorno

x - coordenada

y - coordenada; distância

b) Letras romanas maiúsculas

A - área

A_g - área bruta da seção transversal

C - coeficiente; constante de torção

C_{ad} - força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço

C_b - fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme

C_{cd} - força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto

C_m - coeficiente de equivalência de momentos

C_{pg} - coeficiente utilizado no cálculo de vigas esbeltas

C_t - coeficiente de redução usado no cálculo da área líquida efetiva

C_v - coeficiente de força cortante

C_w - constante de empenamento da seção transversal

D - diâmetro externo de elementos tubulares de seção circular

D_o - diâmetro das aberturas

E, E_a - módulo de elasticidade do aço

E_c - módulo de elasticidade secante do concreto

E_{cr} - módulo de elasticidade reduzido do concreto devido aos efeitos de retração e fluência

E_s - módulo de elasticidade do aço da armadura do concreto

FG - valor característico das ações permanentes

FQ - valor característico das ações variáveis

FQ_{exc} - valor característico das ações excepcionais

G - módulo de elasticidade transversal do aço, igual a $0,385 E$; ação característica permanente; centro geométrico da barra

I - momento de inércia

K - coeficiente de flambagem de barras comprimidas

L - vão, distância ou comprimento

M - momento fletor

N - força axial

P - força

P_{dub} - resistência de cálculo de um parafuso, levando em conta o cisalhamento e a

pressão de contato nos furos

P_{sRd} - resistência de cálculo das barras da armadura

Q - ação variável; fator de redução total associado à instabilidade local

Q_a ; Q_s - fatores de redução que levam em conta a instabilidade local de elementos AA e AL, respectivamente

Q_{Rd} - resistência de cálculo de um conector de cisalhamento

R_{FIL} - fator de redução para juntas constituídas apenas de um par de filetes de solda transversais

R_m - parâmetro de monossimetria da seção transversal

R_{PJP} - fator de redução para soldas de penetração parcial

R_d - resistência de cálculo, solicitação resistente de cálculo

R_k - resistência característica, solicitação resistente característica

S_d - solicitação de cálculo

T - força de tração

T_{ad} - força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço

V - força cortante

W - módulo de resistência elástico

Z - módulo de resistência plástico

c) Letras gregas minúsculas

α - coeficiente relacionado à curva de dimensionamento à compressão; coeficiente relacionado ao efeito Rüschi

α_E - relação entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade do concreto

β - fator de redução; coeficiente de dilatação térmica

β_{vm} - coeficiente que leva em conta a capacidade de rotação necessária para a ligação

δ - fator de contribuição do aço, deslocamento, flecha

ε - deformação

φ - diâmetro das barras da armadura

γ - coeficiente de ponderação da resistência ou das ações

λ - parâmetro de esbeltez

λ_0 - índice de esbeltez reduzido

λ_p - parâmetro de esbeltez limite para seções compactas

λ_r - parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas

λ_{rel} - esbeltez relativa

μ - coeficiente médio de atrito

ν - coeficiente de Poisson

χ - fator de redução associado à resistência à compressão

χ_{dist} - fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal

σ - tensão em geral

d) Letras gregas maiúsculas

Δ_{us} - capacidade de deformação das barras da armadura

Δ_{ui} - capacidade de deformação da ligação

Σ – somatório

• Símbolos-base

a) Letras romanas minúsculas

a - aço

b - parafuso; barra redonda rosqueada; flexão

c - concreto; compressão; conexão ou ligação; elemento conectado

cs - conector de cisalhamento

d - de cálculo

e - elástico; excentricidade

ef - efetivo

f - mesa

g – bruta

h - furo

i - número de ordem

n - líquida

pl - plastificação

s - armadura

t - tração

u - ruptura

v - cisalhamento

w - alma; solda

x - relativo ao eixo x

y - escoamento; relativo ao eixo y

b) Letras romanas maiúsculas

F - fôrma de aço

Rd - resistente de cálculo

Rk - resistente característico

Sd - solicitante de cálculo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	4
1.1	Contextualização	4
1.2	Objetivos	5
1.2.1	Objetivo Geral	5
1.2.1	Objetivos específicos	6
1.3	Justificativa	6
1.4	Metodologia	6
2	EMBASAMENTO TEORICO	7
2.1	Projetos de Galpões	10
2.1.1	Considerações de Projeto	10
2.1.1.1	Projeto Estrutural	110
2.1.1.2	Documentos de Projeto	111
2.1.1.3	Memorial de Cálculo	112
2.1.1.4	Desenhos de Projeto	122
2.1.1.5	Desenhos de Fabricação	133
2.1.1.6	Desenhos de Montagem	133
2.1.1.7	Lista de Materiais	133
2.1.2	Materiais Utilizados nos Projetos	134
2.1.2.1	Aços Estruturais	144
2.1.2.2	Parafusos, porcas e arruelas	144
2.1.2.3	Eletrodos	144
2.1.2.4	Telhas para fechamentos laterais e cobertura	145
2.2	DIMENSIONAMENTO	146
2.2.1	TRAÇÃO	Error! Bookmark not defined. 6
2.2.1.1	Dimensionamento à Tração	166

2.2.1.2	Determinação da área líquida.....	1717
2.2.1.3	Determinação da área líquida efetiva	1818
2.2.2	COMPRESSÃO.....	19
2.2.2.1	Dimensionamento à Compressão	200
2.2.2.2	Fator de redução associado à resistência à compressão	211
2.2.2.3	Valores do coeficiente de flambagem	222
2.2.2.4	Fator de redução total associado à flambagem local	233
2.2.2.5	Elementos AA	255
2.2.2.6	Elementos AL.....	Error! Bookmark not defined. 6
2.2.3	FLEXÃO.....	27
2.2.3.1	Dimensionamento à Flexão.....	28
2.2.3.2	Momento Fletor Resistente de Cálculo.....	28
2.2.4	VENTO.....	32
2.2.4.1	Pressão Dinâmica.....	32
2.2.4.2	Coeficiente de pressão (CPE) e de forma (CE).....	33
2.2.4.3	Coeficiente de pressão interna (CPI).....	33
2.2.5	CARGAS.....	34
2.2.5.1	Cargas Permanentes.....	34
2.2.5.2	Cargas Variáveis.....	35
2.2.5.3	Sobrecarga da Cobertura.....	35
2.2.5.4	Cargas de Vento.....	35
2.2.6	COMBINAÇÕES.....	36
2.2.6.1	Combinações Últimas.....	36
2.2.6.2	Combinações Últimas Normais.....	36
2.2.6.3	Cálculo das Envoltórias.....	37
2.2.7	COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO.....	37
2.2.7.1	Coeficientes de ponderação das ações no estado-limite último (ELU).....	37

2.2.7.2 Coeficientes de ponderação e fatores de redução das ações no estado-limite de serviço (ELS).....	37
3 PROJETO BASE.....	39
3.1 INTERTEXTUALIZAÇÃO.....	39
3.2 DADOS PARA PROJETO.....	41
3.3 CROQUI DO PRÉDIO.....	42
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	46
4.1 DIMENSIONAMENTO DO VENTO.....	46
4.1.1 Resultado Dos Coeficientes.....	49
4.1.2 Resultado Dos Coeficientes.....	49
4.2 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS.....	52
4.2.1 Esforços na Viga.....	52
4.2.2 Esforços no Pilar.....	56
4.3 DETERMINAÇÃO DAS ENVOLTÓRIAS.....	60
4.3.1 Envoltórias para Dimensionamento.....	60
4.3.2 Valores das Cargas Atuantes na Estrutura.....	60
4.4 DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS.....	61
4.4.1 Dimensionamento da Viga 34.....	61
4.4.2 Dimensionamento do Pilar 09.....	66
5 CONCLUSÃO.....	72
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA.....	73
BIBLIOGRAFIA.....	74
ANEXOS.....	75
ANEXO I.....	76

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

O marco que pode ser considerado como o estopim para uso de aço na construção civil, se deu com a Primeira Revolução Industrial no final do século XVIII, com a necessidade de se construir numerosas pontes e estações ferroviárias. O ferro surgiu como um produto industrial, com alto poder competitivo comparados com os materiais de construção daquela época. Desde então ele vem ganhando cada vez mais espaço devido as suas inúmeras vantagens, assim, hoje ele é um dos principais materiais usados para a construção de Galpões Industriais.

Segundo o Manual de Construção em Aço IBS/CBCA (2004, p. 10), galpões ou edifícios industriais são construções cobertas, geralmente construídos em um único pavimento, constituídos de pórticos devidamente espaçados, cujo objetivo é o de oferecer conforto e segurança para o seu desenvolvimento, seja para fins comercial (estacionamentos, lojas, entre outros), uso industrial, agrícola ou outras aplicações.

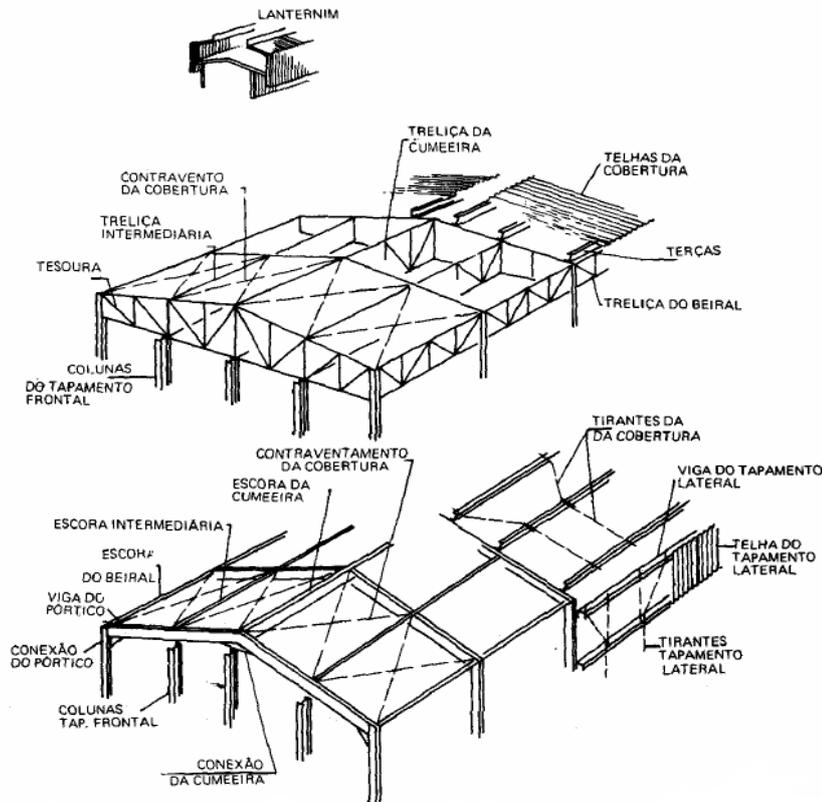
A construção em aço esteve sempre associada à ideia de modernidade e inovação, desde as primeiras obras como a Ponte Ironbridge na Inglaterra de 1779, até os dias de hoje como o maior edifício do mundo, o Burj Khalifa, situado em Dubai. Desta forma o aço poderá ser concebido em uma obra para atender diversas ou uma única específica função. De acordo com sua finalidade, ele possibilita uma maior liberdade para projetos arquitetônicos adequados para a sua utilização.

A crescente aplicação da estrutura metálica nos projetos para galpões é decorrente das várias vantagens comparadas com as estruturas convencionais de concreto e madeira, dentre elas podemos destacar alguns fatores, tais como: a economia que se tem na fundação, devido ao fato de conter elementos estruturais mais leves, com peças em aço consegue-se vencer grandes vãos usando seções transversais de vigas com menor área devido sua alta resistência à tração e compressão, a agilidade e facilidade na montagem e desmontagem da estrutura é outro fator bastante relevante entre outras vantagens, que elevam a demanda deste tipo de material.

No caso de um galpão metálico, as peças que compõem a estrutura podem ser divididas em duas etapas, dentre elas a principal que é composta de pórticos e treliças e a estrutura secundária é composta por terças, linhas de corrente, mão-francesa, tirantes, etc. A disposição dos pórticos é determinada de acordo com as finalidades do projeto, que estes, influenciam diretamente o tipo de tesoura a ser utilizado na obra.

A seguir segue uma imagem ilustrando as principais partes de um galpão simples em aço, com apenas um vão transversal e cobertura com duas meia-água.

Figura 1.1 – Partes componentes da estrutura de um galpão em aço.



Fonte: IBS/CBCA, 2004, p. 10.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

O grande desafio na construção em aço está na parte do dimensionamento de todas as peças que compõem a estrutura, de forma particular visando determinar uma única especificação, ou de modo geral. O trabalho teve como objetivo o dimensionamento e a apresentação do memorial de cálculo do projeto apresentado, com auxílio de softwares para verificação de perfis laminados, para a estrutura metálica de um prédio metálico de médio porte.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Elaborar revisão bibliográfica sobre dimensionamento das estruturas metálicas para usos gerais;

- Estudo geral sobre construções em aço e suas características, tais como: projetos, utilização, tipos, elementos de cobertura e vedação;
- Estudo da ação do vento na estrutura;
- Estudo e determinação das cargas atuantes na estrutura;
- Cálculo e dimensionamento das principais peças estruturais, sendo elas em perfis laminados (estudo feito baseado na NBR 8800/2008 e bibliografias sobre o assunto).

1.3 Justificativa

O cálculo estrutural é utilizado para analisar como a estrutura se comporta quando submetida à diversos esforços, com o objetivo de analisar a resistência adequada de cada elemento estrutural que a compõe. Desta forma é notório que o dimensionamento de uma estrutura é crucial e indispensável, pois este garante uma segurança para o bom funcionamento da obra. Infelizmente alguns profissionais da construção civil ignoram esta etapa e consequentemente geram um prejuízo enorme para seus clientes com futuros problemas estruturais. Segundo Mingione (2016) “Estima-se que a estrutura de aço em edifícios apresente ganhos da ordem de 25% em produtividade da mão de obra em relação à estrutura em concreto armado”. Além das vantagens de construções em aço, este trabalho surge com a justificativa de ressaltar e inserir na sociedade academia brasileira de engenharia, o detalhamento de um dimensionamento em aço, visto que esse tema é pouco abordado em universidades hoje em dia.

1.4 Metodologia

Os objetivos dessa pesquisa serão alcançados utilizando textos presentes em manuais, livros, normas, *softwares* e *websites*. Para a parte prática, será utilizado o programa Visual Ventos (desenvolvido na Universidade de Passo Fundo, 2005), para determinação das cargas provenientes dos ventos, e o SAP 2000 (Universidade Avenue Berkeley, Califórnia, USA, 1995) para análise dos diagramas de esforços solicitantes.

2 EMBASAMENTO TEÓRICO

Antes de se iniciar o projeto de um prédio de médio porte em estrutura metálica, o engenheiro deve analisar os seguintes aspectos construtivos:

a) Finalidade para que o prédio se destina.

Ao levantar todos os objetivos e finalidade da obra, o engenheiro deve determinar a disposição dos vãos transversais e longitudinais, pé direito da estrutura (altura livre no interior da edificação), locação das aberturas frontais e laterais e se possuem calhas para captação das águas pluviais, para atender todas as necessidades daquela obra em estudo.

b) Análise econômica.

Determinando a tipologia da estrutura, o engenheiro deve buscar todo tipo de economia analisando os seguintes itens:

- Base do pilar: rotulado ou engastado. Quando se analisa a possibilidade de uma base do pilar rotulado, obtém-se uma economia nas fundações por não haver transferência de momento fletor para as mesmas, essas bases que possuem uma maior simplicidade são formadas por uma chapa soldada no pé do pilar com dois chumbadores bem centralizados no eixo. Essas bases são mais indicadas para solos com baixa capacidade de suporte. Em conta partida a base engastada gera economia na estrutura pois alivia as tensões na mesma. As de menor complexidade e mais econômicas são aquelas onde o pilar é soldado em uma chapa base, com os chumbadores afastados da linha do centro, formando assim um braço de alavanca (NOGUEIRA, 2009, p. 21).

- Tipo do perfil: soldados, laminados ou dobrados a frio. Quando se utiliza perfis soldados, o projetista tem mais liberdade na escolha da seção da peça, ele pode calcular essa seção para atender os respectivos esforços na peça sem que haja desperdício, economizando assim o peso. Os perfis laminados são padronizados pelo fabricante, porém apresentam maior resistência mecânica quando comparados com os perfis soldados de mesma seção.

- Tipo da estrutura: alma cheia ou treliçada. As principais vantagens da estrutura em alma cheia são: número de peças de travamento reduzido, baixo custo de limpeza e pintura, maior facilidade de fabricação e transporte quando comparados com a estrutura treliçada, sem contar a “limpeza” dessa solução estrutural. Usualmente os pórticos com peças de alma cheia são competitivos economicamente para vãos livres da ordem de 20 metros. As vigas treliçadas de pórticos são formadas por associação de cantoneiras ou perfis, ligados por solda ou rebite. Apresentando vantagens econômicas quando se tem vãos maiores que 25 metros. As colunas treliçadas apresentam vantagem em sua utilização, pois permitem obter uma resistência equivalente a um perfil de alma cheia com um menor consumo de aço (BELLEI, 2006, p. 217).

c) Tipo de aço

Dias (2008, p.59) define o aço como uma liga metálica constituída de ferro e carbono obtida pelo refino do ferro-gusa que é o produto da primeira fusão do minério de ferro e contém cerca de 3,5 a 4,0% de carbono. Através refino do ferro gusa entende-se a diminuição dos teores de carbono, silício e de enxofre, que são, à princípio, prejudiciais ao aço. Essa variação de minerais pode variar o preço do aço.

Segundo Bellei (2006, p. 8) os aços com maior utilização em estruturas são divididos em quatro grupos, o fator que os distinguem são os minerais presentes em diferentes porcentagens. Existe normas específicas para tratar cada tipo de aço. Esses grupos de aço são:

a) **Aço-carbono:** são os mais utilizados e os mais usuais, nos quais o carbono é o responsável pelo aumento de resistência do ferro, e em menor escala, devido a adição de manganês. Porém maior teor de carbono torna o aço mais quebradiço e diminui sua soldabilidade. Exemplos de normas que descrevem esses Aços são: da ASTM², as normas A36 e A570, da ABNT³, as NBR 7007, 6648, 6649, 6650, e a DIN⁴ St37;

² American Society for Testing And Materials

³ Associação Brasileira de Normas Técnicas

⁴ Deutsches Institut for Normung

b) **Aço de baixa liga:** são aços carbonos que tem sua resistência aumentada quando acrescidos em pequenas quantidades de elementos de liga, tais como: cobre, manganês, nióbio, silício, entre outros. Com isso tem-se uma maior quantidade de carbono, conseqüentemente, uma maior resistência sem prejudicar a soldabilidade do aço. Exemplos de normas que descrevem esses aços são: da ASTM a A572 e A441, da ABNT as NBR 7007, 5000 e a DIN St52;

c) **Aços patináveis:** são aços de baixa liga que com uma pequena alteração na composição química podem ter aumentado a sua resistência à corrosão atmosférica de aproximadamente duas a quatro vezes com a adição de alguns componentes, como cromo, níquel, alumínio. Exemplo de normas que descrevem esses aços são: da ASTM a A588, da ABNT as NBR 5920, 5921 e 5008.

d) **Aços com tratamento térmico:** tanto os aços-carbono quanto de baixa liga podem ter sua resistência aumentada pelo tratamento térmico. Exemplos de normas que descrevem esses aços são: parafusos de alta resistência da ASTM A325 (aço carbono) e A490 (baixa liga). Dentre estes grupos de aço o engenheiro deve optar pelo que mais atende suas necessidades e peculiaridades, são elas: analisar o meio ambiente onde a obra se encontra, ter uma previsão do comportamento estrutural de suas partes, devido à geometria e aos esforços solicitantes e analisar se a atmosfera do local pode ser agressiva a estrutura caso ela esteja em proximidade de orla marítima.

d) Arquitetura do prédio.

Quanto à arquitetura do prédio, o engenheiro responsável deve definir a locação dos tapamentos laterais e frontais, afastamento das colunas e o tipo de revestimento dos fechamentos laterais, frontais e de cobertura.

e) Ações atuantes.

O projetista tem que ter conhecimento das sobrecargas devido à utilização do prédio; da magnitude das cargas permanentes; da influência da ação do vento, que depende da região onde a edificação está instalada; das deformações e deslocamentos permitidos por norma e da magnitude das cargas de equipamentos.

2.1 PROJETOS DE EDIFÍCIOS METÁLICOS

2.1.1 Considerações de Projeto

Em construções onde se utilizam o aço como estrutura principal os projetos são muito mais detalhados e complexos quando comparados ao projeto de estruturas em concreto, em projetos metálicos existe uma diferenciação entre o projeto que o calculista faz, o projeto que o montador utiliza para realizar a fabricação das peças na indústria e o projeto que a equipe de montagem realiza para levantar a obra. O primeiro faz o projeto visando à estabilidade estrutural da obra, determinando o modelo dos perfis das peças e os esforços que determinam o dimensionamento das ligações.

Neste projeto constam também, a lista de materiais que serão empregados, locação, posição das peças e dimensões das calhas e tubo de queda. Logo em seguida é feito o “projeto executivo”, ou seja, o projeto de fabricação, onde está ilustrado todos os detalhes de cada peça, com sua respectiva denominação. O projeto de montagem detalha toda a obra, com o nome e locação de cada peça que compõe a estrutura. Segundo a NBR 8800 (2008, p. 10), “entende-se por projeto o conjunto de especificações, cálculos estruturais, desenhos de projeto, de fabricação e de montagem dos elementos de aço e desenhos de fôrmas e armação referentes às partes de concreto”.

2.1.1.1 Projeto Estrutural

Segundo Bellei (2008, p. 26), o projeto estrutural é um processo pelo qual se obtém uma ótima solução para a estrutura. Tem por objetivo definir a estrutura de sustentação da obra. Este é elaborado por escritórios de engenharia especializados na área de metálica ou pelo setor de engenharia da fábrica, sendo indispensável para a fabricação e montagem da estrutura metálica.

Usualmente o projetista é solicitado antecipadamente para fornecer uma lista com todos os materiais que serão industrializados, para assim o setor comercial da empresa realizar a cotação de preços para realizar a compra dessa matéria prima, visando sempre a forma mais economia.

a) Dados a serem obtidos

- Projetos técnicos;
- Informações adicionais.

b) Projetos Técnicos

Projeto Arquitetônico

- Plantas baixas;
- Cortes;
- Fachadas;
- Detalhes;
- Memorial descritivo;
- Topografia.

Projeto de Instalações

- Elétrico;
- Hidráulico;
- Gás;
- Ar-condicionado;
- etc.

c) Informações Adicionais

- Localização da obra;
- Laudo de sondagem;
- Dados meteorológicos;
- Objetivos da obra;
- Análise dos critérios arquitetônicos adotados;
- Disponibilidade de materiais;
- Normas e especificações;
- Recursos disponíveis.

2.1.1.2 Documentos do Projeto

De acordo com o Manual de Construção em Aço IBS/CBCA (2004, p. 16), entende-se como projeto todo o conjunto de especificações, cálculos estruturais, desenhos de projeto, fabricação e montagem dos elementos em aço.

2.1.1.3 Memorial de Cálculo

Dentre todas as etapas do projeto, essa é a mais complexa. O engenheiro calculista deve primeiramente criar o desenho unifilar da estrutura para sua análise estrutural. Para esta análise da estrutura ele deve se atentar as normas usadas para a definição dos carregamentos (ABNT NBR 6120, ABNT NBR 6123, ABNT NBR 8800, entre outras), as normas de dimensionamento, a lista de todos os materiais usados nos elementos estruturais assim com os tipos de ligação (solda ou parafuso) entre eles. Um fator fundamental nessa etapa é a definição de qual sistema computacional será utilizado para a análise da estrutura e o seu dimensionamento. (IBS/CBCA, 2010, p. 18).

2.1.1.4 Desenhos de Projeto

Esta etapa requer uma maior atenção aos detalhes da estrutura, ela é embasada no desenho unifilar criado pelo engenheiro calculista, levando em consideração para o desenho, os perfis determinados para cada peça. Segundo o Manual de Construção em Aço IBS/CBCA (2010, p. 18) os desenhos de projeto devem apresentar todas as denominações dos perfis, dimensões básicas, os tipos e valores das ações e os croquis das ligações e apoios. Segundo a NBR 8800 (2008, p. 10), os desenhos de projeto devem ser ilustrados em escala adequada de acordo com o nível de informações que se tem no projeto, indicar as normas complementares que foram utilizadas, apresentar a especificação dos materiais utilizados, as ações e esforços solicitantes. Estes desenhos e informações devem estar claramente exemplificadas no projeto, para uma melhor compreensão do leitor.

2.1.1.5 Desenhos de Fabricação

Segundo o Manual de Construção em Aço IBS/CBCA (2010, p. 18) os desenhos de fabricação devem estar muito bem claros e conter todas as informações de desenhos de projeto para a produção dos elementos componentes da estrutura. Nele deve conter a lista de materiais, dimensões e nomenclatura de cada peça, tipo e dimensão de todos os parafusos e furos e suas respectivas locações.

2.1.1.6 Desenhos de Montagem

Os desenhos de montagem serão fundamentais para a montagem correta da estrutura no canteiro de obra. De acordo com Teixeira (2007, p. 3) os piores problemas na hora da montagem são provenientes da deficiência de informações no projeto. Os desenhos de montagem devem conter uma ordem estudada para a melhor sequência na locação das peças. Os desenhos devem conter também as dimensões principais da estrutura, rotulação das peças, dimensões de barras e todas as informações necessárias à montagem da estrutura. (IBS/CBCA, 2010, p. 18).

2.1.1.7 Lista de Materiais

Após a conclusão e revisão das etapas anteriores, é elaborada a lista de material, incluindo o quantitativo de parafusos e lista das telhas que serão usadas na cobertura e tapamento. Nesta lista deve conter todas as informações necessárias para o levantamento do estoque, orçamento, compra, fabricação e montagem dos materiais apresentados no projeto. (IBS/CBCA, 2010, p. 18).

2.1.2 Materiais Utilizados nos Projetos

Serão agora apresentados os principais materiais utilizados e aceitos pela norma brasileira NBR 8800 para os projetos de estrutura em aço:

2.1.2.1 Aços Estruturais

- Perfis laminados, perfis soldados e chapas em geral: ASTM A-36;
- Perfis de chapa dobrada a frio: ASTM A-570 grau C ou SAE 1010/1020;
- Barras redondas rosqueadas: ASTM A-36 e SAE 1010/1020;

Os aços aprovados para uso nesta Norma para perfis, barras e chapas são aqueles com qualificação estrutural assegurada por Norma Brasileira ou norma ou especificação estrangeira, desde que possuam resistência ao escoamento máxima de 450 Mpa e relação entre resistências à ruptura (f_u) e ao escoamento (f_y) não inferior a 1,18. (NBR 8800, 2008, p. 11).

2.1.2.2 Parafusos, porcas e arruelas

- Parafusos com baixo teor de carbono: ASTM A-307;
- Parafusos de alta resistência: ASTM A-325.

Os parafusos de aço de baixo teor de carbono devem satisfazer a ASTM A307 ou a ISO 898-1 Classe 4.6. Os parafusos de alta resistência devem satisfazer a ASTM A325 ou a ISO 4016 Classe 8.8. Os parafusos de aço-liga temperado e revenido devem satisfazer a ASTM A490 ou a ISO 4016 Classe 10.9. As porcas e arruelas devem satisfazer as especificações compatíveis, citadas no ANSI/AISC 360. (NBR 8800, 2008, p. 12).

2.1.2.3 Eletrodos

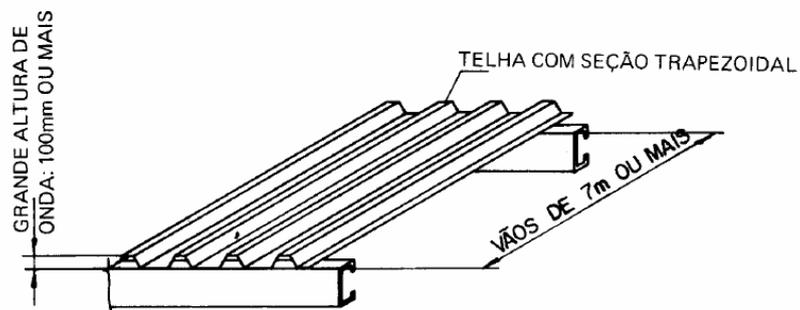
Segundo o Manual de Construção em Aço IBS/CBCA (2010, p. 18) para a construções de galpões industriais em aço pode se especificar o E70XX, que, de acordo com a Tabela 7 da NBR 8800, onde trata a compatibilidade do metal-base com o metal-solda, devem ser usadas para Arco elétrico com eletrodo revestido. Para outros processos de solda deve-se consultar a tabela supracitada.

2.1.2.4 Telhas para fechamentos laterais e cobertura

Existem hoje diversos fabricantes e modelos de telhas revestidas em aço. De acordo com Moraes (1988, p. 18), os principais materiais utilizados para a fabricação de telhas de cobertura e fechamento são o fibrocimento, aço galvanizado, aço galvanizado pintado e alumínio pré-pintado. Os materiais aplicados em coberturas e fechamentos laterais devem ser leves, resistentes à corrosão e intempéries, impermeáveis, não conduzir quantidades consideráveis de ondas de calor, boa resistência mecânica, boa aparência, facilidade no transporte, aplicação e manuseio.

Para o vice-presidente de coberturas metálicas da Associação Brasileira de Estrutura Metálica (Abcem), deve ser feito um estudo para a determinação do tipo da telha, visando o melhor custo benefício.

Figura 2.1 – Telhas para fechamento lateral e cobertura.



Fonte: IBS/CBCA, 2004, p. 17.

2.2 DIMENSIONAMENTO

Este capítulo faz um estudo do dimensionamento de todos os componentes metálicas, realizando uma divisão para cada um dos esforços analisados (tração, compressão e flexão). O dimensionamento é feito de acordo com a NBR 8800:2008.

2.2.1 TRAÇÃO

Os critérios para dimensionamentos à tração são: o escoamento da seção bruta, que é responsável pelas deformações excessivas e ruptura da seção líquida efetiva, no que resulta o colapso total da peça. Segundo Pfeil (2009, p. 47) as peças tracionadas são aquelas sujeitas a solicitações de tração axial ou tração simples. Podendo ser empregadas nas estruturas sob diversas formas:

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

2.2.1.1 Dimensionamento à Tração

De acordo com a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p.37), para o dimensionamento de barras tracionadas deve ser respeitada a condição expressa pela equação 1:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

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

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

A força axial de tração resistente de cálculo deve ser o menor dos valores obtidos nas equações 2 e 3, sendo a primeira para o escoamento da seção bruta e a segunda para a ruptura da seção líquida (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 37):

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

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

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} = coeficiente de ponderação relacionado a escoamento, flambagem e instabilidade;

γ_{a2} = coeficiente de ponderação relacionado à ruptura.

2.2.1.2 Determinação da área líquida

Pfeil e Pfeil (2009, p. 51) definem como área líquida das barras (A_n) “obtida subtraindo-se da área bruta (A_g) as áreas dos furos contidos em uma seção reta da peça.”.

$$b_n = b - \sum \phi \quad (\text{equação 4})$$

$$A_n = b_n t \quad (\text{equação 5})$$

Onde:

b - largura da chapa ou da cantoneira desenvolvida

b_n - largura líquida da chapa ou da cantoneira desenvolvida

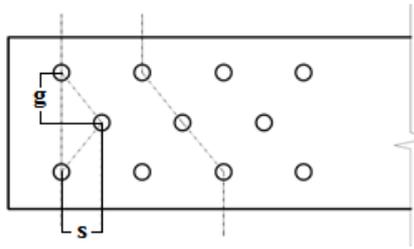
d_h - diâmetro do furo (incluindo folga-padrão de 1,5mm) (NBR 8800, 2008, p. 83)

ϕ - diâmetro nominal do furo adotado para cálculo ($\phi = d_h + 2,0\text{mm}$) (NBR 8800, 2008, p. 38)

t - espessura.

No caso de furação em “zigue-zague” com ilustrado na figura 4.1, a largura líquida dessa parte da barra deve ser calculada deduzindo-se da largura bruta a soma das larguras de todos os furos em cadeia. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 38):

Figura 2.2 – Seção líquida de perfis furados



Fonte: Próprio autor, 2018.

Calcula-se uma área líquida para cada linha de ruptura, conforme a equação 6 e utiliza-se a mais crítica.

$$A_n = l_n t \quad (\text{equação 6})$$

Onde:

$$l_n = l_g - \sum d_f + \sum (s^2/4g) \quad (\text{equação 7})$$

2.2.1.3 Determinação da área líquida efetiva

A área líquida efetiva para barras prismáticas é dada por (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 38):

$$A_e = C_t A_n \quad (\text{equação 8})$$

Onde:

A_n = área líquida da barra;

C_t = coeficiente de redução da área líquida.

Coeficiente redutor de área líquida

O coeficiente de redução de área líquida está diretamente relacionado com o tipo de perfil e do comprimento de ligação das peças soldados ou parafusadas. Pfeil e Pfeil (2009, p. 52) indicam que “Quanto maior o comprimento da ligação, menor é a redução aplicada às áreas.”

De acordo com a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p.39), tem se os seguintes valores de C_t .

- Quando a força de tração é transmitida a todos os elementos da seção, por ligações parafusadas ou soldadas:

$$C_t = 1$$

- Quando a força de tração é transmitida apenas a alguns elementos da seção, encontramos o valor de C_t conforme os critérios descritos abaixo:

a) Para Perfis I ou H, quando $(b_f/d) \geq (2/3)d$, ou para perfis T obtidos a partir daqueles, com ligações apenas nas mesas.

$$C_t = 0,90$$

b) Para Perfis I ou H, quando $(b_f/d) < (2/3)d$, para perfis T obtidos a partir daqueles ou para todos os demais perfis.

$$C_t = 0,85$$

c) Para quaisquer perfis com ligações parafusadas, composto de apenas 2 parafusos alinhados na direção da força

$$C_t = 0,75$$

d) Para chapas ligadas nas extremidades por soldas longitudinais, o valor de C_t é obtido conforme o a relação entre l e b (comprimento mínimo da solda e largura da chapa respectivamente) descritos abaixo:

Tabela 2.1 - Comprimento mínimo da solda e largura da chapa

$b \leq l \leq 1,5b$	$C_t = 0,75$
$1,5b \leq l < 2b$	$C_t = 0,87$
$l \geq 2b$	$C_t = 1,00$

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

2.2.2 COMPRESSÃO

Este item apresenta os critérios para o dimensionamento de peças submetidas à compressão simples, analisando somente os efeitos de flambagem. Importante acrescentar que os efeitos da flexocompressão não serão abordados.

Para Pfeil (2009, p. 119, grifo do autor) as principais diferenças entre os esforços de compressão e os de tração, se dão pelo fato de que a compressão, diferente da tração que tende a retificação das peças diminuindo assim o efeito de curvaturas iniciais existentes, o esforço de compressão tende a aumentar este efeito.

2.2.2.1 Dimensionamento à Compressão

As barras prismáticas submetidas à força axial de compressão devem atender a condição (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 52):

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

Onde:

$N_{c,Sd}$: é a força axial de compressão solicitante de cálculo;

$N_{c,Rd}$: é a força axial de compressão resistente de cálculo.

A força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, de uma barra, associada aos estados- limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local, deve ser determinada pela equação 9. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 52):

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times Q \times A_g \times f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{equação 9})$$

Onde:

χ é o fator de redução associado à resistência à compressão;

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

A_g é a área bruta da seção transversal da barra

2.2.2.2 Fator de redução associado à resistência à compressão

O fator de redução associado à resistência à compressão varia de acordo com o índice de esbeltez reduzido. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 44):

- para $\lambda_0 \leq 1,5$: $\chi = 0,658^{(\lambda_0)^2}$ (equação 10)

- para $\lambda_0 > 1,5$: $\chi = 0,877/\lambda_0^2$ (equação 11)

Onde:

λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, dado em 4.2.2.1

χ pode ser também obtido pela Tabela 1, para os casos em que λ_0 não supere 3,0.

Tabela 2.2 — Valor de χ em função do índice de esbeltez λ_0

λ_0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998	0,997	0,997	0,0
0,1	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,991	0,989	0,988	0,987	0,985	0,1
0,2	0,983	0,982	0,980	0,978	0,976	0,974	0,972	0,970	0,968	0,965	0,2
0,3	0,963	0,961	0,958	0,955	0,953	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	0,3
0,4	0,935	0,932	0,929	0,926	0,922	0,919	0,915	0,912	0,908	0,904	0,4
0,5	0,901	0,897	0,893	0,889	0,885	0,881	0,877	0,873	0,869	0,864	0,5
0,6	0,860	0,856	0,851	0,847	0,842	0,838	0,833	0,829	0,824	0,819	0,6
0,7	0,815	0,810	0,805	0,800	0,795	0,790	0,785	0,780	0,775	0,770	0,7
0,8	0,765	0,760	0,755	0,750	0,744	0,739	0,734	0,728	0,723	0,718	0,8
0,9	0,712	0,707	0,702	0,696	0,691	0,685	0,680	0,674	0,669	0,664	0,9
1,0	0,658	0,652	0,647	0,641	0,636	0,630	0,625	0,619	0,614	0,608	1,0
1,1	0,603	0,597	0,592	0,586	0,580	0,575	0,569	0,564	0,558	0,553	1,1
1,2	0,547	0,542	0,536	0,531	0,525	0,520	0,515	0,509	0,504	0,498	1,2
1,3	0,493	0,488	0,482	0,477	0,472	0,466	0,461	0,456	0,451	0,445	1,3
1,4	0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,400	0,395	1,4
1,5	0,390	0,385	0,380	0,375	0,370	0,365	0,360	0,356	0,351	0,347	1,5
1,6	0,343	0,338	0,334	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,311	0,307	1,6
1,7	0,303	0,300	0,296	0,293	0,290	0,286	0,283	0,280	0,277	0,274	1,7
1,8	0,271	0,268	0,265	0,262	0,259	0,256	0,253	0,251	0,248	0,246	1,8
1,9	0,243	0,240	0,238	0,235	0,233	0,231	0,228	0,226	0,224	0,221	1,9
2,0	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	2,0
2,1	0,199	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	2,1
2,2	0,181	0,180	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,170	0,169	0,167	2,2
2,3	0,166	0,164	0,163	0,162	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	2,3
2,4	0,152	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,141	2,4
2,5	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	2,5
2,6	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,121	2,6
2,7	0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,114	0,113	0,113	2,7
2,8	0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	2,8
2,9	0,104	0,104	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	2,9
3,0	0,097	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

O índice de esbeltez reduzido, λ_0 , é dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q N_{pl}}{N_e}} \quad (\text{equação 12})$$

Onde:

N_e é a força axial de flambagem elástica, obtida conforme o Anexo E.

2.2.2.3 Valores de coeficiente de flambagem

Os coeficientes de flambagem por flexão são definidos segundo representações no quadro 1. Segundo a (NBR 2008, p. 125) o valor do coeficiente deve ser 1,0 se o elemento analisado for contraventado.

Tabela 2.3: coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados

A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio		Rotação e translação impedidas				
		Rotação livre, translação impedida				
		Rotação impedida, translação livre				
		Rotação e translação livres				

Fonte: (BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 125)

2.2.2.4 Fator de redução total associado à flambagem local

Segundo a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p.36), “Para efeitos de flambagem local, os elementos componentes das seções transversais usuais, exceto as seções tubulares circulares, são classificadas em AA, quando possuem as duas bordas longitudinais vinculadas, e AL, quando possuem apenas uma [...]”. Os valores do fator de redução total analisado de acordo com a flambagem local, Q , também são definidos pela norma. Esse fator varia de acordo com o tipo e propriedades geométricas do perfil.

Se a relação entre largura e espessura (b/t) dos elementos componentes da seção transversal for inferior à relação $(b/t)_{sim}$, apresentada no quadro 2, o fator de redução total associado à flambagem local, Q , será igual a 1,00. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 126):

Caso a relação (b/t) for superior à $(b/t)_{sim}$, Q será determinado segundo a equação 13. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 126)

$$Q = Q_s \cdot Q_a \quad (\text{equação 13})$$

Onde:

Q_s : fator de redução que leva em conta flambagem local dos elementos AL (quadro 5);

Q_a : fator de redução que leva em conta flambagem local dos elementos AA (quadro 5)

Ainda de acordo com a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 126), deve se considerar que:

a) Se a seção possuir apenas elementos AL;

$$Q = Q_s$$

b) se a seção possuir apenas elementos AA:

$$Q = Q_a$$

Tabela 2.4: valores de $(b/t)_{lim}$

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de b e t	$(b/t)_{lim}$
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> Mesas ou almas de seções tubulares retangulares Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas 		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	<ul style="list-style-type: none"> Almas de seções I, H ou U Mesas ou almas de seção-caixão Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1 		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	<ul style="list-style-type: none"> Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travessamento 		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	<ul style="list-style-type: none"> Mesas de seções I, H, T ou U laminadas Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	<ul style="list-style-type: none"> Mesas de seções I, H, T ou U soldadas^a 		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$
	6	<ul style="list-style-type: none"> Almas de seções T 		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 128)

2.2.2.5 Elementos AA

Para os elementos AA onde a divisão entre largura e espessura ultrapassar os valores ilustrados no quadro 2, será necessário calcular o valor de Q_a . A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 129) indica a equação 14 para calcular o valor do fator de redução total associado à flambagem local:

$$Q_a = A_{ef} / A_g \quad (\text{equação 14})$$

Onde:

$$A_{ef} = A_g - (b - b_{ef})t \quad (\text{equação 15})$$

$$b_{ef} = 1,92 t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (\text{equação 16})$$

Onde:

A_g = área bruta;

A_{ef} = área efetiva da seção transversal;

b = largura dos elementos comprimidos AA;

t = espessura dos elementos comprimidos AA;

b_{ef} = largura efetiva dos elementos comprimidos AA;

E = módulo de elasticidade do aço;

f_y = resistência ao escoamento do aço;

onde c_a é um coeficiente, cujo valor é igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos e σ é a tensão que pode atuar no elemento analisado, tomada igual a: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 129)

$$\sigma = \chi f_y$$

com χ obtido conforme 4.2.2, adotando Q igual a 1,0. Pode-se tomar:

$$\sigma = f_y$$

2.2.2.6 Elementos AL

O cálculo de Q_s somente é necessário quando a relação entre largura e espessura ultrapassar os valores indicados no quadro 2. A norma NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 126-127) determina as seguintes condições para a obtenção desse valor:

- Determina-se o Q_s para elementos AL pertencentes ao grupo 3 (quadro 2) utilizando as equações 17 e 18:

$$Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{equação 17})$$

$$Q_s = \frac{0,53 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{equação 18})$$

- Se o elemento pertencer ao grupo 4 (quadro 2), usa-se as equações 19 e 20:

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{equação 19})$$

$$Q_s = \frac{0,69 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{equação 20})$$

- Pertencendo ao grupo 5 (quadro 2), utiliza-se as equações 21 a 22:

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}}, \text{ para } 0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} < \frac{b}{t} \leq 1,17 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} \quad (\text{equação 21})$$

$$Q_s = \frac{0,90 E k_c}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} \quad (\text{equação 22})$$

Sendo:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \text{ sendo } 0,35 \leq k_c \leq 0,76$$

- Para elementos do grupo 6 (quadro 2), usa-se as equações 23 e 24:

$$Q_s = 1,908 - 1,22 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{equação 23})$$

$$Q_s = \frac{0,69 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{equação 24})$$

Onde:

k_c = coeficiente que varia entre 0,35 e 0,76;

h = altura da alma;

t_w = espessura da alma;

b = largura dos elementos comprimidos AL;

t = espessura dos elementos comprimidos AL;

E = módulo de elasticidade do aço;

f_y = resistência ao escoamento do aço.

2.2.3 FLEXÃO

Pfeil e Pfeil (2009, p. 153) fala sobre a importância dimensionamento à flexão:

No projeto no estado limite último de vigas sujeitas à flexão simples calcula-se, para as seções críticas, o momento e o esforço cortante resistentes de projeto para compará-los aos respectivos esforços solicitantes de projeto [...].

De acordo com a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 47) tem-se pela equação 25:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (\text{equação 25})$$

Onde:

M_{Sd} = momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} = momento fletor resistente de cálculo.

2.2.3.1 Dimensionamento à Flexão

Para a análise da flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa (FLM) e de flambagem local da alma (FLA) é necessário determinar momento fletor resistente de cálculo, dentre os valores encontrados utiliza-se para o cálculo o menor valor dentre eles. Segundo a (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 47), o momento fletor resistente de cálculo depende da esbeltez do perfil

2.2.3.2 Momento Fletor Resistente de Cálculo

Para os estados-limites FLT, o momento fletor resistente de cálculo é dado por: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p.130).

$$M_{Rd} = \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (\text{equação 26})$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{al}} \left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (\text{equação 27})$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{al}} \leq \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (\text{equação 28})$$

Para os estados-limites FLM e FLA, o momento fletor resistente de cálculo é dado por: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p.130).

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (\text{equação 29})$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (\text{equação 30})$$

Os valores das variáveis h_p , h_r , e M_{cr} serão indicados posteriormente no quadro 3.

Para determinar o C_b :

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m \leq 3,0 \quad (\text{equação 31})$$

M_{pl} = momento fletor de plastificação;

γ_{a1} = coeficiente de ponderação relacionado a escoamento, flambagem e instabilidade;

C_b = fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, adotado como 1,0 no para flambagem local da mesa e da alma;

M_r = momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais (exceto para flambagem local da mesa);

λ = parâmetro de esbeltez da seção transversal;

λ_p = parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação definido na quadro 3;

λ_r = parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento definido na quadro 3;

f_y = resistência ao escoamento do aço;

Z = módulo de resistência plástico;

M_{\max} = valor máximo do momento fletor solicitante de cálculo no comprimento destravado;

M_A = valor do momento fletor solicitante de cálculo situado a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade esquerda;

M_B = valor do momento fletor solicitante de cálculo situado na seção central do comprimento destravado;

M_C = valor do momento fletor solicitante de cálculo situado a três quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade esquerda.

Tabela 2.5: Parâmetros referentes ao momento fletor resistente.

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 1	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (ver Nota 9)	FLT	$(f_y - \sigma_r)W_c$ $\leq f_y W_t$ Ver Nota 5	Ver Nota 2	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 2
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W_c$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0,54 \frac{M_{pt}}{M_r} - 0,09\right)^2} \leq \lambda_r$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM Ver Nota 3	$(f_y - \sigma_r)W$	Ver Nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA Ver Nota 3	$f_y W_{ef}$ Ver Nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver Nota 4	$\frac{h}{t_w}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções sólidas retangulares fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$f_y W$	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pt}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{JA}$
Seções-caixão e tubulares retangulares, duplamente simétricas, fletidas em relação a um dos eixos de simetria que seja paralelo a dois lados	FLT Ver Nota 7	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pt}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{JA}$
	FLM	$f_y W_{ef}$ Ver Nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver Nota 4	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	FLA	$f_y W$	-	$\frac{h}{t_w}$	Ver Nota 10	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 134)

A nota 1, ilustrada na tabela 3, indica segundo a (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 135):

$$\lambda_{r} = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (\text{equação 32})$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)} \quad (\text{equação 33})$$

Sabendo que:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W}{E J} \quad (\text{equação 34})$$

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4} \quad (\text{equação 35})$$

Onde:

λ_r = parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;

I_y = momento de inércia em relação ao eixo y;

J = constante de torção da seção transversal;

C_w = constante de empenamento da seção transversal;

M_{cr} = momento fletor de flambagem elástica;

r_y = raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão;

E = módulo de elasticidade do aço;

L_b = distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado em relação a torção);

C_b = fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme;

d = altura externa da seção;

t_f = espessura da mesa.

2.2.4 VENTO

De acordo com a NBR 6123/88, será apresentado nesta etapa do trabalho, de forma simplificada, os parâmetros e equações para determinação dos coeficientes e cargas devidas aos ventos. Posteriormente, será utilizado o programa Visual Ventos (desenvolvido na Universidade de Passo Fundo, 2005) para facilitar a obtenção dos esforços e memorial de cálculo conforme Anexo I.

Para obtenção dos resultados da influência das cargas de vento na estrutura é necessário analisar três parâmetros, são eles:

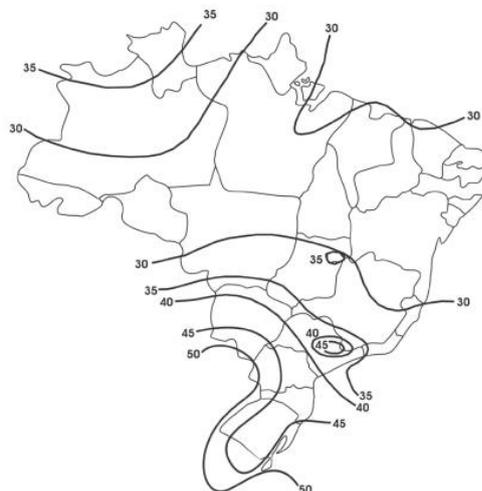
- Pressão Dinâmica;
- Coeficiente de Pressão (C_{pe}) e de Forma (C_e);
- Coeficiente de Pressão Interna (C_{pi}).

2.2.4.1 PRESSÃO DINÂMICA

Segundo a NBR 6123/88, a velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de três segundos de duração, a dez metros de altura, em campo aberto e plano, ultrapassada, em média, uma vez em 50 anos.

Conforme o gráfico de isopletras abaixo, será adotada, como exemplo, para uma região de Goiás a velocidade básica V_0 de 33m/s.

Figura 7.1 – Mapa de isopletras



Fonte: Visual Ventos (desenvolvido na Universidade de Passo Fundo, 2005)

Para Bellei (2008, p. 53), a pressão dinâmica é diretamente influenciada pela velocidade do vento e aos fatores que a influenciam, conforme equações abaixo:

- 1) Cálculo da velocidade característica:

$$V_k = V_o \cdot S1 \cdot S2 \cdot S3 \quad (\text{equação 36})$$

Onde:

Fator topográfico (S1): este fator leva em consideração as grandes variações da superfície do terreno.

Fator de rugosidade (S2): o fator de rugosidade é obtido definindo-se uma categoria (rugosidade do terreno) e uma classe (dimensões da edificação).

Fator estatístico (S3): o fator estatístico considera o grau de segurança e a vida útil requeridos pela edificação, com base em um período de recorrência de 50 anos.

- 2) Cálculo da pressão dinâmica (q_k):

$$q_k = \frac{V_k^2}{1,63} \quad (\text{equação 37})$$

2.2.4.2 Coeficiente de Pressão (CPE) e de Forma (CE)

Nas Tabelas 4 a 8 e em Figuras e Tabelas dos Anexos E e F, ambos presentes na NBR 6123/88, são apresentados os valores dos coeficientes de pressão e de forma, assim como os coeficientes externos, para diversos tipos de edificações.

2.2.4.3 Coeficiente de Pressão Interna (CPI)

De acordo com a NBR 6123 (1988, p. 12), caso a edificação for totalmente impermeável ao ar, a pressão no interior da mesma será invariável no tempo e independe da corrente de ar externa.

[...] são considerados impermeáveis os seguintes elementos construtivos e vedações: lajes e cortinas de concreto armado ou protendido; paredes de alvenaria, de pedra, de tijolos, de blocos de concreto e afins, sem portas, janelas ou quaisquer outras aberturas. Os demais elementos construtivos e vedações são considerados permeáveis. (NBR 6123, 1988, p. 12)

2.2.5 CARGAS

Para o projeto de dimensionamento de qualquer estrutura, é primordial se iniciar com a determinação de todas as cargas e ações atuantes na estrutura, Bellei (2008, p. 50). Um dimensionamento preciso é também econômico, pode se gerar grandes economias de material com um correto dimensionamento de cada elemento estrutural. Segundo a NBR 8800 (2008, p. 15), “na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura, levando-se em conta os estados-limites últimos e de serviço”.

Para Pfeil (2011, p. 37), os estados-limites é o método de cálculo onde a solicitação de projeto, obtida a partir de uma combinação de ações, cada uma majorada por um coeficiente, é menor que a resistência de projeto, obtida através da resistência característica do material minorada por um coeficiente.

De acordo com a norma brasileira NBR 8681 (Ações e segurança nas estruturas), ações são as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. As ações podem ser de três tipos:

- a) Ações permanentes: são aquelas que apresentam pequena variação durante praticamente toda a vida da construção.
- b) Ações variáveis: ao contrário das ações permanentes as ações variáveis apresentam variação significativa durante a vida da construção.
- c) Ações excepcionais: são aquelas que apresentam duração extremamente curta, e com baixa probabilidade de ocorrência, durante a vida da construção.

2.2.5.1 Cargas Permanentes

Segundo a NBR 8800 (2008, p. 15), são consideradas cargas permanentes:

- Peso próprio da estrutura e elementos construtivos;
- Peso próprio das instalações permanentes;
- Empuxos permanentes causados por movimento de terra.

Os seus valores característicos podem ser encontrados em catálogos de fornecedores, na NBR 8800/2008 ou em Normas Brasileiras específicas, como a NBR 6120.

2.2.5.2 Cargas Variáveis

Cargas variáveis são as que possuem variações significativas no período de uso da edificação. Segundo a NBR 8800 (2008, p. 15), as ações variáveis são causadas pelo uso e ocupação da edificação. Como ações decorrentes de sobrecarga de pisos e coberturas, equipamentos de divisórias móveis, pressão hidrostáticas, pela ação do vento e variação de temperatura. Para este projeto serão consideradas como cargas variáveis, a sobrecarga e o vento.

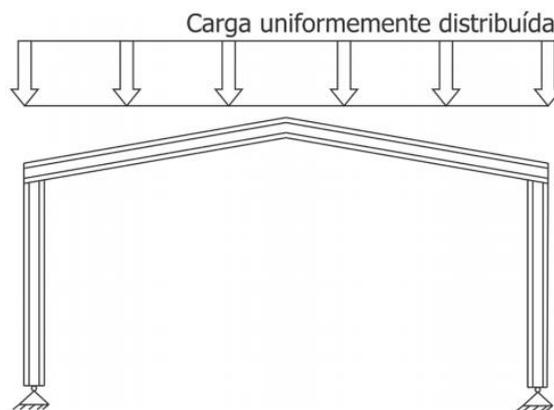
Seus valores característicos são estabelecidos e apresentados nas normas Brasileiras específicas, como a NBR 8800/2008, NBR 6120/80 e NBR 6123/88.

2.2.5.3 Sobrecarga de cobertura

Para coberturas comuns, na ausência de especificação mais rigorosa, deve ser prevista uma sobrecarga nominal mínima de $0,25 \text{ kN/m}^2$ – Anexo B da NBR8800 – (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 122)

Na figura 6.1 está ilustrado o sentido e forma de aplicação do carregamento.

Figura 6.1: Ação das sobrecargas na cobertura.



Fonte: Manual de Construção em Aço IBS/CBCA (2010, p. 22)

2.2.5.4 Carga de Vento

A NBR 6123/88 vai apresentar a metodologia para o estudo das cargas de vento e sua forma de aplicação, estudo este que foi apresentado no capítulo anterior.

2.2.6 COMBINAÇÕES

O carregamento que atua na estrutura é determinado por uma combinação de ações que têm probabilidades de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um certo período de tempo.

Segundo a NBR 8800 (2008, p. 19), essa combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura e a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

Sendo assim, são determinadas quatro hipóteses para as cargas:

- a) Peso Próprio;
- b) Sobrecarga;
- c) Vento a 0°;
- d) Vento a 90°.

2.2.6.1 Combinações Últimas

Uma combinação última pode ser classificada em normal, especial ou de construção e excepcional.

2.2.6.2 Combinações Últimas Normais

De acordo com a NBR 8681 em cada combinação devem haver: a ação variável principal e as ações permanentes, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, analisadas de forma secundária, com seus valores reduzidos de combinação.

2.2.6.3 Cálculos das Envolvórias

Segundo a NBR 8800 (2008, p. 14), os estados-limites últimos estão diretamente relacionados com a segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis durante sua vida útil. Os estados-limites de serviço estão relacionados com o comportamento da estrutura sob condições normais de utilização.

As envoltórias, ou seja, as combinações últimas de ações em condições normais são calculadas a partir da expressão:

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

Onde:

F_{Gi} = ações permanentes;

F_{Q1} = ação variável considerada principal para a combinação;

F_{Qj} = demais ações variáveis que atuam simultaneamente com a ação principal;

γ_{gi} = coeficiente de majoração das ações permanentes;

γ_{q1} = coeficiente de majoração da ação variável principal;

γ_{qj} = coeficiente de majoração das demais ações variáveis;

ψ_{0j} = fator de combinação;

2.2.8 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO

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

Os valores-base para verificação dos estados-limites últimos são apresentados nas Tabelas 9.1 e 9.2, para o produto $\gamma_{f1}\gamma_{f3}$ e para γ_{f2} , respectivamente. O produto $\gamma_{f1}\gamma_{f3}$ é representado por γ_g ou γ_q . O coeficiente γ_{f2} é igual ao fator de combinação ψ_0 . (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 17)

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

Nas combinações de ações de serviço são usados os fatores de redução ψ_1 e ψ_2 , dados na Tabela 9.1, para obtenção dos valores frequentes e quase permanentes das ações variáveis. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 17)

Tabela 2.6 – Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis.

Ações		γ_{f2} ^a		
		ψ_0	ψ_1 ^d	ψ_2 ^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 19).

Tabela 2.7 – Valores dos fatores de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

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

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 18).

3 PROJETO BASE

O prédio que será dimensionado neste trabalho é apresentado conforme os desenhos do projeto base. Este será construído na cidade de Vianópolis, estado de Goiás, em zona urbana. Esse prédio terá a finalidade de salas comerciais.

Antes de qualquer etapa na construção da obra, é de extrema importância o conhecimento da região onde o prédio será instalado. Conhecer a Classe de Agressividade Ambiental (CAA) da região é fundamental pois está vai influenciar diretamente na escolha do aço para evitar processos químicos e biológicos na estrutura. Outra das ações mais importantes que afetam diretamente no comportamento da estrutura é o vento. As considerações do vento, bem como a determinação de suas forças e aplicações, são constantes da NBR 6123/1988.

De acordo com Bellei (2008, p. 23), “o simples emprego de estruturas metálicas substituindo os elementos de concreto armado e mantendo todo o restante do acabamento da obra nos processos e padrões usuais, já altera radicalmente o planejamento da obra e traz consigo um novo Processo Construtivo”. Sabendo-se das numerosas vantagens do aço sobre o concreto foi escolhido realizar o projeto utilizando estrutura metálica.

Com isso, de acordo com (BELLEI, 2008, p. 23 e 24), pretende se obter:

a) Menor Custo de Administração: Devido ao menor número de trabalhadores, menor prazo de obra e um menor gasto com limpeza da obra.

b) Economia nas Fundações: Pelo fato de menor peso do edifício em aço (o esqueleto metálico pesa em média dez vezes menos que o de concreto), possibilitando uma redução do número de estacas por base e/ou do número de bases com o emprego de vãos maiores.

c) Menor Consumo de Revestimento: Como estruturas metálicas trabalham com uma maior precisão em suas peças (milímetros e não centímetros), haverá assim uma redução significativa nas espessuras dos revestimentos (emboço e reboco).

d) Rapidez de Execução: Devido a possibilidade de superposição de várias tarefas na obra, assim como um número maior de frentes para a mesma atividade.

Será utilizado neste projeto um sistema de pórtico com ligações rotuladas e engastadas, como um dos métodos mais econômicos e eficientes que ajuda na distribuição dos esforços.

Segundo Schulte et al.¹ (1978 apud NOGUEIRA, 2009, p. 8) os galpões leves em duas águas possuem a função de transmitir aos pilares, através das tesouras, as ações resultantes do peso próprio e as provenientes da cobertura. Assim a cobertura será composta por vigas em perfil laminado, dispostas transversalmente em vãos de 5 metros dividindo o telhado em uma água, onde será executado uma laje impermeabilizada com função de escoamento da água. As vigas serão apoiadas nos pilares, também em perfil laminado, espaçados a cada 5 metros no sentido longitudinal da edificação. Em planta, o objeto de estudo, tem forma retangular (16m x 20m) e uma área de 320,00 m².

Feito o levantamento da Classe de Agressividade Ambiental (CAA) da região e sabendo a finalidade de armazenamento do galpão, constatasse que não haverá situações agressivas para a estrutura (atmosfera marinha e substâncias oxidantes), assim, será utilizado para esta obra o aço ASTM A572 Gr50, que possui 345 MPa para limite de escoamento e 450 MPa para limite de ruptura. Esse aço é de fácil obtenção no mercado e aprovado pela norma brasileira NBR 8800

Neste projeto não serão utilizados para a composição das peças metálicas perfis em chapas dobradas e perfis soldados. A metodologia para o dimensionamento é diferente para ambos, pois para cada um, existe uma norma específica. A norma brasileira que cobre o dimensionamento dos perfis de chapa dobrada a frio é a NBR 14762/2010. Para os perfis soldados é utilizado o método da norma NBR 8800/2008, ambas considerando para os cálculos, o método dos estados limites.

Segundo Bellei (2008, p. 26), “a seleção do mais eficiente sistema estrutural compatível com o processo de fabricação é fundamental para se otimizar os custos. Economia na fabricação e montagem só é possível como resultado de ligações bem elaboradas durante a fase de detalhamento, de acordo com as premissas de projeto”.

Como nosso projeto se tratará de um prédio médio (3 pavimentos), empregaremos fundações rotuladas com o intuito de obter fundações mais econômicas para o empreendimento. A geometria do pórtico principal baseia-se na distribuição do momento fletor, portanto, tem-se conseguido baixas taxas de consumo de aço. (NOGUEIRA, 2009, p. 24).

1 SCHULTE, H., YAGUI, T., PITTA, J. A. A. Estruturas Metálicas para Coberturas: informações construtivas para projetos escolares. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos/USP, 1978.

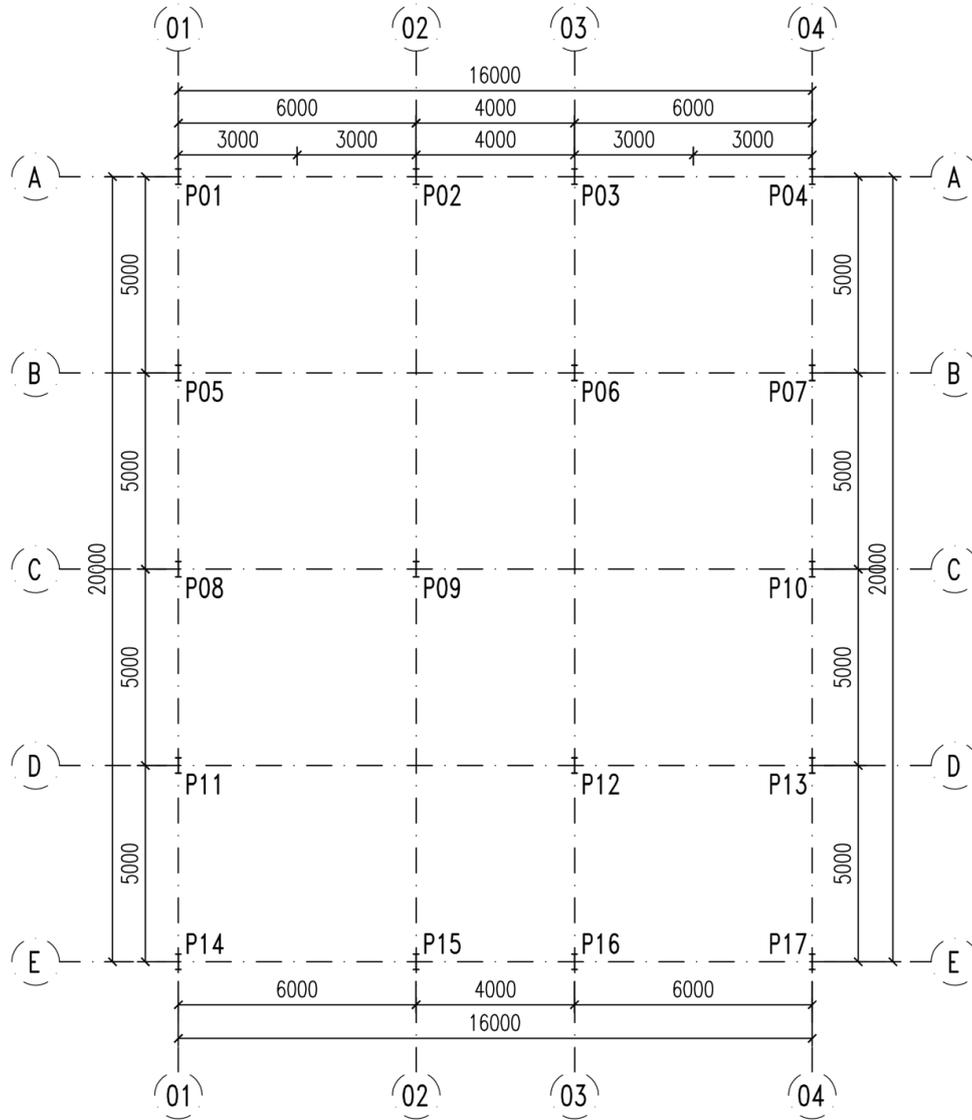
Em relação ao tapamento da estrutura, para garantir uma maior economia para o projeto, os fechamentos laterais serão executados em tijolos cerâmicos. Todo o carregamento das paredes será considerado nos cálculos de acordo com a NBR 6120 e calhas para captação das águas pluviais da cobertura.

3.2 DADOS PARA O PROJETO

- Prédio com cobertura de laje impermeabilizada, inclinação de 2%;
- Pórtico com vigas rotuladas e pilares engastados na fundação, ambos com perfis em alma cheia;
- Vão transversal de 6 m;
- Vão longitudinal de 5 m;
- 3 pavimentos;
- 4 salas comerciais por andar;
- Comprimento total da edificação de 20 m;
- Materiais utilizados:
 - Aço estrutural ASTM A572 Gr. 50;
 - Tijolo cerâmico para fechamento lateral e para dividir as salas no interior do edifício;
 - Concreto de $f_{ck} = 25\text{Mpa}$ para a laje;

3.3 CROQUI DO PRÉDIO

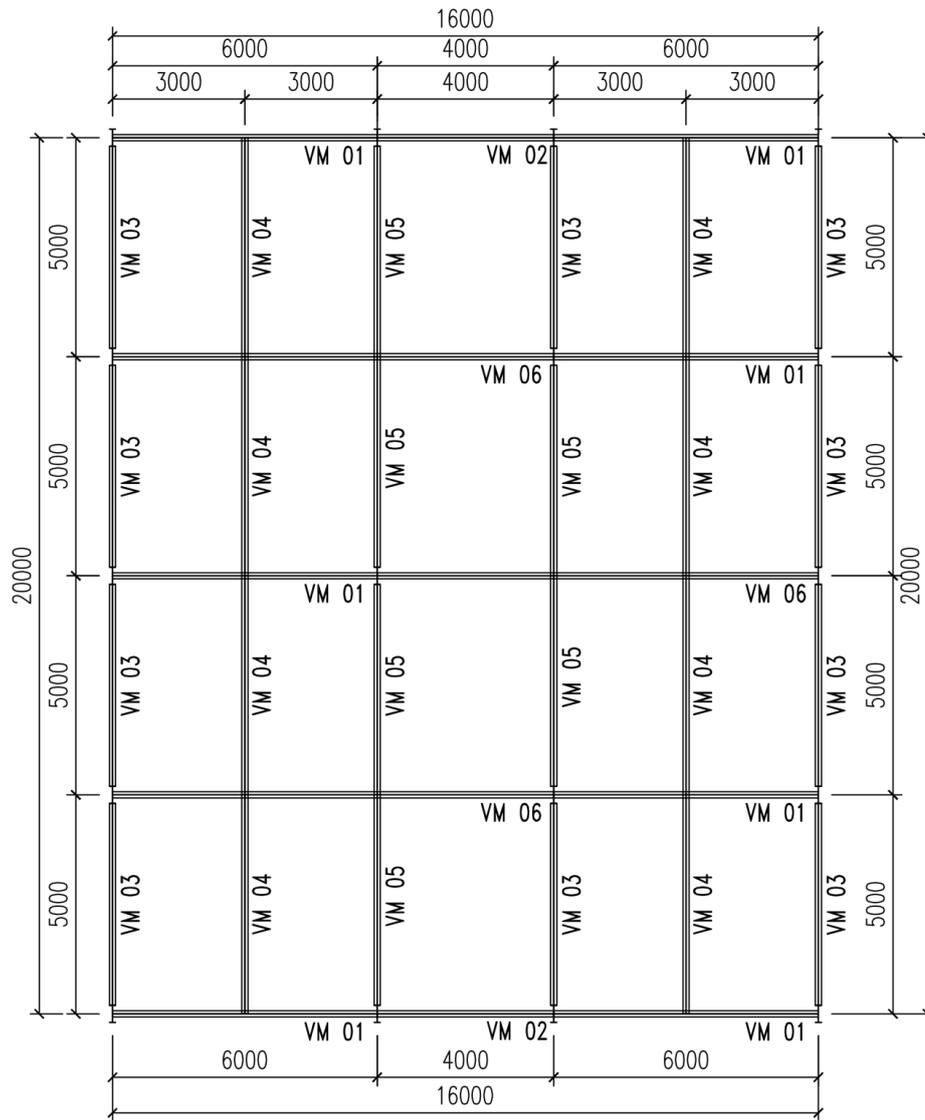
Figura 5.1 – Locação dos Pilares.



LOCAÇÃO DOS PILARES METÁLICOS

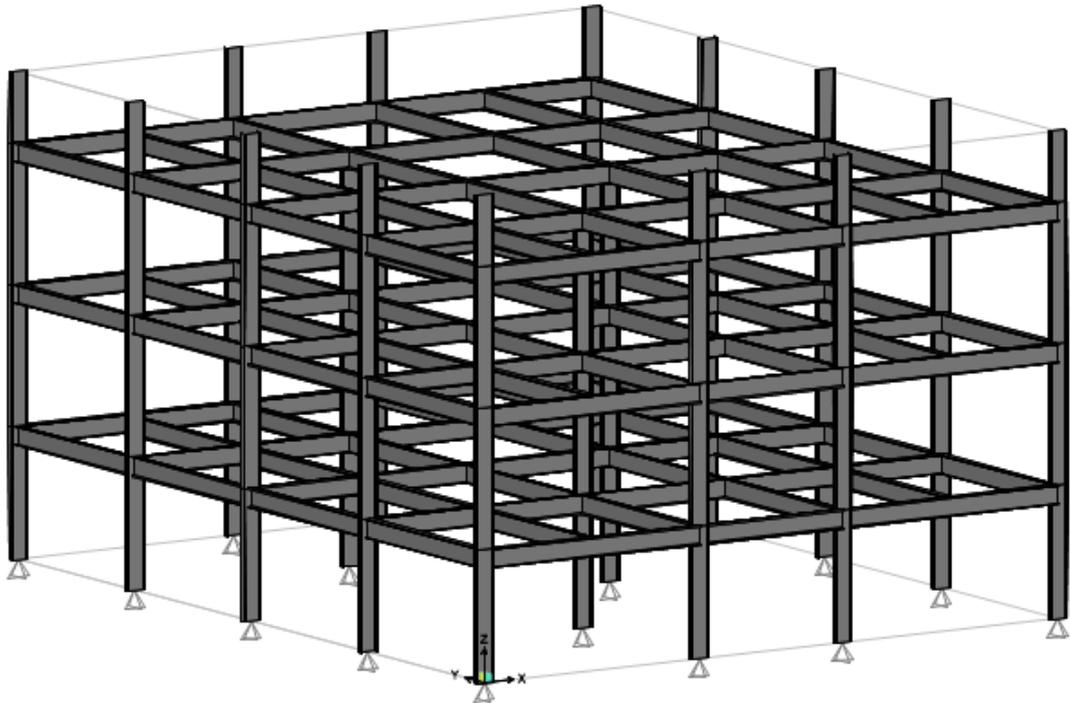
Fonte: Elaborado pelo próprio autor, 2019.

Figura 5.2 – Planta de Cobertura



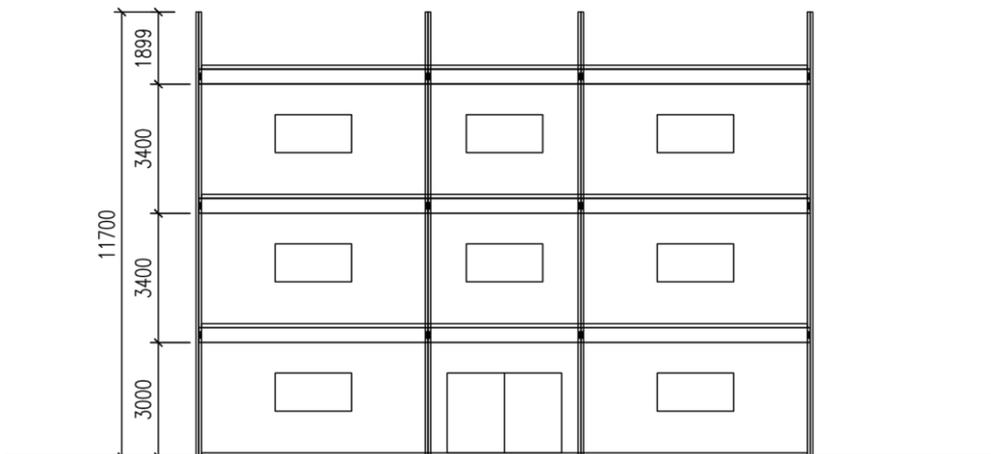
Fonte: Elaborado pelo próprio autor, 2019.

Figura 5.3 – Perspectiva do Prédio.



Fonte: SAAP 2000, 2019.

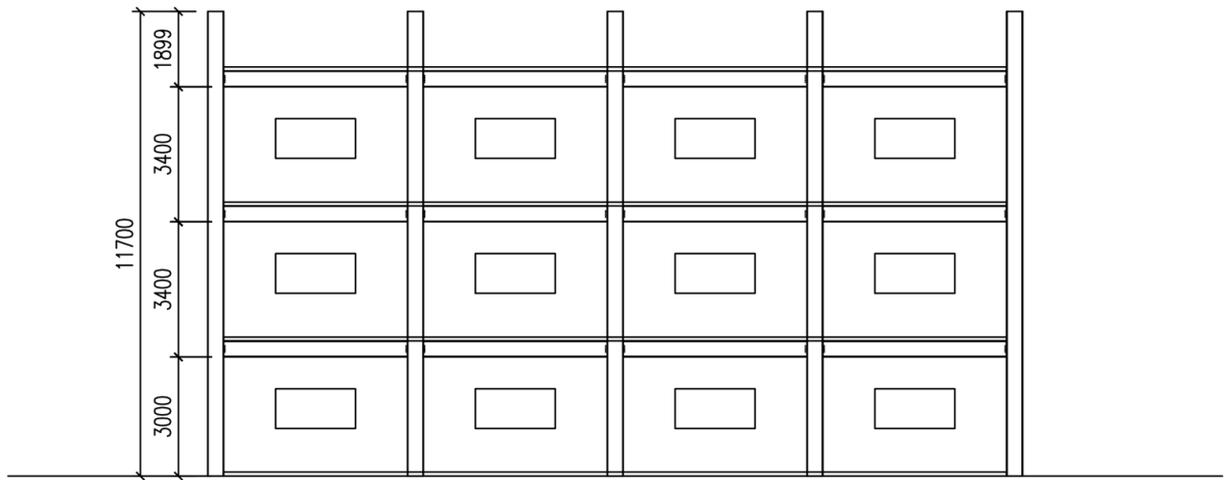
Figura 5.4 – Corte Transversal.



CORTE TRANSVERSAL

Fonte: Elaborado pelo próprio autor, 2019.

Figura 5.5 – Corte Longitudinal.



Fonte: Elaborado pelo próprio autor, 2019.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 DIMENSIONAMENTO DO VENTO

Como o projeto de estudo deste trabalho possui as quatro faces do fechamento lateral igualmente permeáveis, será considerado o mais desfavorável dos valores apresentados na norma.

$$C_{pi} = -0,3 \text{ ou } 0$$

Para obtenção dos esforços devidos aos ventos, foram inseridos os seguintes dados no programa Visual Ventos:

Figura 7.2 – Geometria do prédio

Geometria

Dimensões

Medidas

b 16 m a 20 m h 11,7 m Distância entre pórticos p 5 m

b1 8,00 m a1 5,33 m β 2 ° h1 0,28 m

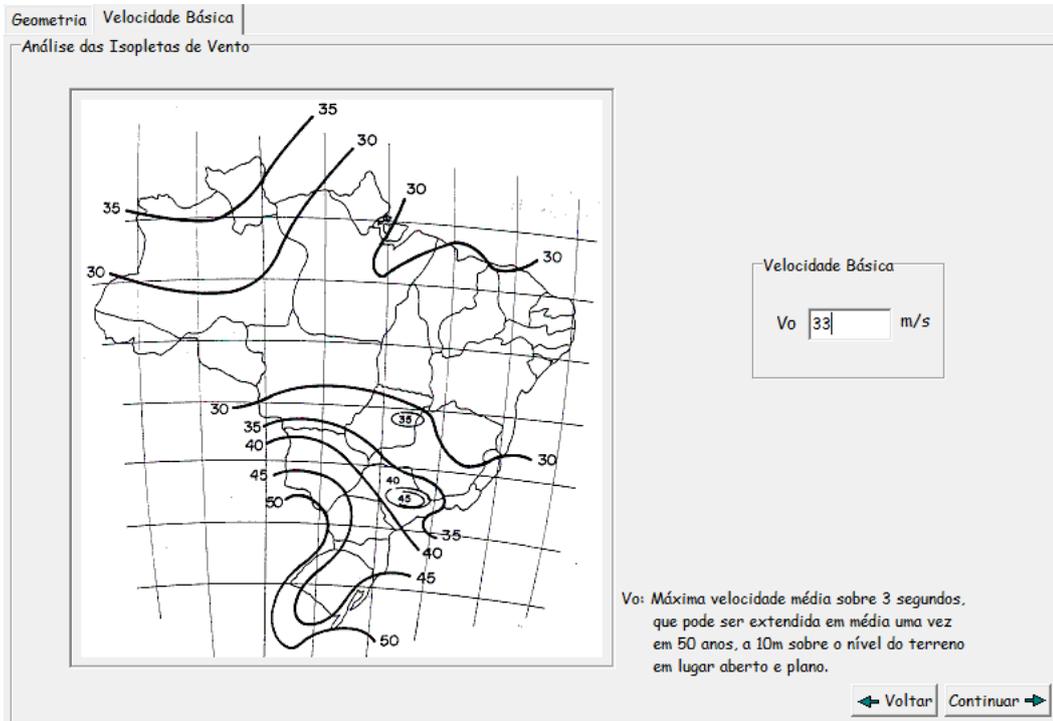
a2 4,67 m Confirmar

Área das aberturas

Face	Fixa	Móvel
A1	0 m ²	0 m ²
A2	0 m ²	0 m ²
A3	0 m ²	0 m ²
B1	0 m ²	0 m ²
B2	0 m ²	0 m ²
B3	0 m ²	0 m ²
C1	0 m ²	0 m ²
C2	0 m ²	0 m ²
D1	0 m ²	0 m ²
D2	0 m ²	0 m ²

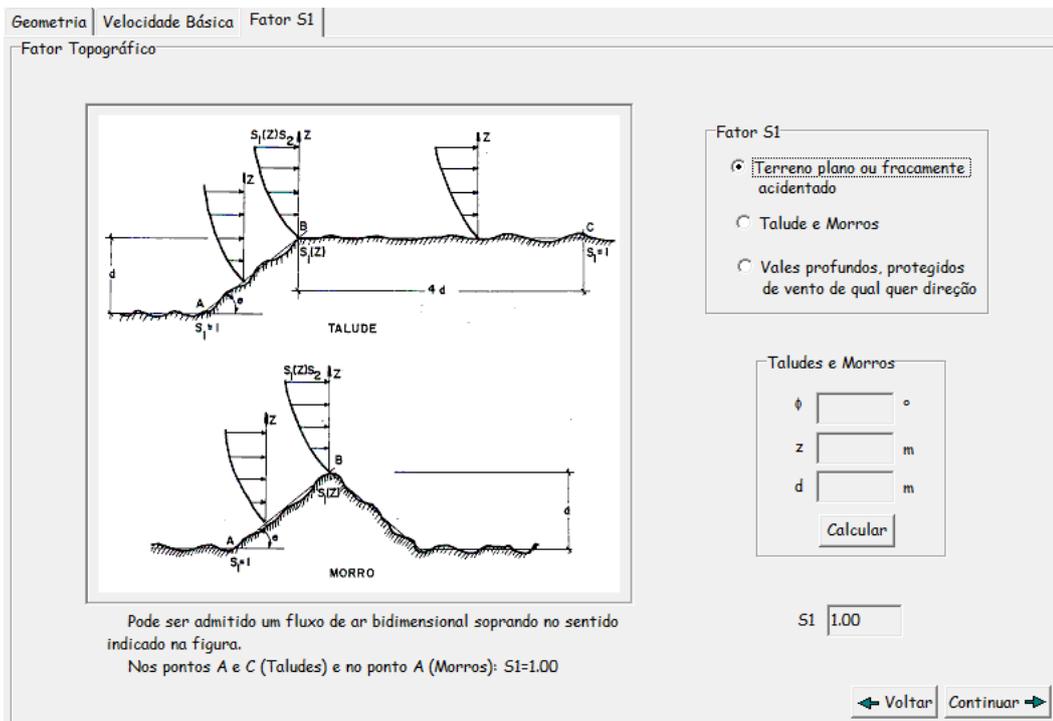
Fonte: Visual Ventos, 2005.

Figura 7.3 – Determinação da Velocidade Básica do Vento



Fonte: Visual Ventos, 2005.

Figura 7.4 – Determinação do Fator Topográfico (S1)



Fonte: Visual Ventos, 2005.

Figura 7.5 – Determinação do Fator de Rugosidade (S2)

Geometria | Velocidade Básica | Fator S1 | Fator S2

Fator de Rugosidade

Categoria	Descrição do ambiente
<input type="radio"/> I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
<input type="radio"/> II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1m. Exemplos: zonas costeiras planas; pântanos com vegetação rala; campos de aviação; pradarias e charnecas; fazendas sem sebes ou muros.
<input checked="" type="radio"/> III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3m. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.
<input type="radio"/> IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10m. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores; cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.
<input type="radio"/> V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25m. Exemplos: florestas com árvores altas de copas isoladas; centros de grandes cidade; complexo industriais bem desenvolvidos.

Classe de edificação

Classe	Descrição
<input checked="" type="radio"/> A	Maior dimensão menor ou igual a 20m
<input type="radio"/> B	Maior dimensão entre 20 e 50m
<input type="radio"/> C	Maior dimensão maior ou igual 50m

Maior dimensão: m

Fator S2:

Fonte: Visual Ventos, 2005.

Figura 7.6 – Determinação do Fator Estatístico (S3)

Geometria | Velocidade Básica | Fator S1 | Fator S2 | Fator S3

Fator Estatístico

Fator S3

Grupo	Descrição
<input type="radio"/> 1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros, centrais de comunicação, etc)
<input checked="" type="radio"/> 2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e industria com alto fator de ocupação
<input type="radio"/> 3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc)
<input type="radio"/> 4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc)
<input type="radio"/> 5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção

S3:

Fonte: Visual Ventos, 2005.

Figura 7.7 – Coeficiente de pressão interna (Cpi)

Geometria | Velocidade Básica | Fator S1 | Fator S2 | Fator S3 | Cpe - Paredes | Cpe - Telhado | Cpi

Coeficiente de pressão interna

Cpi

Duas faces opostas igualmente permeáveis, as outras faces impermeáveis:
 - vento perpendicular a uma face permeável → Cpi = +0,2
 - vento perpendicular a uma face impermeável → Cpi = -0,3

Quatro faces igualmente permeáveis → Cpi = -0,3 ou 0,0

Abertura dominante em uma face, as outras faces de igual permeabilidade

Abertura dominante na face de barlavento → Cpi = 0,10 ou 0,10

Abertura dominante na face de sotavento → Cpi = 0,70 ou 0,70

Abertura dominante em uma face paralela ao vento

Abertura dominante não situada em zona de alta sucção externa → Cpi = -0,80 ou -0,90

Abertura dominante situada em zona de alta sucção externa → Cpi = -0,40 ou -0,40

Edificações efetivamente estanques e com janelas fixas que tenham uma probabilidade desprezível de serem rompidas por acidente → Cpi = -0,2 ou 0,0

Relação entre a área das aberturas e a área total da face:
 - vento a 0° → Cpi = à calcular
 - vento a 90° → Cpi = à calcular

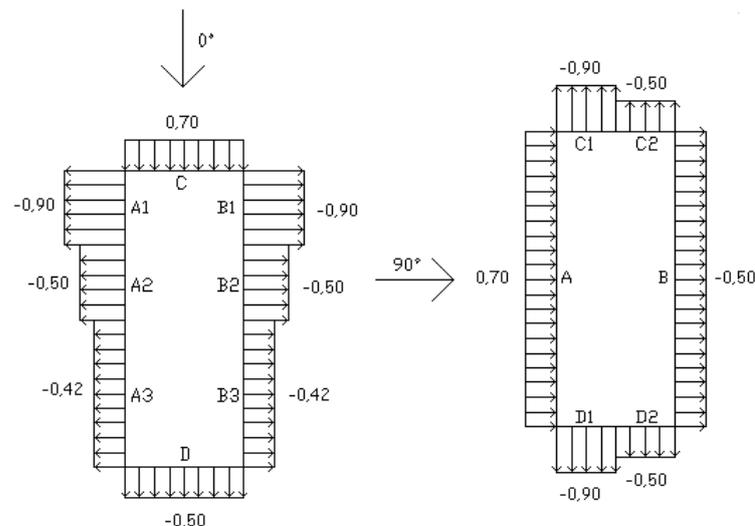
[← Voltar](#) [Continuar →](#)

Fonte: Visual Ventos, 2005.

4.1.1 Resultados Dos Coeficientes

a) Coeficiente de Pressão Externa – Paredes

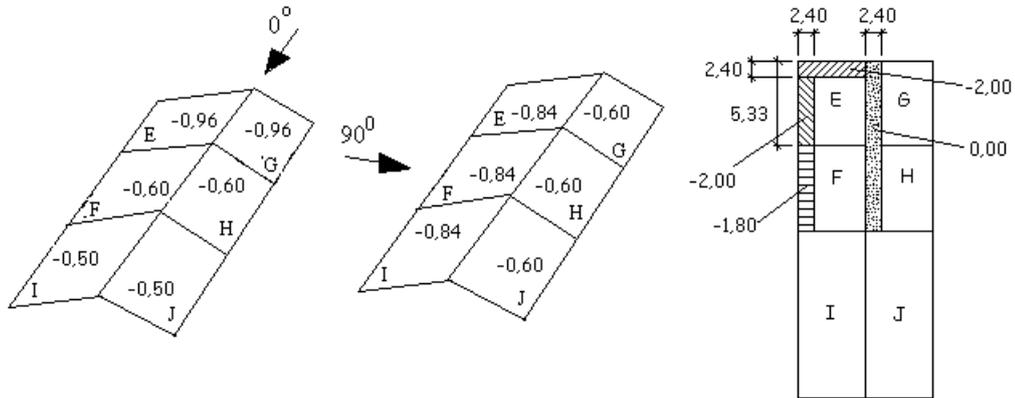
Figura 7.8 – Coeficiente de Pressão Externa - Paredes



Fonte: Visual Ventos, 2005.

b) Coeficiente de Pressão Externa – Telhado

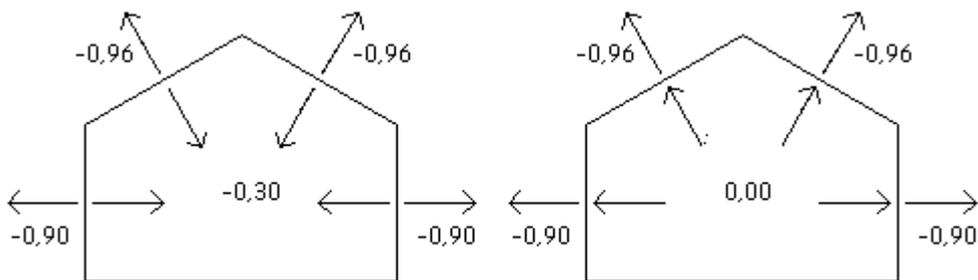
Figura 7.9 – Coeficiente de Pressão Externa - Telhado



Fonte: Visual Ventos, 2005.

c) Combinação dos Coeficientes de Pressão – Vento 0° (Frontal)

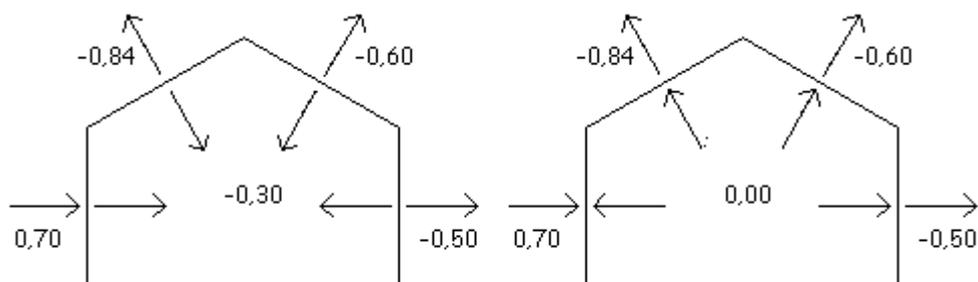
Figura 7.10 – Coeficiente de Pressão Externa - Telhado



Fonte: Visual Ventos, 2005.

d) Combinação dos Coeficientes de Pressão – Vento 90° (Lateral)

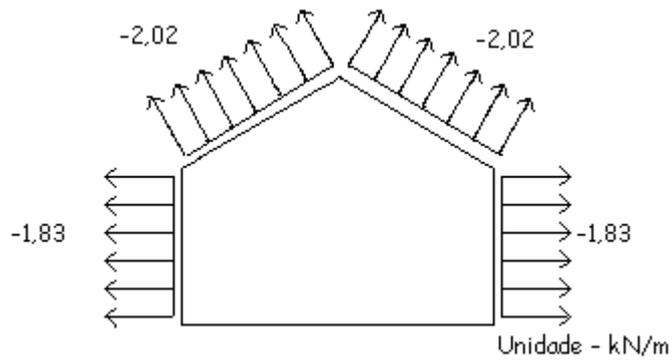
Figura 7.11 – Coeficiente de Pressão Externa - Telhado



Fonte: Visual Ventos, 2005.

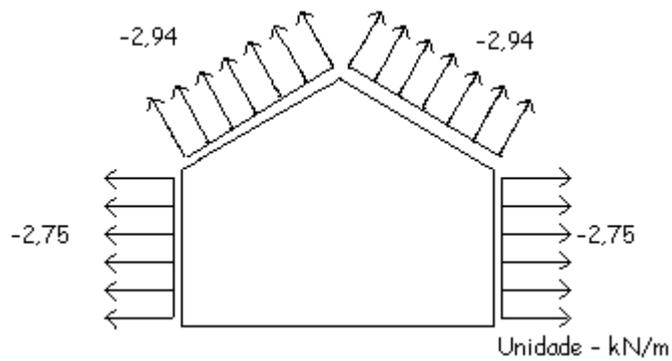
e) Esforços Resultantes – Vento 0° (Frontal)

Figura 7.12 – Esforços Resultantes – $C_{pi} = -0,30$



Fonte: Visual Ventos, 2005.

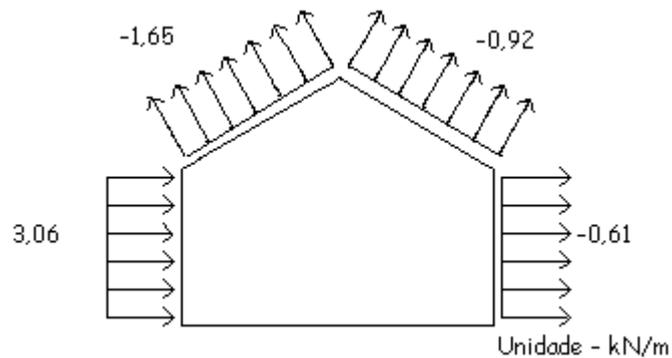
Figura 7.13 – Esforços Resultantes – $C_{pi} = 0,00$



Fonte: Visual Ventos, 2005.

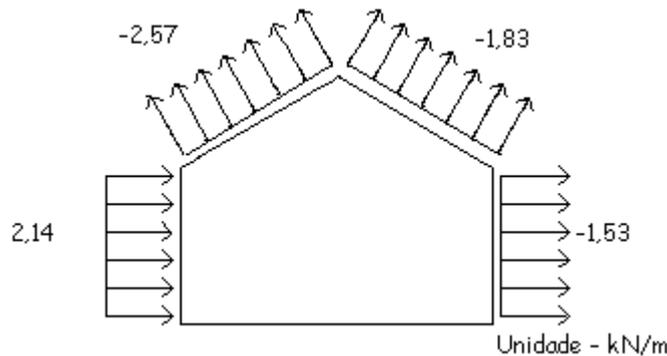
f) Esforços Resultantes – Vento 90° (Lateral)

Figura 7.14 – Esforços Resultantes – $C_{pi} = -0,30$



Fonte: Visual Ventos, 2005.

Figura 7.15 – Esforços Resultantes – $C_{pi} = 0,00$



Fonte: Visual Ventos, 2005.

4.2 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS

Para realizar o dimensionamento deste projeto utilizaremos o programa SAP 2000 (Universidade *Avenue Berkeley*, Califórnia, USA, 1995), desenvolvido para análise estrutural e obtenção de esforços nas barras que representam cada peça da estrutura. Neste trabalho será realizado o dimensionamento das situações mais desfavoráveis para viga e pilar, será analisado a combinação em que apresenta os piores valores de esforços para cada situação.

Para facilitar a visualização dos esforços, as peças principais da estrutura serão nomeadas como barras onde cada uma terá sua numeração.

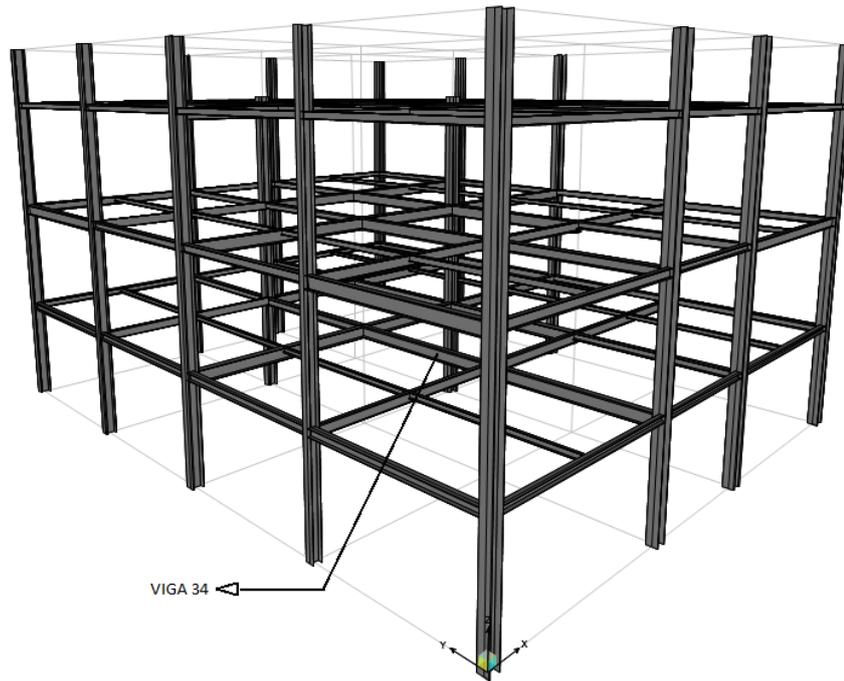
4.2.1 Esforços na Viga

De acordo com o programa SAP 2000 (Universidade *Avenue Berkeley*, Califórnia, USA, 1995) a viga 34 foi a que obteve os esforços mais desfavoráveis para o dimensionamento na seguinte combinação:

- a) Peso Próprio + Sobrecarga + Vento 0°

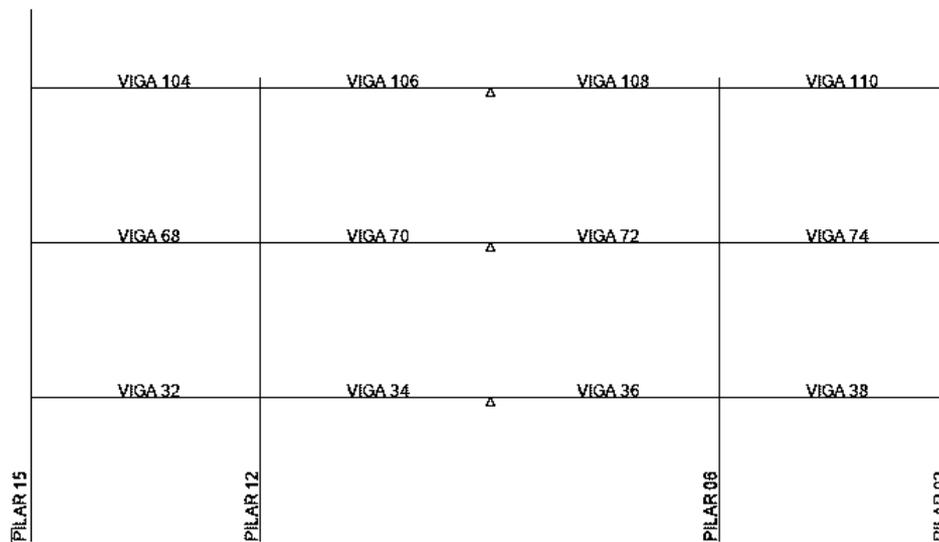
Será apresentado na imagem a seguir a localização da viga em forma de perspectiva e sua numeração no pórtico para uma melhor compreensão do projeto.

Figura 8.2 – Perspectiva da viga 34 no projeto



Fonte: SAP 2000, 1995 (Editado).

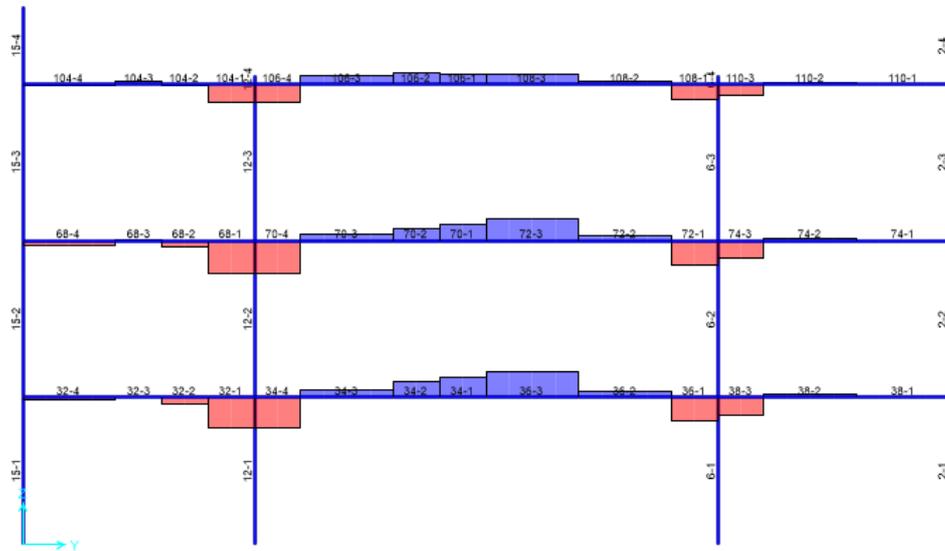
Figura 8.2 – Localização da viga 34 no pórtico 1-1



Fonte: Elaborado pelo próprio autor, 2019.

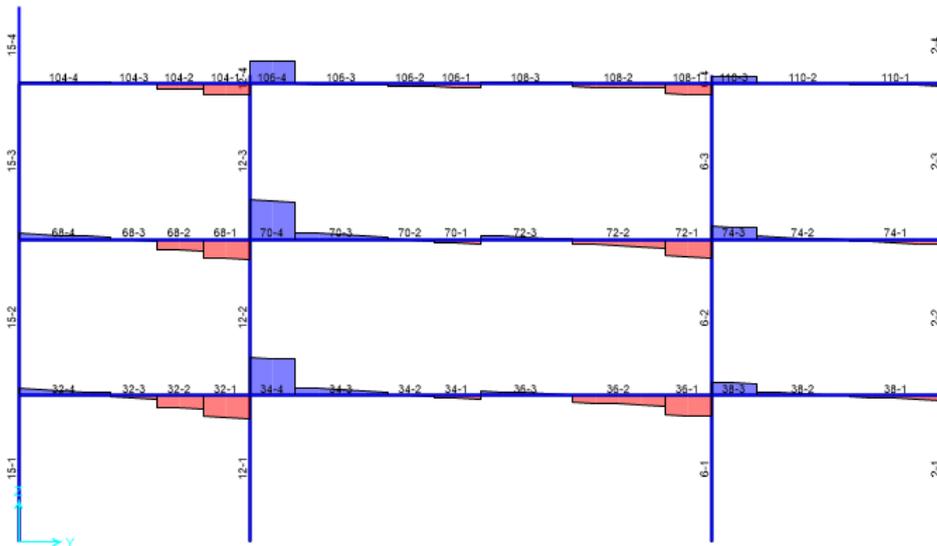
Os esforços obtidos no lançamento das cargas serão apresentados a seguir no conjunto das barras em forma de pórticos e isoladamente com os valores de esforços normais, cortantes e de momentos fletores.

Figura 8.8 – Diagrama de Esforços Normais



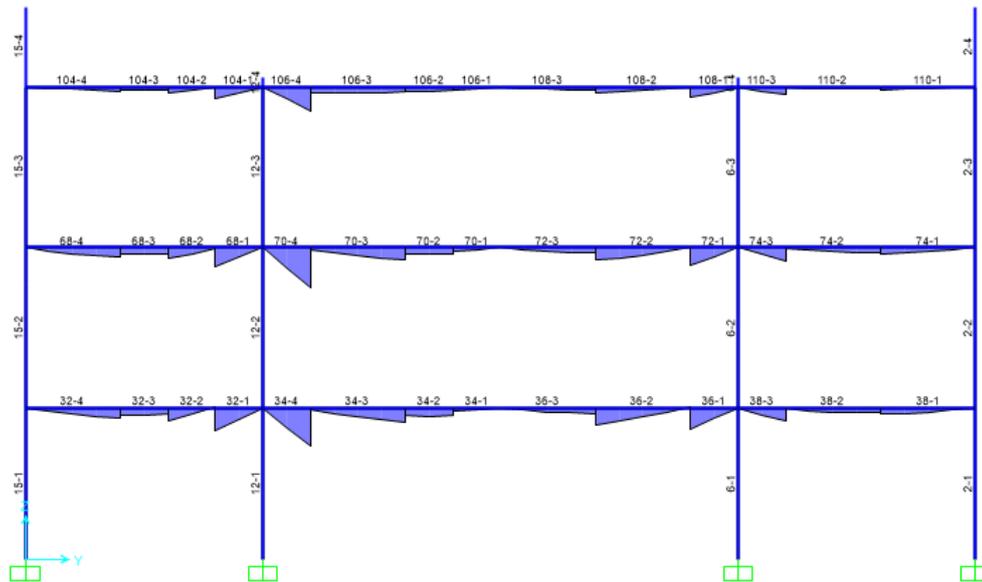
Fonte: SAP 2000, 1995.

Figura 8.9 – Diagrama de Esforços Cortantes



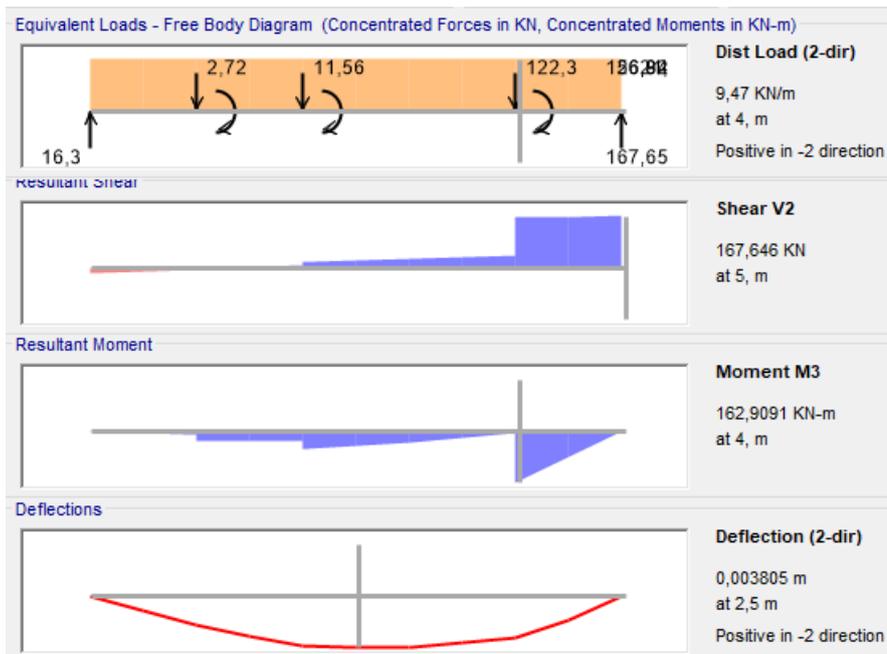
Fonte: SAP 2000, 1995.

Figura 8.10 – Diagrama de Momento Fletor



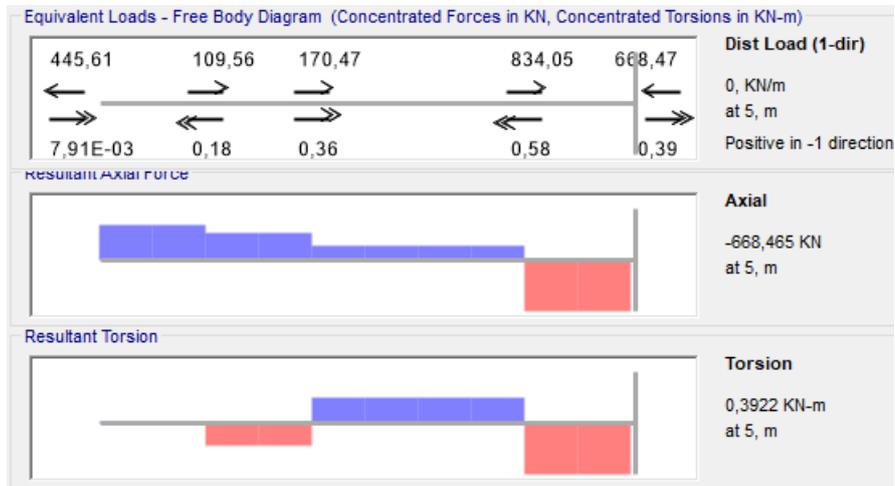
Fonte: SAP 2000, 1995.

Figura 8.2 – Resultado dos Esforços de Cortante e Momento



Fonte: SAP 2000, 1995.

Figura 8.2 – Resultado dos Esforços de Normal e Torção



Fonte: SAP 2000, 1995.

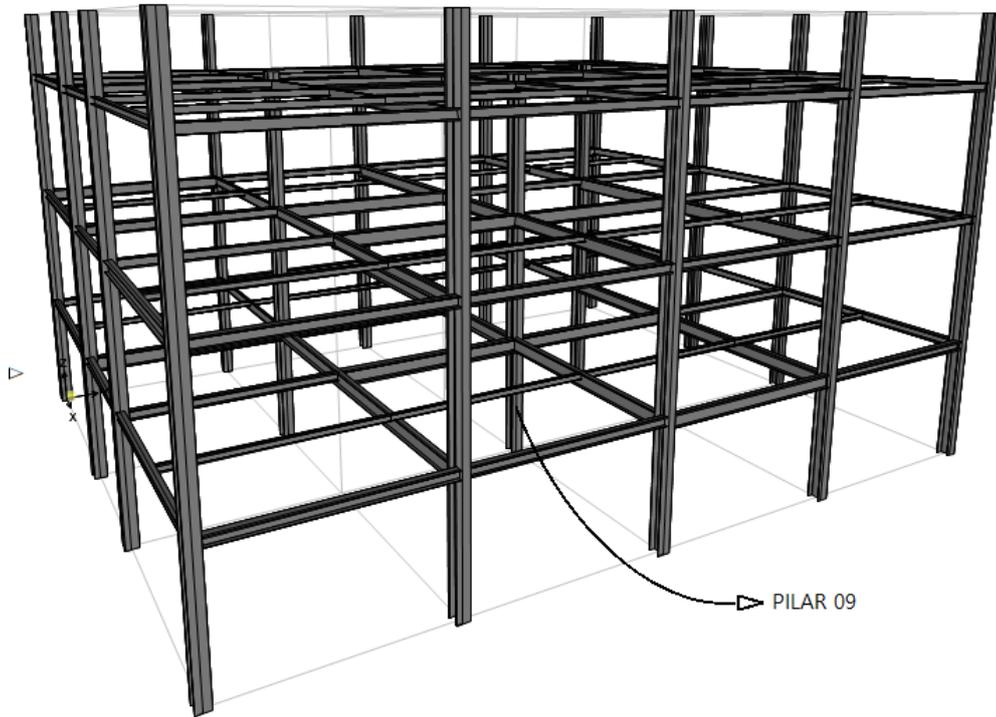
4.2.2 Esforços no Pilar

De acordo com o programa SAP 2000 (Universidade *Avenue Berkeley*, Califórnia, USA, 1995) o pilar 09 foi o que obteve os esforços mais desfavoráveis para o dimensionamento na seguinte combinação:

- a) Peso Próprio + Sobrecarga + Vento 0°

Será apresentado na imagem a seguir a localização do pilar em forma de perspectiva e sua numeração no pórtico para uma melhor compreensão do projeto.

Figura 8.2 – Perspectiva do pilar 09 no projeto



Fonte: SAP 2000, 1995 (Editado).

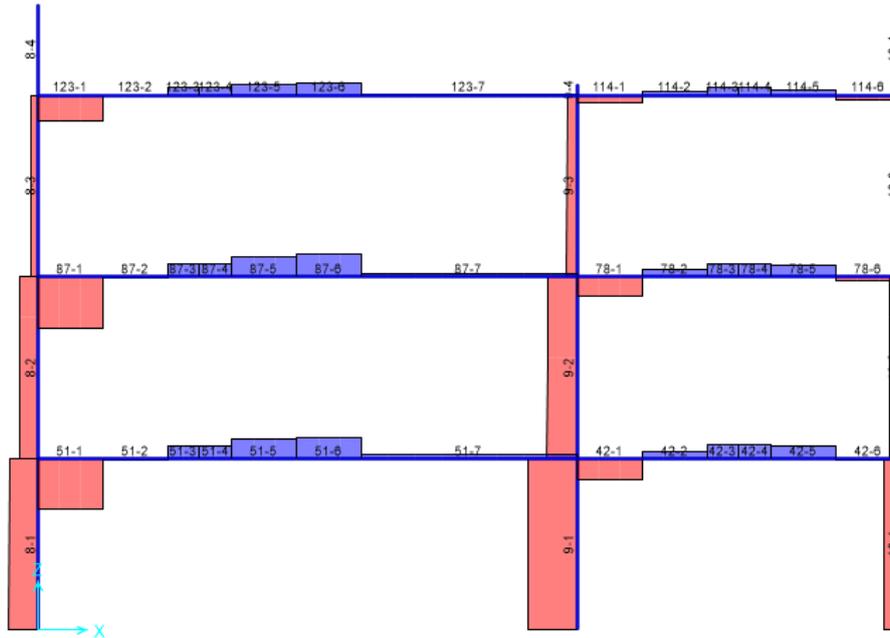
Figura 8.2 – Localização do pilar 09 no pórtico 3-3

	VIGA 123	VIGA 114
	VIGA 87	VIGA 78
	VIGA 51	VIGA 42
PILAR 08	PILAR 09	PILAR 10

Fonte: Elaborado pelo próprio autor, 2019.

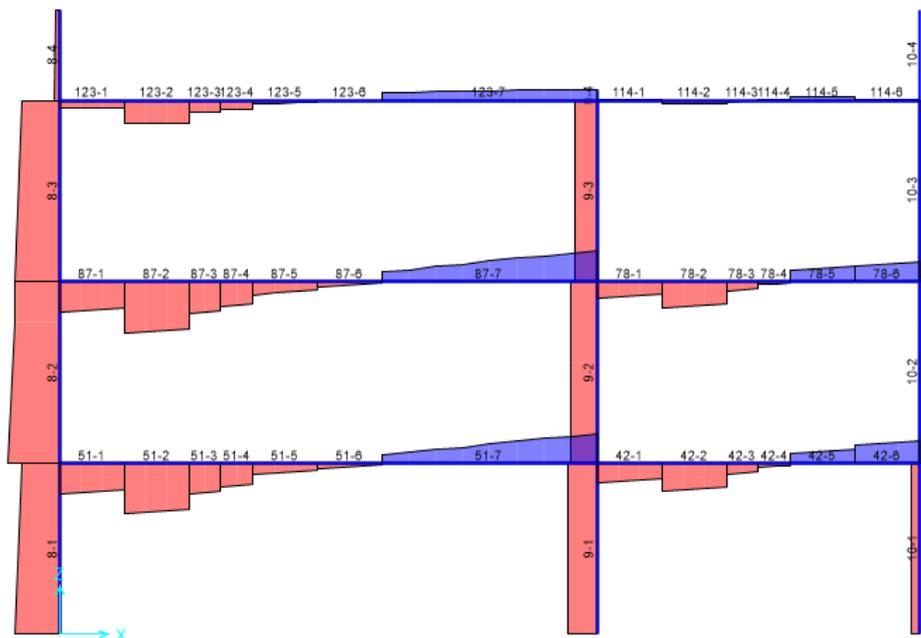
Os esforços obtidos no lançamento das cargas serão apresentados a seguir no conjunto das barras em forma de pórticos e isoladamente com os valores de esforços normais, cortantes e de momentos fletores.

Figura 8.8 – Diagrama de Esforços Normais



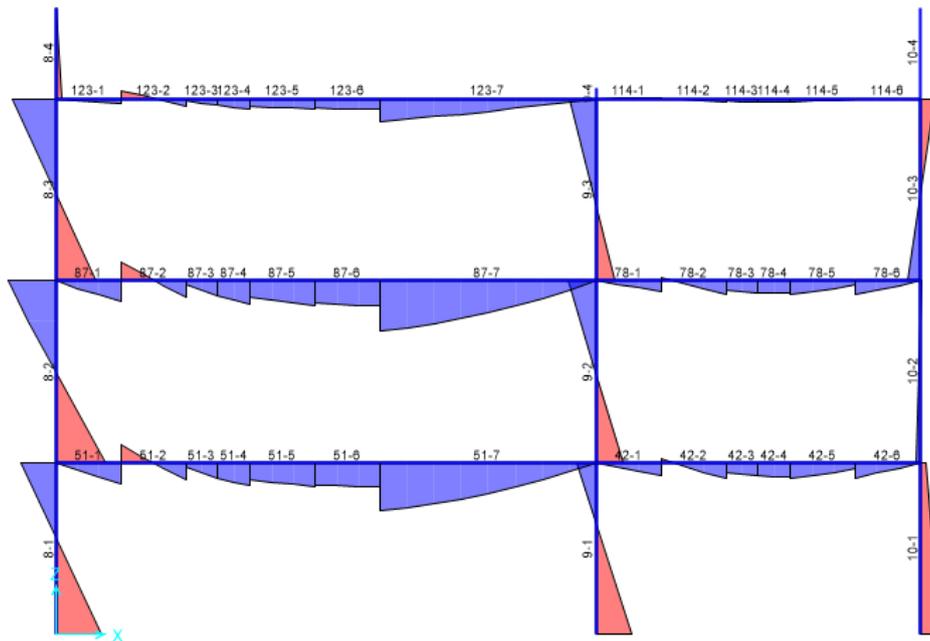
Fonte: SAP 2000, 1995.

Figura 8.9 – Diagrama de Esforços Cortantes



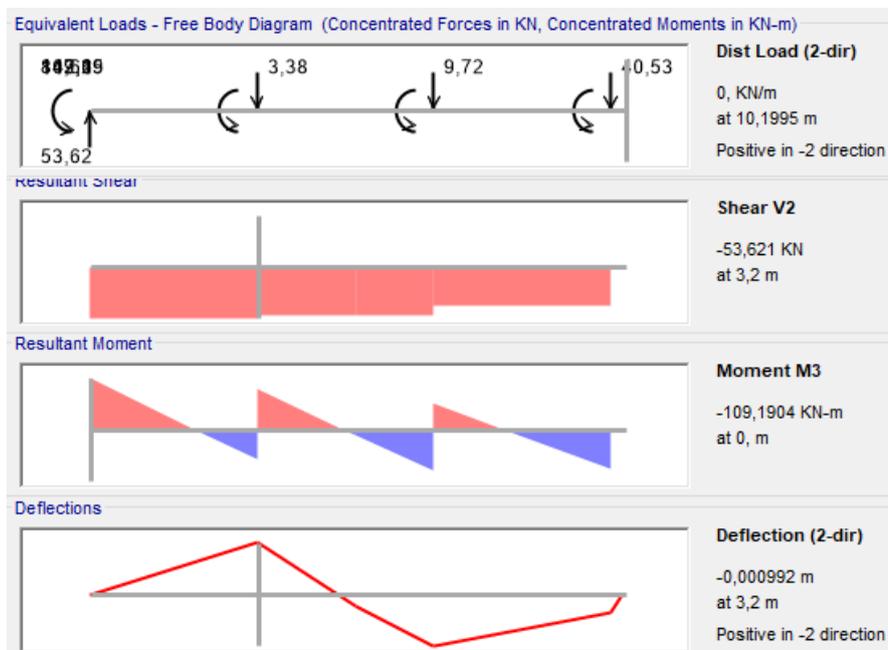
Fonte: SAP 2000, 1995.

Figura 8.10 – Diagrama de Momento Fletor



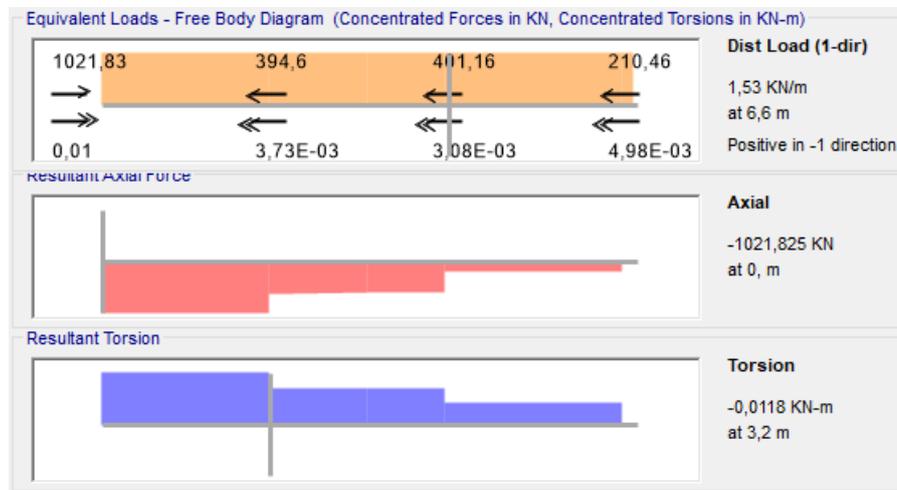
Fonte: SAP 2000, 1995.

Figura 8.2 – Resultado dos Esforços de Cortante e Momento



Fonte: SAP 2000, 1995.

Figura 8.2 – Resultado dos Esforços de Normal e Torção



Fonte: SAP 2000, 1995.

4.3 DETERMINAÇÃO DAS ENVOLTÓRIAS

4.3.1 Envoltórias para dimensionamento

- $1,25PP + 1,5SC + 0,84V0$
- $1,25PP + 1,5SC + 0,84V90$
- $1PP + 1,4V0$
- $1,25PP + 1,4V0 + 1,05SC$
- $1PP + 1,4V90$
- $1,25PP + 1,4V90 + 1,05SC$

4.3.2 Valores das cargas atuantes da estrutura

- Peso próprio dos pilares (HP310x125,0): 125,0 Kg/m
- Peso próprio das vigas (W360x79,0): 79,0 Kg/m
- Carga das paredes de tijolos cerâmicos: 1,5 KN/m²
- Sobrecarga da laje: 2 KN/m²
- Força de vento: (conforme capítulo 7)

4.4 DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS

Este capítulo apresenta os passos para desenvolvimento e realização do dimensionamento da estrutura. Serão apresentados as formulações e os resultados através dos carregamentos e esforços obtidos nos capítulos anteriores.

4.4.1 Dimensionamento da Viga 34

As vigas estão submetidas a cargas gravitacionais (PP + SC), carga de parede e cargas de vento. Como estão inclinadas em relação ao plano horizontal, as peças possuem esforços axiais (compressão) e transversais (cortante) em relação ao seu eixo principal. Portanto serão verificados, também, os esforços de flexo-compressão.

Os esforços seccionais máximos devidos aos carregamentos foram retirados das tabelas do capítulo anterior.

a) Peso Próprio + Sobrecarga + Vento 0°

$$N = -668,46 \text{ KN (compressão)}$$

$$V = 167,64 \text{ KN}$$

$$M = 162,90 \text{ KN.m} = 16290 \text{ KN.cm}$$

No pré-lançamento da estrutura adotou-se para as vigas de cobertura, o perfil laminado W360x79,0 fabricado com o aço ASTM A572Gr50 e apresentando as seguintes propriedades:

$$A = 101,2 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 9,4 \text{ mm}$$

$$t_f = 16,8 \text{ mm}$$

$$I_x = 22713 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 1283 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 14,98 \text{ cm}$$

$$Z_x = 1437 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 2416 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 236 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 4,89 \text{ cm}$$

$$Z_Y = 362 \text{ cm}^3$$

$$M = 79,4 \text{ Kg/m}$$

Onde:

Z: Módulo de resistência plástica;

W: Módulo de resistência elástica;

A = Área da seção transversal do perfil;

h = Altura do perfil;

b = Largura do perfil;

t_w = Espessura da alma do perfil;

t_r = Espessura da mesa do perfil;

I = Inércia do perfil;

r = raio de giração;

M = peso do perfil.

a) Cálculo da Compressão

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 18280,5 \text{ KN}$$

N_{ex} = (Força axial de flambagem por flexão em relação a X)

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 1944,5 \text{ KN}$$

N_{ey} = (Força axial de flambagem por flexão em relação a Y)

Q = 1 (Fator de redução associado à instabilidade local)

$$N_{pl} = A \cdot f_y = 3558,19$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q \cdot N_{pl}}{N_e}} = 1,35$$

Como $\lambda_o \leq 1,5$ então: $x = 0,658^{(\lambda_o)^2} = 0,465$

$$N_{cRd} = \frac{x \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{1,10} = 1504 \text{ KN (Resistência a compressão)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{668,46}{1504} = 0,44 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

- Cálculo da Resistência à Flexão – eixo X

$$\sigma_r = 139 \text{ KN/cm}^2 \text{ (Tensão residual)}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 50524,92 \text{ KN.cm (Momento fletor de plastificação da seção)}$$

- FLT – Flambagem Lateral com Torção

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = 102,2 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 41,98 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot I_t}}{r_y \cdot I_t \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{\beta_2 + \sqrt{\beta_2^2 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_2^2}{I_y}}} = 137,05$$

λ_r = (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$C_b = 1,00$ (Fator de modificação para o diagrama de momento fletor não-uniforme)

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \left[\beta_3 + \sqrt{\beta_3^2 + \frac{C_w}{I_y} \cdot \left(1 + 0,039 \cdot \frac{I_t \cdot L_b^2}{C_w} \right)} \right] \leq M_{pl} = 106338 \text{ KN.cm}$$

M_{cr} = (Momento fletor de flambagem elástica)

Como $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ então:

$$MR_k = C_b \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl}$$

$MR_k = 35011,2 \text{ KN.cm}$ (Momento fletor resistente característico para FLT)

- FLM – Flambagem Local da Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = 6,1 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9,06 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$K_c = \sqrt{\frac{4}{\sqrt{h/t_w}}} = 0,685$$

$$\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 22,42$$

λ_r = (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$$M_{cr} = \frac{0,69 \cdot E}{\lambda^2} \cdot W_c = 31577,12 \text{ KN.cm (Momento fletor de flambagem elástica)}$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$ então:

$MR_k = M_{pl} = 50524,92 \text{ KN.cm}$ (Momento fletor resistente característico para FLM)

- FLA – Flambagem Local da Alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 34,1 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 89,68 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 135,95$$

λ_r = (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$$M_r = 0,7 \cdot W \cdot f_y = 31577 \text{ KN.cm}$$

M_r = (Momento fletor correspondente ao início do escoamento)

Como $\lambda \leq \lambda_p$ então:

$$M_{Rk} = M_{pl} = 50524,92 \text{ KN.cm (Momento fletor resistente característico para FLA)}$$

$$M_{xRd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = 45931,74 \text{ KN.cm (Momento fletor resistente de cálculo)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{16290}{35011,2} = 0,46 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

- Cálculo da Resistência ao Cortante – eixo Y

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 34,09 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$K_v = 5,00$ (Coeficiente de flambagem local por cisalhamento)

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 26,23 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 81,23$$

λ_r = (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$A_w = 30,11$ (Área efetiva de cisalhamento)

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 635,36 \text{ KN (Força cortante correspondente à plastificação)}$$

$$\text{Como } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \text{ então: } VR_k = \lambda_p / \lambda \cdot V_{pl} / \gamma_{al} = 444,14 \text{ KN.cm}$$

$$V_{yRd} = \frac{VR_k}{1,10} = 403,8 \text{ KN.cm (Resistência ao esforço cortante em relação a Y)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{215,49}{403,8} = 0,5 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

- Equações de interação dos esforços

$$\frac{N_{tSd}}{2 \cdot N_{tRd}} + \left(\frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) < 1,0 \text{ (OK!)}$$

$$\frac{N_{cSd}}{2 \cdot N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) < 1,0 \text{ (OK!)}$$

4.4.3 Dimensionamento do Pilar 09

Os pilares principais, de acordo com os projetos ilustrados nos capítulos anteriores, são aqueles responsáveis pela sustentação de toda a estrutura da cobertura. Os pilares estão submetidos a cargas gravitacionais e cargas de vento simultaneamente. Portanto estão sofrendo flexo-compressão.

Os esforços seccionais máximos devidos aos carregamentos foram retirados das tabelas do capítulo anterior.

a) Peso Próprio + Sobrecarga + Vento 0°

$$N = 1021,82 \text{ KN (compressão)}$$

$$V = 53,62 \text{ KN}$$

$$M = -109,19 \text{ KN.m} = -10919 \text{ KN.cm}$$

No pré-lançamento da estrutura adotou-se para as vigas de cobertura, o perfil laminado HP310x125,0 fabricado com o aço ASTM A572Gr50 e apresentando as seguintes propriedades:

$$A = 159,0 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 17,4 \text{ mm}$$

$$t_f = 17,4 \text{ mm}$$

$$I_X = 27076 \text{ cm}^4$$

$$W_X = 1736 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 13,05 \text{ cm}$$

$$Z_X = 1963 \text{ cm}^3$$

$$I_Y = 8823 \text{ cm}^4$$

$$W_Y = 566 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 7,45 \text{ cm}$$

$$Z_Y = 871 \text{ cm}^3$$

$$M = 159,0 \text{ Kg/m}$$

Onde:

Z: Módulo de resistência plástica;

W: Módulo de resistência elástica;

A = Área da seção transversal do perfil;

h = Altura do perfil;

b = Largura do perfil;

t_w = Espessura da alma do perfil;

t_f = Espessura da mesa do perfil;

I = Inércia do perfil;

r = raio de giração;

M = peso do perfil.

b) Cálculo da Compressão

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 83130,0 \text{ KN}$$

N_{ex} = (Força axial de flambagem por flexão em relação a X)

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 27088,8 \text{ KN}$$

N_{ey} = (Força axial de flambagem por flexão em relação a Y)

$Q = 1$ (Fator de redução associado à instabilidade local)

$$N_{pl} = A \cdot f_y = 5590,44$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot N_{pl}}{N_e}} = 0,45$$

Como $\lambda_0 \leq 1,5$ então: $\chi = 0,658^{(\lambda_0)^2} = 0,917$

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{1,10} = 4662,0 \text{ KN (Resistência a compressão)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{1021,82}{4662,0} = 0,22 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

- Cálculo da Resistência à Flexão – eixo X

$\sigma_r = 139 \text{ KN/cm}^2$ (Tensão residual)

$M_{pl} = Z \cdot f_y = 69019,08 \text{ KN.cm}$ (Momento fletor de plastificação da seção)

- FLT – Flambagem Lateral com Torção

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = 43,0 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 41,98 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot I_t}}{r_y \cdot I_t \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{\beta_2 + \sqrt{\beta_2^2 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_2^2}{I_y}}} = 166,83$$

λ_r = (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$C_b = 1,00$ (Fator de modificação para o diagrama de momento fletor não-uniforme)

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L b^2} \cdot \left[\beta_3 + \sqrt{\beta_3^2 + \frac{C_w}{I_y} \cdot \left(1 + 0,039 \cdot \frac{I_t \cdot L b^2}{C_w} \right)} \right] \leq M_{pl} = 327723 \text{ KN.cm}$$

M_{cr} = (Momento fletor de flambagem elástica)

Como $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ então:

$$M_{Rk} = C_b \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl}$$

$M_{Rk} = 62557,6 \text{ KN.cm}$ (Momento fletor resistente característico para FLT)

- FLM – Flambagem Local da Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = 9 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9,06 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$K_c = \sqrt{\frac{4}{\sqrt{h/t_w}}} = 1,002$$

$$\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 27,11$$

λ_r = (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$$M_{cr} = \frac{0,69 \cdot E}{\lambda^2} \cdot W_c = 42726 \text{ KN.cm (Momento fletor de flambagem elástica)}$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$ então:

$$M_{Rk} = M_{pl} = 69019,08 \text{ KN.cm (Momento fletor resistente característico para FLM)}$$

- FLA – Flambagem Local da Alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 15,9 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 89,68 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 135,95$$

λ_r = (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$$M_r = 0,7 \cdot W \cdot f_y = 42726 \text{ KN.cm}$$

M_r = (Momento fletor correspondente ao início do escoamento)

Como $\lambda \leq \lambda_p$ então:

$$M_{Rk} = M_{pl} = 69019,08 \text{ KN.cm (Momento fletor resistente característico para FLA)}$$

$$M_{xRd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = 62745,0 \text{ KN.cm (Momento fletor resistente de cálculo)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{10919}{62557,6} = 0,17 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

- Cálculo da Resistência ao Cortante – eixo Y

$$\lambda = \frac{h}{tw} = 15,93 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$K_v = 5,00$ (Coeficiente de flambagem local por cisalhamento)

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 26,23 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 81,23$$

λ_r = (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$A_w = 48,23$ (Área efetiva de cisalhamento)

$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 1017,51$ KN (Força cortante correspondente à plastificação)

Como $\lambda \leq \lambda_p$ então: $V_{Rk} = V_{pl}$

$$V_{yRd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = 925,0 \text{ KN.cm (Resistência ao esforço cortante em relação a Y)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{53,62}{925,0} = 0,05 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

- Equações de interação dos esforços

$$\frac{N_t S_d}{2 \cdot N_t R_d} + \left(\frac{M_x S_d}{M_x R_d} + \frac{M_y S_d}{M_y R_d} \right) < 1,0 \text{ (OK!)}$$

$$\frac{N_c S_d}{2 \cdot N_c R_d} + \left(\frac{M_x S_d}{M_x R_d} + \frac{M_y S_d}{M_y R_d} \right) < 1,0 \text{ (OK!)}$$

5 CONCLUSÃO

A estrutura metálica como uma área da engenharia está se tornando cada vez mais uma opção construtiva. A arquitetura está com o passar do tempo ganhando uma maior liberdade em suas criações, chegando a formas jamais imaginadas a algum tempo atrás. Pode se dizer que o emprego do aço nas construções está provocando uma revolução na forma de pensar dos arquitetos, devido a essa liberdade de criação.

A estrutura metálica é uma excelente opção para vencer grandes vãos, sem contar no tempo de execução que é consideravelmente inferior a outros métodos construtivos convencionais, e para qualquer empresa tempo é dinheiro. Para a concepção das peças estruturais que irão constituir um prédio metálico é necessário analisar as características de cada projeto. Quando ao tipo de perfil, podemos destacar os perfis laminados, que possuem uma maior resistência devido ao tratamento com temperaturas elevadas.

A utilização de perfis de alma cheia é mais utilizada em grandes obras, devido a necessidade de peças com grandes dimensões geométricas, em uma mesma hipótese em que perfis de chapa dobrada não conseguem alcançar tamanha resistência.

A metodologia de cálculo de perfis adotados neste projeto, visam garantir a segurança de construção. Ela procura aliviar qualquer tipo de incerteza que possa ocorrer no processo de cálculo, seja por deficiência no material, concepção da obra ou incertezas de carregamentos.

Portanto, apesar do dimensionamento simplificado dos piores esforços não abrangerem todo o dimensionamento da estrutura desse prédio, esse trabalho expõem um dimensionamento detalhado de vigas e pilares metálicos de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), mostrando assim, através de seus resultados as inúmeras vantagens de se utilizar esse modelo construtivo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 8800: Projeto e execução de estruturas de aço de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 6120. Cargas para o cálculo de estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

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

BELLEI, Ildony H.; PINHO, Fernando O.; PINHO, Mauro O. Edifício de múltiplos andares em aço. São Paulo: PINI, 2008.

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA. Galpões para Usos Gerais/Instituto Brasileiro de Siderurgia. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2004.

ISOESTE. Standard TP40 . Disponível em: <<http://www.isoeste.com.br/novo/?pg=Produtos&linha=6&produto=8>>. Acesso em 15 set. 2013.

MORAES, Antônio B. Lima. Edifícios industriais de aço. São Paulo: USP, 1988.

PERFINASA. Perfis Estruturais. Disponível em: <<http://www.perfinasa.com.br/produtos-e-servicos/perfis-estruturais/>>. Acesso em 15 set. 2013.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michele. Estruturas de Aço. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

BIBLIOGRAFIA

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

_____ – NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

_____ – NBR 8800: Projeto e execução de estruturas de aço de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

_____ – NBR 6120. Cargas para o cálculo de estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

BELLEI, Ildony H.; PINHO, Fernando O.; PINHO, Mauro O. Edifício de múltiplos andares em aço. São Paulo: PINI, 2008.

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA. Galpões para Usos Gerais/Instituto Brasileiro de Siderurgia. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2004.

ISOESTE. Standard TP40 . Disponível em: <<http://www.isoeste.com.br/novo/?pg=Produtos&linha=6&produto=8>>. Acesso em 15 set. 2013.

MORAES, Antônio B. Lima. Edifícios industriais de aço. São Paulo: USP, 1988.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michele. Estruturas de Aço. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

ANEXOS

ANEXO 1 – Determinação das cargas de vento.

ANEXO 1

Relatório

Observação: Os resultados aqui expostos devem ser avaliados por um profissional com experiência

VisualVentos <http://www.ertools.upf.br>

Este software está registrado no INPI No. 00062090

Dados Geométricos

$$b = 16,00 \text{ m}$$

$$a = 20,00 \text{ m}$$

$$b1 = 2 * h$$

$$b1 = 2 * 13,30$$

$$b1 = 26,60\text{m}$$

ou

$$b1 = b/2$$

$$b1 = 16,00/2$$

$$b1 = 8,00\text{m}$$

Adota-se o menor valor, portanto

$$b1 = 8,00 \text{ m}$$

$$a1 = b/3$$

$$a1 = 16,00/3$$

$$a1 = 5,33\text{m}$$

ou

$$a1 = a/4$$

$$a1 = 20,00/4$$

$$a1 = 5,00\text{m}$$

Adota-se o maior valor, porém $a1 \leq 2 * h$

$$2 * 13,30 = 26,60 \text{ m}$$

Portanto

$$a1 = 5,33 \text{ m}$$

$$a2 = (a/2) - a1$$

$$a2 = (20,00/2) - 5,33$$

$$a2 = 4,67 \text{ m}$$

$$h = 13,30 \text{ m}$$

$$h1 = 0,01 \text{ m}$$

$$\beta = 0,10^\circ$$

$$d = 6,00 \text{ m}$$

Área das aberturas

Fixas

$$\text{Face A1} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face A2} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face A3} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face B1} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face B2} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face B3} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face C1} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face C2} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face D1} = 0,00 \text{ m}^2$$

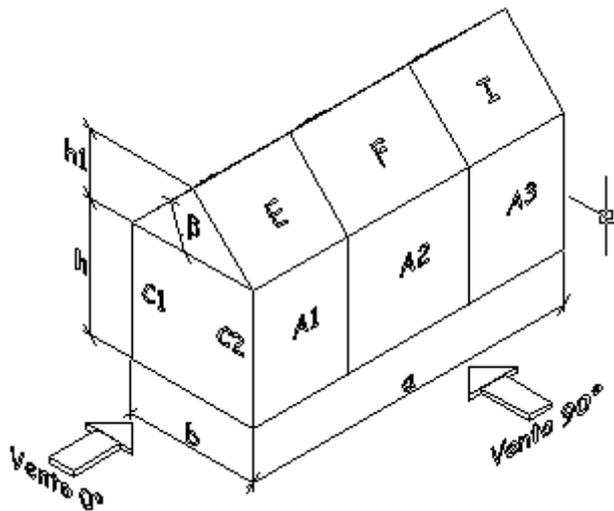
$$\text{Face D2} = 0,00 \text{ m}^2$$

Movéis

$$\text{Face A1} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face A2} = 0,00 \text{ m}^2$$

Face A3 = 0,00 m²
 Face B1 = 0,00 m²
 Face B2 = 0,00 m²
 Face B3 = 0,00 m²
 Face C1 = 0,00 m²
 Face C2 = 0,00 m²
 Face D1 = 0,00 m²
 Face D2 = 0,00 m²



Velocidade básica do vento

$V_0 = 33,00 \text{ m/s}$

Fator Topográfico (S1)

Terreno plano ou fracamente acidentado

$S_1 = 1,00$

Fator de Rugosidade (S2)

Categoria III

Classe A

Parâmetros retirados da Tabela 2 da NBR6123/88 que relaciona Categoria e Classe

$b = 0,94$

$Fr = 1,00$

$p = 0,10$

$S_2 = b * Fr * (z/10)^{exp p}$

$S_2 = 0,94 * 1,00 * (13,31/10)^{exp 0,10}$

$S_2 = 0,97$

Fator Estático (S3)

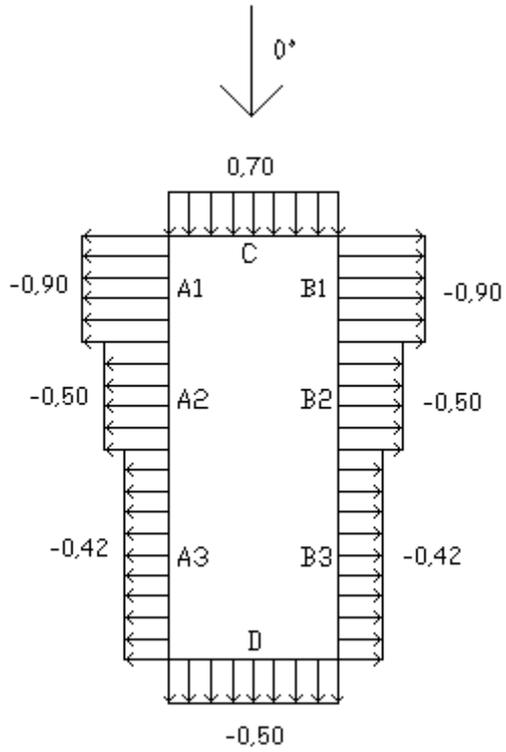
Grupo 1

$S_3 = 1,00$

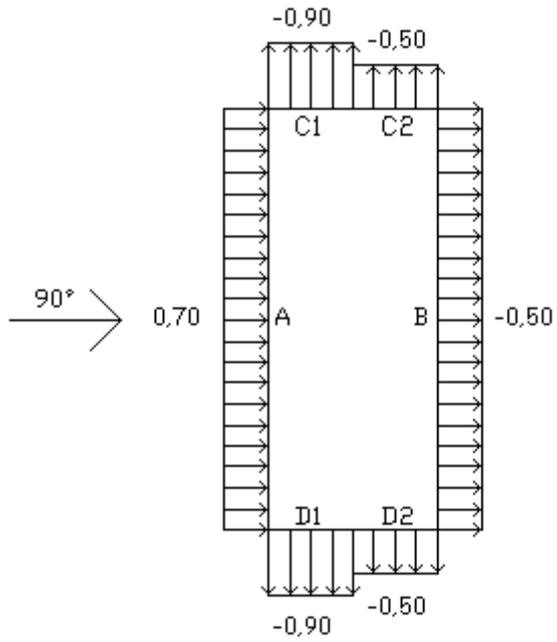
Coeficiente de pressão externa

Paredes

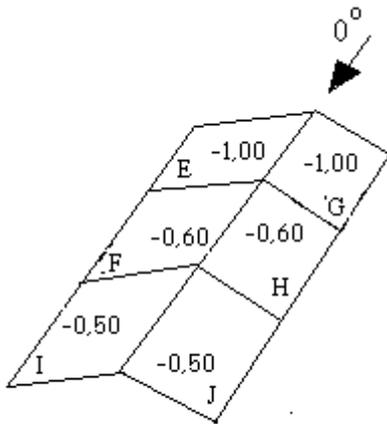
Vento 0°



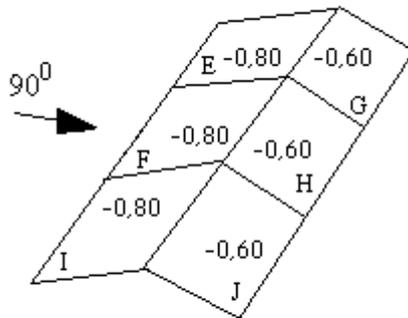
Vento 90°



Telhado
Vento 0°



Vento 90°



Cpe médio = -1,10

Coeficiente de pressão interno

Cpi 1 = 0,20

Cpi 2 = -0,30

Velocidade Característica de Vento

$$V_k = V_o * S_1 * S_2 * S_3$$

$$V_k = 33,00 * 1,00 * 0,97 * 1,00$$

$$V_k = 31,92 \text{ m/s}$$

Pressão Dinâmica

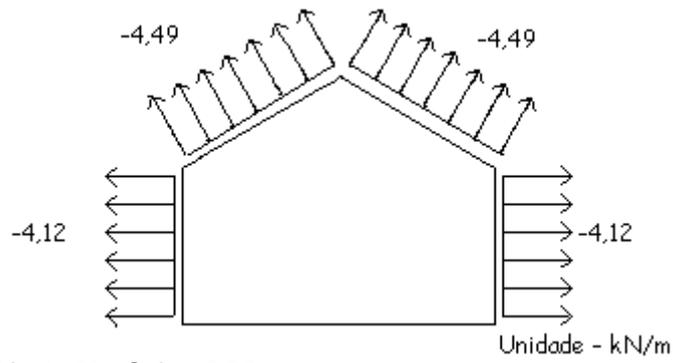
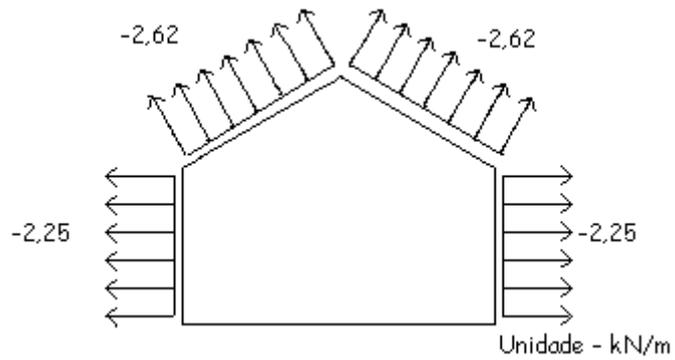
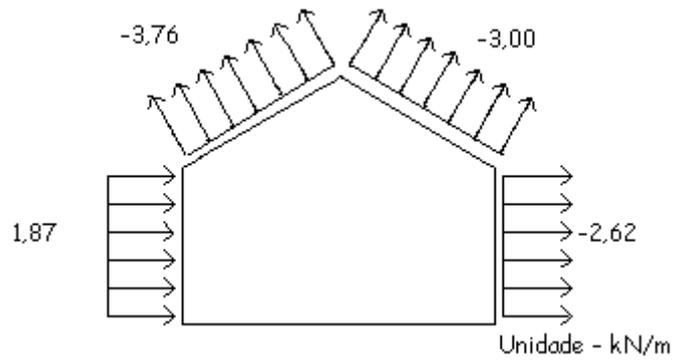
$$q = 0,613 * V_k^2$$

$$q = 0,613 * 31,92^2$$

$$q = 0,62 \text{ kN/m}^2$$

Esforços Resultantes

Vento 0° - Cpi = 0,20

Vento 0° - Cpi = -0,30Vento 90° - Cpi = 0,20Vento 90° - Cpi = -0,30