

UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

ANDRESSA MARTINS STORTE
PATRÍCIA BARBOSA SOARES

**CÁLCULO ESTRUTURAL E PROJETO
DE UM GALPÃO METÁLICO**

UBERLÂNDIA

2018

ANDRESSA MARTINS STORTE
PATRÍCIA BARBOSA SOARES

**CÁLCULO ESTRUTURAL E PROJETO
DE UM GALPÃO METÁLICO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Mecânica da Universidade Federal de Uberlândia como requisito à obtenção do título de bacharelado de Engenheiro Mecânico.

Professor orientador: Hércio Cândido de Queiroz

UBERLÂNDIA

2018

DEDICATORIA

Aos nossos pais, por terem nos
concedido todas as
oportunidades e condições para
nossa formação.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos, primeiramente, aos nossos pais, por toda força e sacrifícios feitos para que nós pudéssemos estar aqui. Sem vocês nada disso seria possível, então o nosso grande carinho e gratidão por todos esses anos de incentivo e apoio imensuráveis.

Aos nossos amigos da 88^a turma de Engenharia Mecânica, os quais nos acompanharam durante todo o curso, apoiando, ajudando e auxiliando em todas as etapas dessa graduação.

Ao Professor Hercio, sinceros agradecimentos por todo o apoio, suporte, orientação e conselhos não só na elaboração deste trabalho, mas sim em toda nossa jornada na Faculdade de Engenharia Mecânica.

RESUMO

Este trabalho apresenta o projeto de um galpão, localizado em setor industrial na cidade de Uberlândia. É exposta a concepção do mesmo, bem como seu propósito e a maneira como foi desenvolvido. O dimensionamento da estrutura é feito com base tanto nas cargas usuais quanto acidentais que a mesma deve vir a suportar, de modo que sua integridade não seja afetada.

Lista de Figuras

- Figura 1 - Diagrama de corpo livre em uma viga
- Figura 2 - Apoios móvel, fixo e engaste respectivamente
- Figura 3 - Exemplo de flexão em uma viga
- Figura 4 - Cisalhamento de uma estrutura
- Figura 5 - Forças normal de tração e compressão
- Figura 6 - Exemplo de torção
- Figura 7- Diagrama tensão-deformação convencional para um material dúctil
- Figura 8 - Diagrama tensão-deformação para material frágil
- Figura 9 - Efeitos da concentração de carbono no aço
- Figura 10 - Comprimento de flambagem para diferentes tipos de apoio
- Figura 11 - Resultados obtidos experimentalmente x curva de Euler (ideal)
- Figura 12 - Classificação de soldas quanto à posição
- Figura 13 - Fundação profunda com estacas metálicas
- Figura 14 - Fundação superficial com sapata
- Figura 15 - Sapata isolada
- Figura 16 – Sapata corrida
- Figura 17 – Sapata associada
- Figura 18 – Sapata com viga de equilíbrio
- Figura 19 – Chumbadores
- Figura 20 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)
- Figura 21 - Vista superior do galpão
- Figura 22 - Vigas longitudinais ao longo da estrutura
- Figura 23 - Detalhamento da localização das terças
- Figura 23 - Detalhamento da localização das terças
- Figura 24 –Detalhe 1: Detalhamento da conexão da terça com a treliça
- Figura 25 – Suporte de fixação da terça
- Figura 26 - Contraventamento e correntes
- Figura 27–Detalhe 2: conexão entre o banzo e o contraventamento
- Figura 28 - Determinação área de influência da carga
- Figura 29 - Distribuição de carga no caso de carga permanente + sobrecarga
- Figura 30 - Cargas e reações
- Figura 31 – Diagrama de corpo livre do nó 1

- Figura 32 - Distribuição de cargas no cenário carga acidental + sobrecarga
- Figura 33 - Cargas e reações
- Figura 34 - Partes de uma treliça
- Figura 35 - Momento fletor composto
- Figura 36 - Perfil C
- Figura 37 - Momentos fletores provocados pela carga permanente e acidental respectivamente
- Figura 38 - Cantoneiras formando perfil T
- Figura 39 - Chapa de união entre as cantoneiras
- Figura 40 - Chapa de união do banzo superior
- Figura 41 - Chapa de união do banzo inferior
- Figura 42 - Pilar com seção I
- Figura 43 - Detalhamento da composição do pilar
- Figura 44 - Carregamento para condição de carga permanente+sobrecarga
- Figura 45 – Carregamento para condição de carga permanente+acidental
- Figura 46 - Forças atuando no pilar
- Figura 47 - Esforço atuando sobre o pilar
- Figura 48 - Contraventamento no pilar
- Figura 49 - Detalhamento do contraventamento
- Figura 50 - Fundação escolhida para o projeto
- Figura 51 - Chumbador do tipo anzol

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Categorias de terreno de acordo com norma NBR 6123

Tabela 2 - Classes de terreno de acordo com norma NBR 6123

Tabela 3 - Determinação do fator S2

Tabela 4 - Valores mínimos do fator estatístico S3

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

Tabela 6- Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular

Tabela 7 - Esforços no banzo superior

Tabela 8 - Esforços na diagonal

Tabela 9 - Esforços no montante

Tabela 10 - Esforços no banzo inferior

Tabela 11 - Relação de cantoneiras selecionadas para a cobertura

Sumário

1.	INTRODUÇÃO	8
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	9
2.1	EQUILIBRIO E ANÁLISE DE FORÇAS	9
2.2	ESFORÇOS SOLICITANTES.....	10
2.3	PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS.....	12
2.4	AÇO E SEU COMPORTAMENTO	14
2.5	FLAMBAGEM	16
2.6	SOLDAGEM.....	18
2.6.1	PROCESSOS DE SOLDAGEM.....	19
2.6.2	CLASSIFICAÇÃO E TIPOS DE SOLDA	20
2.7	ELEMENTO DE APOIO E CHUMBADOR.....	20
2.7.1	SAPATAS	22
2.7.2	CHUMBADORES.....	24
3.	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	25
3.1	TIPOS DE CARGA.....	25
4.	DADOS DO PROJETO.....	35
4.1	Dimensionamento da cobertura	35
4.1.1	CÁLCULO DA CARGA PERMANENTE E SOBRECARGA.....	39
4.1.2	CÁLCULO DA CARGA ACIDENTAL	42
4.1.3	DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS DA COBERTURA	46
4.1.4	DIMENSIONAMENTO DA COBERTURA	49
4.1.4.2	DIMENSIONAMENTO SOLDA.....	54
4.2	DIMENSIONAMENTO PILAR	55
4.2.1	DIMENSIONAMENTO DA TERÇA.....	57
4.2.2	DIMENSIONAMENTO DO PILAR	59
4.2.3	DIMENSIONAMENTO DO ELEMENTO DE APOIO E DO CHUMBADOR.....	62
5.	CONCLUSÃO	65
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	66

1. INTRODUÇÃO

Os galpões são comumente utilizados para armazenagem de objetos, sejam eles produtos acabados ou apenas matéria-prima, de acordo com a necessidade da empresa. Geralmente são alugados e seu uso é de grande vantagem, já que permitem expansão e flexibilização das operações, além de se localizarem próximos aos grandes centros industriais. Podem ser construídos de diferentes maneiras, podendo ser feitos de madeira, concreto, metal, alvenaria, dentre outros.

Neste trabalho é exposto o dimensionamento de um galpão composto por estruturas metálicas, construído para fins comerciais/industriais. As estruturas metálicas são amplamente utilizadas em países desenvolvidos e subdesenvolvidos, pois possuem menor custo, menor tempo de execução e viabilizam construções fáceis e rápidas. Apresentam também montagem simples, com possibilidade de construção de espaços grandes para armazenamento e obras de infraestruturas como aeroportos e estações de metrô.

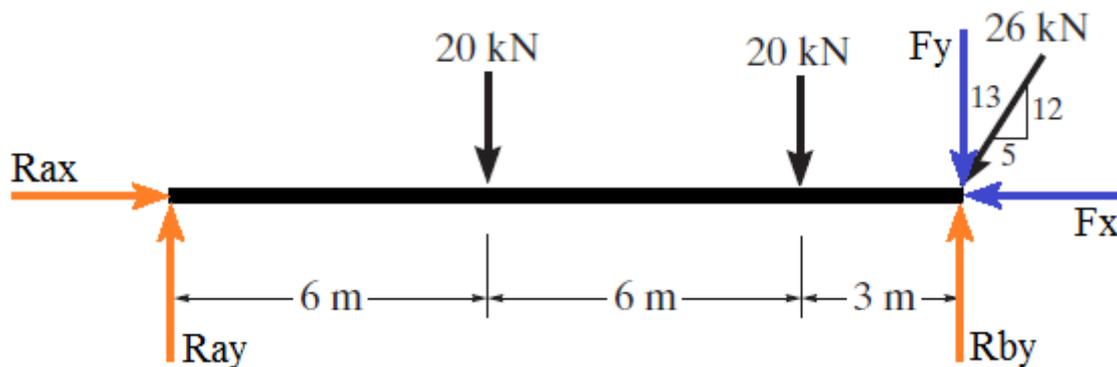
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 EQUILÍBRIO E ANÁLISE DE FORÇAS

Ao se projetar um membro estrutural, é primordial a análise das forças que atuam no mesmo. Para que um corpo permaneça em equilíbrio existem duas condições: o somatório das forças deve ser nulo para não haja translação e o somatório dos momentos deve ser zero para que não haja rotação.

Se tratando de um corpo, a partir das forças externas é possível determinar as reações, sejam elas de apoio ou por contato entre os corpos. O diagrama de corpo livre é uma ferramenta um tanto quanto útil para esse estudo. Nele são especificados todos os esforços e é feita a decomposição dos mesmos de acordo com o eixo de coordenadas adotado.

Figura 1 - Diagrama de corpo livre em uma viga

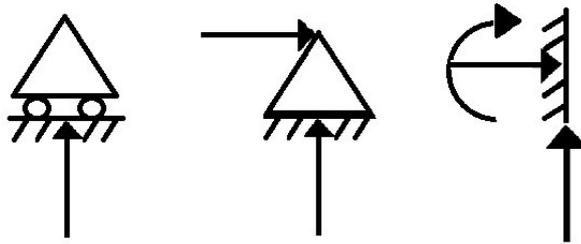


Fonte: <https://engenheiraco.blogspot.com/2016/03/estaticadasestruturas.html> (2016)

Para cada tipo de apoio presente, são determinadas as forças de apoio. Se for uma articulação móvel, o movimento na direção perpendicular à reta da vinculação fica impedido, ou seja, há apenas um esforço de reação. Já na fixa, o impedimento vale para todas as direções, sendo as reações tanto na vertical quanto horizontal.

No caso do engaste, ficam impossibilitados tanto o movimento de translação quanto de rotação, provocando geração de duas forças de apoio (vertical e horizontal) e um momento. Na figura abaixo é mostrado cada um deles:

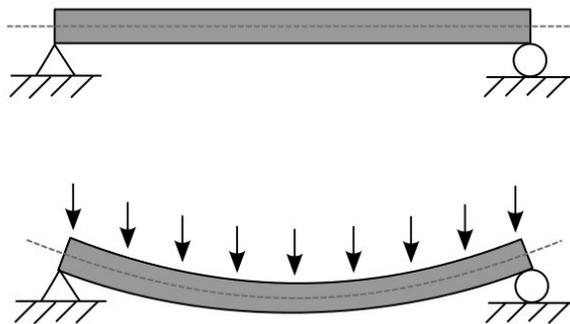
Figura 16 - Apoios móvel, fixo e engaste respectivamente



2.2 ESFORÇOS SOLICITANTES

Momento fletor: solicitação que provoca curvatura das seções. Por convenção, considera-se que quando a parte inferior da peça fletida é tracionada e a parte superior comprimida, este possui valor positivo. Caso contrário, é negativo.

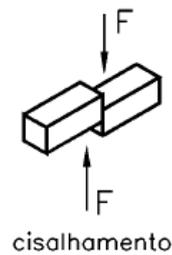
Figura 3 - Exemplo de flexão em uma viga



Fonte: <https://pt.wikipedia.org/wiki/Viga> (2018)

Força cortante: está diretamente relacionado ao momento fletor, visto que é caracterizado por atuar transversalmente ao eixo da peça, cisalhando-a. Quando provoca rotação de sentido horário, é adotado o sinal positivo. Já para sentido anti-horário, toma-se o sinal negativo.

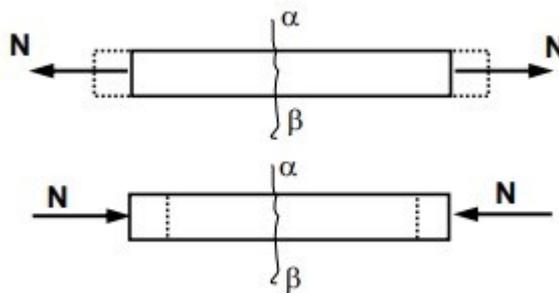
Figura 4 - Cisalhamento de uma estrutura



Fonte: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAA3ToAD/ensaio-cisalhamento> (2015)

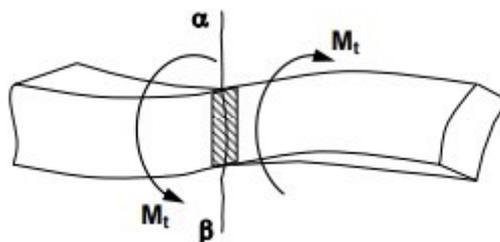
Força normal: Como o próprio nome indica, é um esforço ortogonal à seção. Se for de tração, tem valor positivo. Por outro lado, quando de compressão possui valor negativo.

Figura 5 - Forças normal de tração e compressão



Momento torçor: Se caracteriza por fazer parte do corpo girar em relação ao seu eixo. Esse giro provoca deformação que é definida pelo ângulo de torção.

Figura 6 - Exemplo de torção



2.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

Uma das propriedades mais importantes de um material é a sua capacidade de suportar o carregamento sobre ele aplicado. Para se quantificar esse parâmetro normalmente são realizados ensaios de tração ou compressão, a partir dos quais se obtém os limites de carga que antecedem a ruptura do corpo.

Fazendo uso dos dados registrados são determinadas a tensão nominal e deformação nominal. A primeira é calculada pela razão entre a carga aplicada e a área original da seção transversal do corpo de prova:

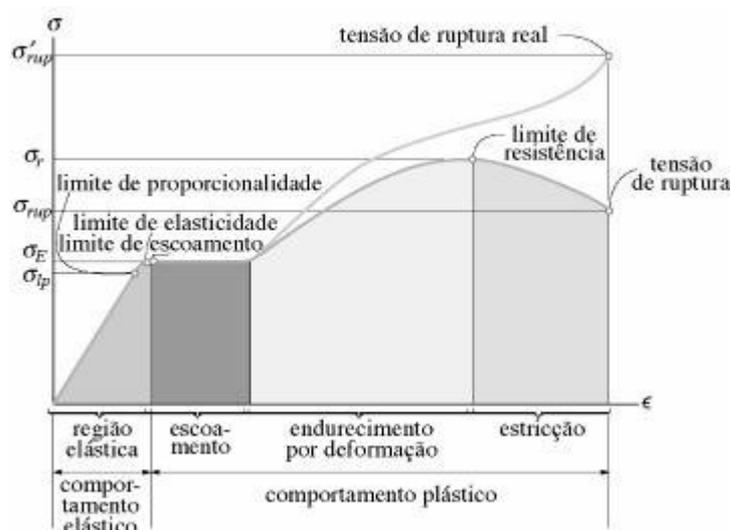
$$\sigma = \frac{P}{A_0}$$

Já para calcular a segunda, basta dividir a variação do comprimento do corpo de prova pelo comprimento de referência original do mesmo:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L_0}$$

De posse dos números encontrados nesses testes, é possível demonstrar o comportamento do material de forma gráfica, tal como num diagrama tensão-deformação. Através da curva obtida pode-se de certa forma prever como o mesmo vai se comportar conforme a intensidade do esforço colocado sobre ele.

Figura 7 - Diagrama tensão-deformação convencional para um material dúctil



Fonte: <http://www.engbrasil.eng.br/pp/res/aula4.pdf> (2018)

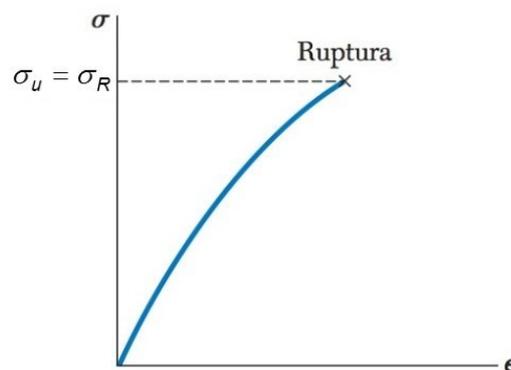
Analisando a imagem anterior, observa-se que na região elástica a tensão é proporcional à deformação sofrida pelo corpo. Nessa fase ele ainda pode voltar à sua forma original. Porém, ao ultrapassar o limite de elasticidade e iniciar a fase de escoamento, a mudança assume caráter permanente (deformação plástica).

Nessa segunda etapa ainda ocorre alongamento, mesmo com esforço constante. No estágio de endurecimento por deformação, aplica-se uma força adicional que, além de fazer o corpo se alongar, também provoca redução da área de seção transversal do mesmo. Finalmente, na estricção essa diminuição continua até a ruptura do material.

Dois pontos são fundamentais nesse gráfico. O primeiro deles é o limite do escoamento, que define o ponto a partir do qual a deformação torna-se irreparável. O segundo é o limite de resistência à tração, que corresponde à carga máxima do ensaio realizado e é a tensão máxima à qual o material consegue resistir.

Os materiais dúcteis absorvem grande energia de impacto e, por essa razão, conseguem ter grande deformação até atingirem o ponto de ruptura. Os frágeis por outro lado apresentam pouco ou nenhum escoamento antes de falha. Por essa característica, eles não possuem uma tensão de ruptura bem definida, possuindo assim uma tensão de ruptura média.

Figura 8 - Diagrama tensão-deformação para material frágil



Fonte: <https://slideplayer.com.br/slide/363922/> (2018)

Outro conceito que é pertinente abordar é a tenacidade, que é a capacidade de um corpo de absorver energia, seja na fase elástica ou plástica, até o momento em que ele se romper. Seu valor pode ser determinado graficamente, já que representa a área sob a curva tensão-deformação até o ponto de ruptura.

Lei de Hooke

Como dito anteriormente, num diagrama tensão-deformação de um material dúctil, na região elástica a tensão aplicada possui relação de proporcionalidade com a deformação sofrida pelo corpo de prova. Esse fato foi descrito matematicamente por Robert Hooke através da fórmula:

$$\sigma = E\varepsilon$$

Onde:

E: módulo de elasticidade ou módulo de Young (GPa)

Para o aço é considerada a seguinte faixa de valores: $200000 \leq E \leq 210000$ (MPa).

Substituindo as equações de cálculo de tensão em deformação na Lei de Hooke, é possível obter a relação:

$$\delta = \frac{P \cdot L}{E \cdot A}$$

Com base nela pode-se inferir que o alongamento de um corpo dependerá do material do qual ele é feito (módulo de elasticidade) e de sua área. O produto desses dois fatores é denominado rigidez. Quanto maior for seu valor, menor será a variação de forma verificada, ou seja, são grandezas inversamente proporcionais.

2.4 AÇO E SEU COMPORTAMENTO

Aço é uma liga formada basicamente por ferro e carbono, sendo que este último componente tem concentração variável entre 0,008% até 2,11%. Possui ainda elementos residuais, os quais, se estiverem com teor acima do normal, influenciam de forma considerável as propriedades mecânicas do material (aços-liga).

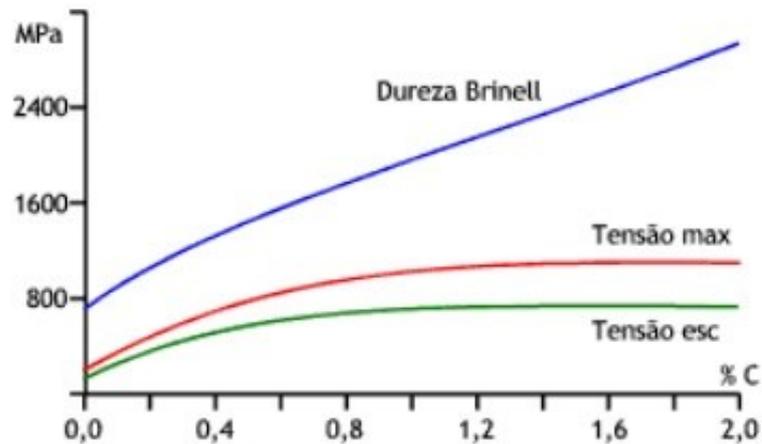
O aço pode ser classificado de acordo com o teor de carbono. De acordo com Vicente Chiaverini, a classificação mais comum é:

- Aços doces: com carbono entre 0,15% e 0,25%;
- Aços meio-duros: com carbono entre 0,25 e 0,50%;
- Aços duros: com carbono entre 0,50 e 1,4%.

A quantidade presente deste elemento possui caráter determinante no comportamento do aço. Quanto maior for, melhores serão a dureza, limites de

escoamento e de resistência à tração. Por outro lado, piores serão sua ductilidade e tenacidade, ou seja, menor é a sua capacidade de absorver impactos.

Figura 917 - Efeitos da concentração de carbono no aço



Fonte: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAgaN0AG/ferros-acos-10> (2018)

Dependendo da aplicação a que se destina, o aço deve ser submetido ainda a tratamentos térmicos, tais como recozimento ou normalização. Já a introdução de elementos de liga permite melhorar diversos aspectos, tais como: aumentar dureza e resistência mecânica, diminuir peso, conferir resistência à corrosão, elevar a resistência ao calor e ao desgaste, dentre outros.

Por aliar baixo custo com fácil manejo e disponibilidade, o aço é amplamente utilizado na indústria. No que diz respeito à engenharia estrutural, é aplicado tanto em elementos fixos (pontes, edifícios) como móveis (carros, navios, aviões).

Para servir a este propósito, uma das características primordiais que ele deve apresentar é boa ductilidade. São também requeridas homogeneidade, soldabilidade e resistência razoável à corrosão. De modo a melhorar as condições de projeto, podem também sofrer adição de componentes, passando a receber o nome de aço de alta resistência e baixo teor em liga.

No que diz respeito à construção civil, o interesse maior recai sobre os aços de média e alta resistência, já que possuem melhores tenacidade e tensão de escoamento. Por outro lado é fundamental que também se leve em conta fatores como: localização da obra, disponibilidade do material, condições climáticas no local e os custos envolvidos.

2.5 FLAMBAGEM

Quando um membro estrutural é submetido à esforços compressivos, é possível que o mesmo perca sua estabilidade e saia do estado de equilíbrio. Essa situação é mais provável de acontecer se a estrutura em análise for esbelta e comprida. Nesse caso ocorre o fenômeno da flambagem, o qual provoca uma deflexão do elemento.

Por esse motivo, é fundamental que se verifique a capacidade da estrutura de suportar a carga aplicada sem defletir. Se necessário, é recomendado que se façam alterações no projeto de modo a mesma não flambe (colocar articulações, contraventamentos, escorar colunas, dentre outros).

Este tema foi estudado pelo matemático Euler, que analisou o equilíbrio de uma coluna comprimida. Em seu estudo ele considerou que a mesma é perfeita geometricamente, não possuindo, portanto, tensões residuais. Além disso, o material se comporta de forma elástico linear e a carga está perfeitamente centrada.

Através de suas observações e considerações, ele conseguiu encontrar uma expressão para se quantificar a carga a partir da qual são percebidos deslocamentos laterais. Ela foi denominada carga crítica e determina a iminência do momento da flambagem. Seu valor é dado pela expressão:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L_e^2}$$

Onde:

P_{cr} – carga axial máxima, a qual se excedida, é sucedida por flambagem;

E – módulo de elasticidade do material;

I – menor momento de inércia da área da seção transversal;

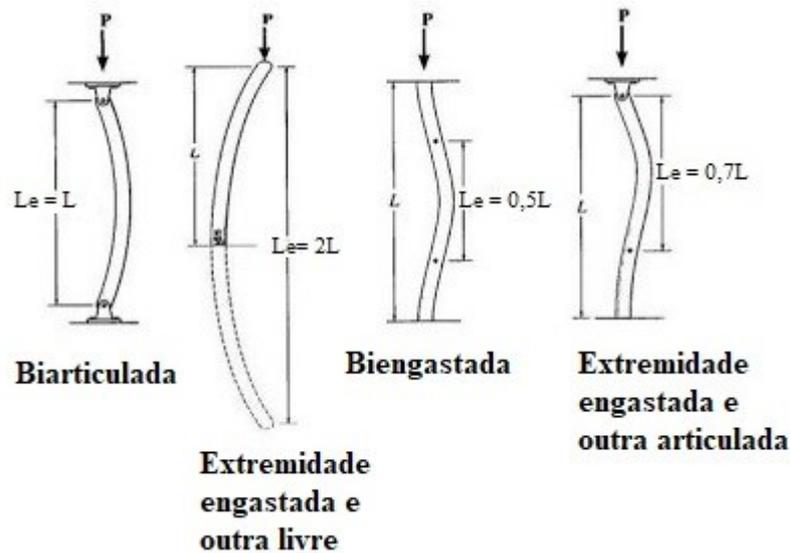
L_e – comprimento equivalente, que depende das condições de apoio da estrutura.

Assumindo que a barra analisada seja biarticulada, temos que $L_e = L$, ou seja, o comprimento equivalente é igual ao comprimento real e equação é simplificada para:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L^2}$$

Na figura abaixo são mostradas outras condições de apoio:

Figura 10 - Comprimento de flambagem para diferentes tipos de apoio



Fonte: http://www.labciv.eng.uerj.br/rm4/cap_1.pdf (2018)

Nesse contexto, surge ainda o termo raio de giração, que é uma relação entre a inércia do membro e sua área de seção transversal:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Substituindo essa igualdade na equação anterior:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E A i^2}{L_e^2} = \frac{\pi^2 E A}{\left(\frac{L_e}{i}\right)^2}$$

A partir disso, surge o conceito de índice de esbelteza, que é a relação entre o comprimento efetivo e o raio de giração:

$$\lambda = \frac{L_e}{i}$$

Assim sendo, a tensão crítica pode ser encontrada por:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

É válido mencionar que uma estrutura é considerada esbelta sempre que seu comprimento for grande em relação à sua área de seção transversal. Além disso, quanto maior for o índice de esbelteza, maiores as chances da peça flambar.

Assim sendo, pode-se perceber que, a ocorrência ou não da flambagem, depende principalmente das características geométricas do membro em questão e

do material do qual ele é feito. Considerando um projeto que prioriza a segurança, utiliza-se a relação:

$$\bar{\sigma}_{cr} = \frac{\sigma_{cr}}{\gamma}$$

Onde:

$\bar{\sigma}_{cr}$ – tensão admissível;

γ – coeficiente de segurança.

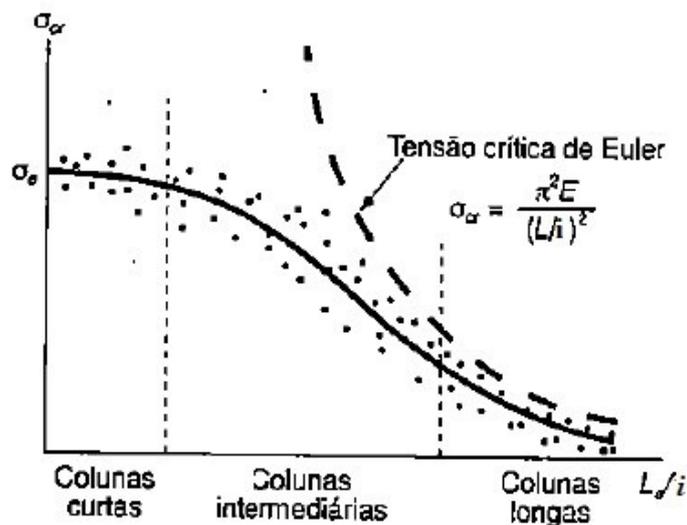
A norma brasileira para estruturas metálicas (NB 14/68 até 1986) possui as seguintes especificações quando o componente é ferro fundido:

Para $\lambda \leq 105$: $\bar{\sigma}_{cr} = 1200 - 0,023\lambda^2$ (kgf/cm²)

Para $\lambda > 105$: $\bar{\sigma}_{cr} = \frac{10363000}{\lambda^2}$ (kgf/cm²)

Muitos estudos já foram realizados acerca deste assunto, mas o fato é que para colunas esbeltas é válido fazer uso da equação de Euler. Como pode se observar na imagem abaixo, nessa faixa do gráfico os resultados obtidos pelo método de Euler se aproximam dos valores encontrados experimentalmente. Para casos diferentes é preciso procurar outras formulações empíricas.

Figura 11 - Resultados obtidos experimentalmente x curva de Euler (ideal)



Fonte: https://iesb.blackboard.com/bbcswebdav/institution/Ead/_disciplinas/EADG272/nova/aula12.html

2.6 SOLDAGEM

Soldagem é o processo de unir materiais (principalmente os metais), similares ou não, de forma permanente, assegurando na junta a continuidade de suas

propriedades físicas e químicas do material. Essa técnica contém inúmeras vantagens, entre elas a grande variedade de processos, aproveitamento total do material, estruturas mais rígidas e a operação pode ser tanto manual quanto automática. Contudo, é necessária uma limpeza minuciosa, mão-de-obra altamente qualificada, gasto maior de energia elétrica, entre outros.

2.6.1 PROCESSOS DE SOLDAGEM

Existem inúmeros processos de soldagem, mas os mais utilizados são:

- Soldagem manual com eletrodo revestido: atualmente é o mais utilizado, devido a sua versatilidade. É um processo que consiste em uma máquina de solda que produz a corrente elétrica necessária para a produção do arco elétrico entre o eletrodo revestido e a peça a ser soldado.

- Soldagem a arco submerso: é um processo a arco elétrico em que o eletrodo (arame nu) é alimentado continuamente por equipamentos e funde-se no arco voltaico sob a proteção de um fluxo de pó (que substitui o revestimento dos eletrodos).

- Soldagem TIG, MIG, MAG ou soldagem em atmosfera gasosa: é um processo a arco elétrico em que os eletrodos são alimentados continuamente em uma atmosfera de gás inerte

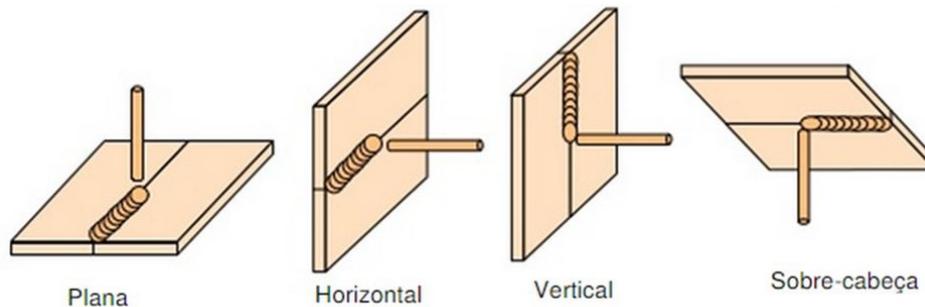
- Soldagem Plasma: é um processo a arco elétrico pelo aquecimento do eletrodo não consumível e a peça de trabalho. É utilizado dois fluxos de gás separados: o gás plasma que fói a volta do eletrodo não consumível, formando o núcleo do arco plasma e o gás de proteção, que protege a área soldada contra os gases atmosféricos.

- Soldagem com eletrodo tubular: é um processo com características similares ao processo MIG/MAG, diferenciando-se pelo uso do arame/eletrodo tubular, na qual a proteção do arco é feita por um fluxo granular interno ao eletrodo, podendo ainda utilizar proteção gasosa ou não.

2.6.2 CLASSIFICAÇÃO E TIPOS DE SOLDA

Em relação à posição, as soldas são classificadas em planas, horizontais, verticais e sobre-cabeça.

Figura 12 - Classificação de soldas quanto à posição



Fonte: Chiaverini, V. Aços e ferros fundidos. 6. ed.

Quanto ao tipo, as soldas são classificadas em: filete, entalhe ou chanfro, ranhura e tampão. As soldas em filete são as mais utilizadas para cargas de pouca intensidade, devido à pouca preparação do material e por ser a mais econômica. Já as soldas de entalhe são bem aconselháveis por possuir resistência elevada com menor volume de solda. A solda de ranhura e tampão estão limitadas a casos especiais onde as soldas de filete e entalhe não são adequadas.

2.7 ELEMENTO DE APOIO E CHUMBADOR

Após realizar todo o dimensionamento que concerne às cargas a serem suportadas pela estrutura do galpão, é necessário analisar como esses esforços serão transmitidos ao solo. Tendo em vista que a resistência do mesmo é pequena em relação ao pilar, a transmissão deve ser feita de modo que se garanta estabilidade, evitando assim sua ruptura.

O elemento responsável por essa distribuição é a fundação. Além dos dados estruturais, deve-se levar em conta as características topográficas do local para escolher o tipo a ser utilizado. Após uma análise detalhada do terreno, sem

esquecer do fator de segurança, é possível realizar uma escolha economicamente viável para o caso.

Nesse sentido, existem duas categorias de fundação: a rasa e a profunda. Na primeira, as pressões distribuídas sobre sua base é que transmitem as cargas e a profundidade de escavação é inferior a 3 m. Já a segunda é colocada em camadas mais profundas do solo e é característica de grandes obras que envolvem maior transmissão de carga.

Figura 13 - Fundação profunda com estacas metálicas



Fonte: <https://www.escolaengenharia.com.br/fundacoes-profundas/> (2018)

No projeto deste trabalho é utilizada a fundação rasa. Assim sendo, um dos elementos fundamentais que deve ser mencionado é a sapata. É através dela que é feita a transferência de carga do pilar para o solo. Sua base pode ser de formato retangular, trapezoidal ou quadrado. Seu uso é bastante vantajoso visto que seu custo é baixo, é de fácil execução e não demanda ferramentas especiais para sua instalação.

Figura 14 - Fundação superficial com sapata



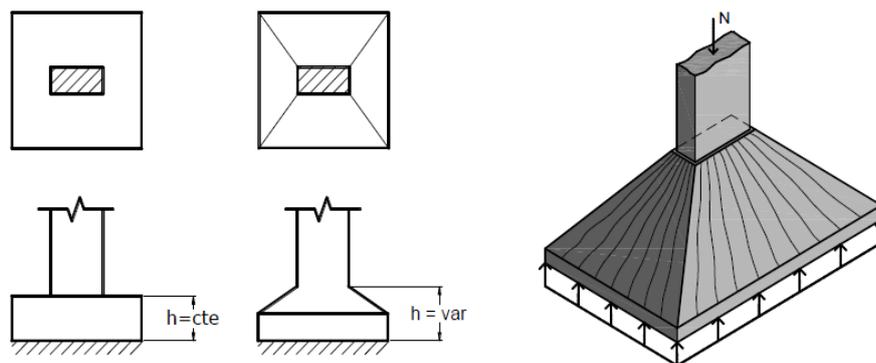
Fonte: <https://www.escolaengenharia.com.br/sapatas-de-fundacao/> (2018)

2.7.1 SAPATAS

Cada sapata é um cubo de concreto armado dimensionado para suportar as cargas dos pilares. Como existe inúmeras configurações e formas dos elementos estruturais que se apoiam nessas estruturas, encontra-se vários tipos de sapatas, como a isolada, corrida, associada, com viga de equilíbrio, de divisa, entre outras.

A sapata isolada é o tipo mais comum e simples que é utilizado nas edificações. Ela transmite ao solo as ações de apenas um pilar ou coluna. Ela pode ter várias formas, como retangular, triangular, quadrada, etc. A forma mais usual é a retangular.

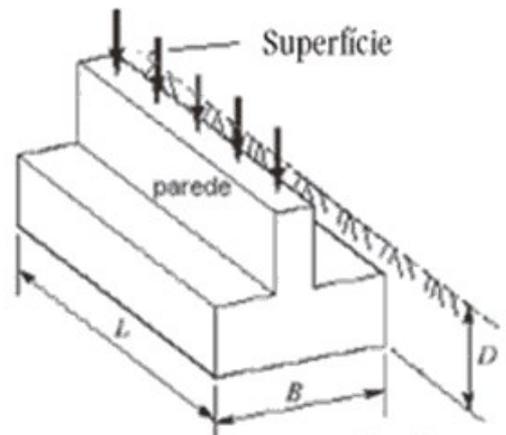
Figura 15 – Sapata isolada



Fonte: <https://www.escolaengenharia.com.br/sapatas-de-fundacao/> (2018)

A sapata corrida é o tipo mais usado em pequenas construções, pois é feita a mão, não sendo necessário a utilização de máquinas ou equipamentos diferentes, diminuindo o custo da obra. Ela suporta a ação de cargas distribuídas linearmente, como muros, paredes e pilares ao longo de um mesmo alinhamento.

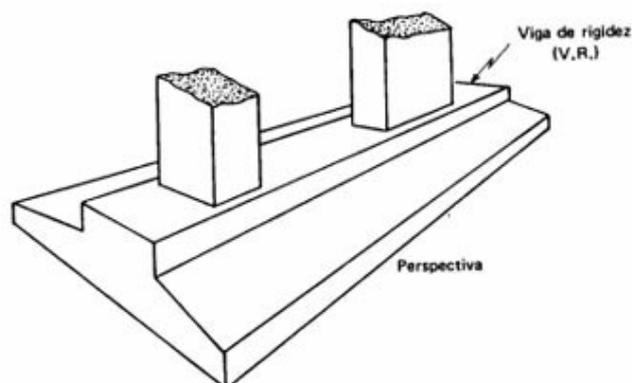
Figura 16 – Sapata corrida



Fonte: <https://www.escolaengenharia.com.br/sapatas-de-fundacao/> (2018)

Sapata associada, também chamada de sapata combinada ou conjunta, é uma sapata comum a vários pilares. É utilizada normalmente quando há proximidade entre os pilares e não tem espaço suficiente para projetar uma sapata isolada para cada pilar. Ela pode ser dimensionada com ou sem uma viga de rigidez.

Figura 17 – Sapata associada

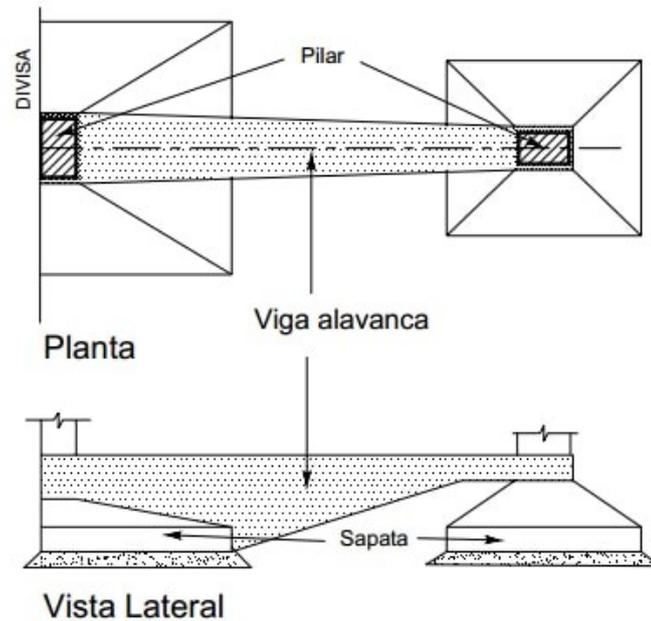


Fonte: <https://www.escolaengenharia.com.br/sapatas-de-fundacao/> (2018)

Sapata com viga de equilíbrio ou sapata alavancada é aplicada quando a base da sapata não coincide com o centro de gravidade do pilar, gerando uma distância entre o ponto de aplicação da carga do pilar e o centro geométrico da

sapata. O momento fletor resultante dessa distância é suportado pela viga alavancada criada entre duas sapatas.

Figura 18 – Sapata com viga de equilíbrio



Fonte: <https://www.escolaengenharia.com.br/sapatas-de-fundacao/> (2018)

2.7.2 CHUMBADORES

Os chumbadores são elementos de fixação muito utilizados na construção civil. Eles se dividem basicamente em dois tipos: mecânicos e químicos. O chumbador mecânico é uma espécie de parafuso com porca acoplado a uma camada externa que ao ser aplicado um torque no parafuso, essa camada externa se expande, aumentando o diâmetro do chumbador e fixando-o no furo onde vai ser colocado. Eles são bastante usados na construção civil e possuem inúmeros modelos disponíveis no mercado.

Já os chumbadores químicos consistem em uma cápsula preenchida com produtos químicos que são inseridas ao furo no concreto e quando é incluída a barra roscada, a cápsula é quebrada e esses produtos se endurecem, fixando-se a barra permanentemente.

Podem ocorrer algumas falhas nos chumbadores, como falha na expansão, caracterizada quando o esforço de tração aplicado no chumbador é maior que a

força de expansão do chumbador e do material-base; falha no chumbador, que ocorre quando a carga aplicada é maior que a resistência do chumbador; e falha no material base, que ocorre quando a carga aplicada é maior que a resistência do concreto.

Figura 19 – Chumbadores



Fonte: <http://www.astm.com.br/chumbadores/index.html> (2018)

3. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

3.1 TIPOS DE CARGA

A norma brasileira referente às cargas para o cálculo de projetos estruturais, NBR 6120, determina que qualquer que seja a edificação deve-se levar em conta duas categorias de cargas. A primeira delas é a permanente, que é composta pelo peso próprio da estrutura bem como de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes.

A segunda é a acidental, que geralmente é resultado da ação de fenômenos naturais tais como o vento e a chuva. Com o auxílio da norma NBR 6123, é possível quantificar os efeitos causados pela ação do vento. Inicialmente é preciso especificar qual é a região de barlavento (de onde sopra o vento) e a de sotavento (oposta àquela de onde sopra o vento).

Dando início aos cálculos, primeiramente é calculada a velocidade básica do vento. A equação utilizada é:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Onde:

V_0 : velocidade básica do vento;

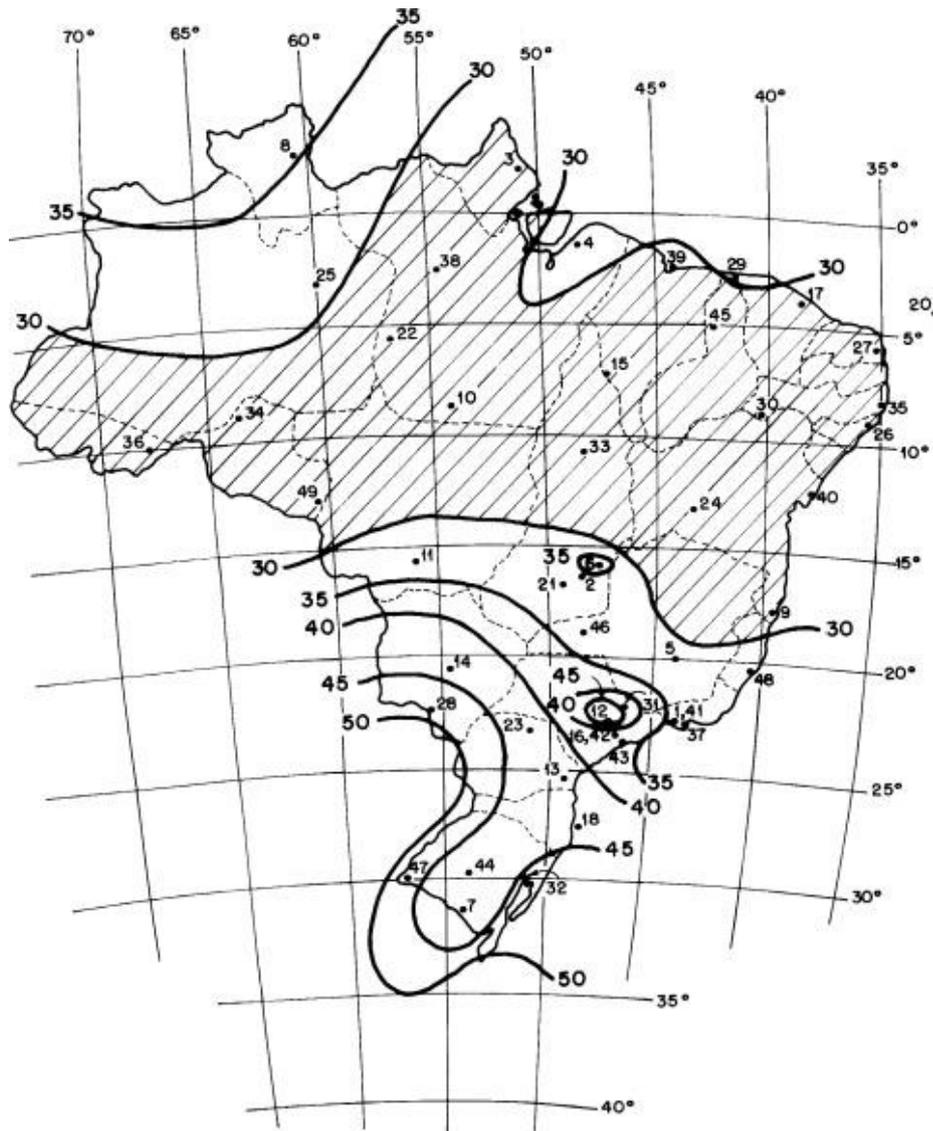
S_1 : fator topográfico;

S_2 : fator de rugosidade e das dimensões da edificação;

S_3 : fator estatístico.

A velocidade básica do vento é a máxima velocidade média medida sobre 3s, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, a 10m sobre o nível do terreno em um lugar aberto e plano (NBR 6123, 1988). Seu valor depende da localização da construção e é obtido graficamente.

Figura 20 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: http://www.professormendoncauenf.com.br/crr_nbr_6123_forcasvento.pdf (2018)

O fator S_1 depende das condições de relevo do terreno:

- a) Para terreno plano ou levemente acidentado: $S_1 = 1$;
- b) Para taludes e morros: condições e valores especificados na norma NBR 6123;
- c) Para vales profundos, com ausência de vento em todas as direções: $S_1 = 0,9$.

Já o valor de S_2 é determinado a partir da classificação do terreno conforme sua categoria, no que se refere à rugosidade, e também da sua classe, que é

definida de acordo com suas dimensões. Abaixo são apresentadas as tabelas necessárias para essa especificação.

Categoria	Descrição
I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão. Exemplos: mar calmo, lagos e rios.
II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados. Exemplos: campos de aviação, fazendas, zonas costeiras planas.
III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, como muros, quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos: granjas e casas de campo, fazendas com muros, subúrbios.
IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos: cidades pequenas e arredores; parques e bosques com muitas árvores; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.
V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Exemplos: centros de grandes cidades; complexos industriais bem desenvolvidos; florestas com árvores altas de copas isoladas.

Tabela 1 - Categorias de terreno de acordo com norma NBR 6123

Classe	Definição
A	Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20m.
B	Toda edificação ou parte dela para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20m e 50m.

C	Toda edificação ou parte dela para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50m.
---	---

Tabela 2 - Classes de terreno de acordo com norma NBR 6123

De posse da altura do terreno e correlacionando a classe com a categoria do mesmo, é possível apontar o valor de S_2 utilizando a seguinte tabela:

ALTURA z (m)	CATEGORIA DE RUGOSIDADE DO TERRENO														
	I			II			III			IV			V		
	CLASSE			CLASSE			CLASSE			CLASSE			CLASSE		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,1	1,09	1,06	1	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,8	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,9	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,8	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,1	1,08	1,06	1,05	1,03	1	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,2	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,1	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,1	1,08	1,06	1,01	1	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,2	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,2	1,2	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,2	1,18	1,16	1,14	1,1	1,09	1,07
160	1,3	1,3	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,2	1,18	1,16	1,12	1,11	1,1
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,2	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,2	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,3	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,2	1,2	1,18
300				1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350							1,34	1,34	1,33	1,32	1,3	1,29	1,26	1,26	1,26
400										1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420										1,35	1,35	1,33	1,3	1,3	1,3
450													1,32	1,32	1,32
500													1,34	1,34	1,34

Tabela 3- Determinação do fator S_2

Finalmente, para se obter o valor de S_3 , deve-se levar em conta o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Não havendo uma norma estrutural específica para sua determinação, pode-se fazer uso da tabela abaixo:

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1

3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

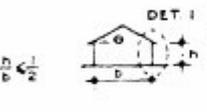
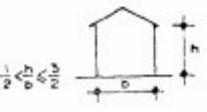
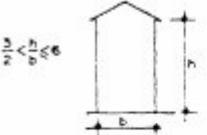
Tabela 412 - Valores mínimos do fator estatístico S3

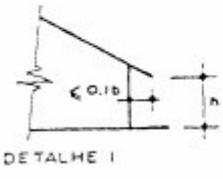
Com o valor da velocidade característica do vento, é calculado a pressão dinâmica através da equação:

$$q_k = \frac{(V_k)^2}{16}$$

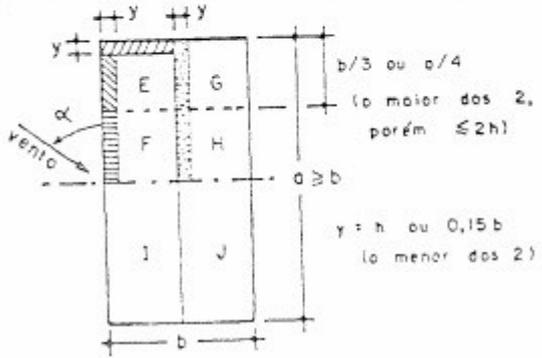
Sendo V_k em m/s e q_k em kgf/m².

Tendo em vista que a força do vento varia de acordo com o gradiente de pressão das faces opostas da construção em análise, é preciso estabelecer os valores dos coeficientes de pressão interna e externa. As tabelas a seguir permitem encontrar o C_{pe} .

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



DETALHE I



$y = b/3$ ou $b/4$
(o maior dos 2, porém $\leq 2h$)

$y = h$ ou $0,15b$
(o menor dos 2)

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

Altura relativa	Valores de C_e para								$C_{e \text{ médio}}$	
	$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$					
	A_1 e B_1	A_2 e B_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2		
	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{1}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0	
	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{1}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1	
	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{1}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2	

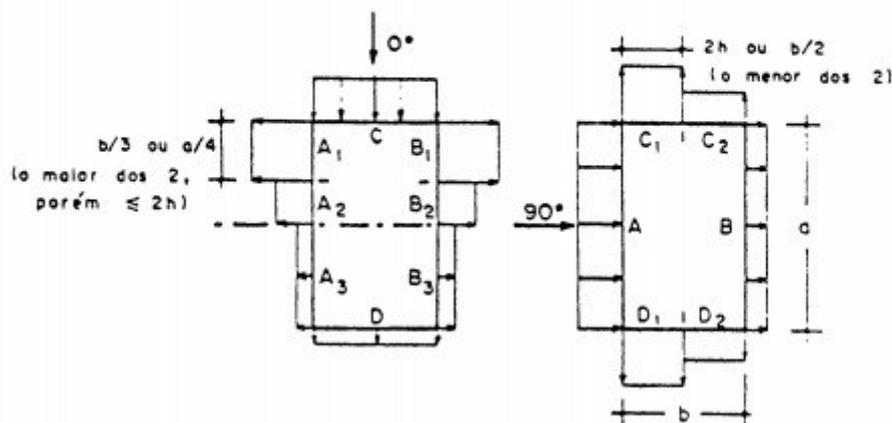


Tabela 6- Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular

Já o C_{pi} é estabelecido com base na impermeabilidade ou permeabilidade da estrutura em questão. Caso a mesma seja impermeável, ele não existe. Assumindo que seja permeável, tem-se as seguintes situações:

a) Duas faces opostas igualmente permeáveis; as outras faces impermeáveis;

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

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

b) Quatro faces igualmente permeáveis: $C_{pi} = -0,3$ ou 0 (considerar o valor mais nocivo)

c) Abertura dominante em uma face; as outras faces de igual permeabilidade:

- abertura dominante na face de barlavento.

Proporção entre a área de todas as aberturas na face de barlavento e a área total das aberturas em todas as faces (paredes e cobertura) submetidas a sucções externas:

1	$C_{pi} = +0,1$
1,5	$C_{pi} = +0,3$
2	$C_{pi} = +0,5$
3	$C_{pi} = +0,6$
6 ou mais	$C_{pi} = +0,8$

- abertura dominante da face de sotavento.

Adotar o valor do coeficiente de forma externo, C_e , correspondente a esta face (tabela 6).

- abertura dominante não situada em zona de alta sucção externa.

Adotar o valor do coeficiente de forma externo, C_e , correspondente ao local da abertura nesta face (tabela 6).

- abertura dominante situada em zona de alta sucção externa.

Proporção entre a área da abertura dominante (ou áreas das aberturas situadas nesta zona) e a área total das outras aberturas situadas em todas as faces submetidas a sucções externas:

0,25	$C_{pi} = -0,4$
0,50	$C_{pi} = -0,5$
0,75	$C_{pi} = -0,6$
1,0	$C_{pi} = -0,7$
1,5	$C_{pi} = -0,8$

3 ou mais

$$C_{pi} = -0,9$$

Para edificações efetivamente estanques e com janelas fixas que tenham uma probabilidade desprezível de serem rompidas por acidente, considerar o mais nocivo entre -0,2 e 0.

Finalmente, a força de vento é então calculada através da expressão:

$$F = (C_e - C_i) \cdot q \cdot A$$

Onde:

C_e : coeficiente de forma externo; $C_e = C_{pe}$.

C_i : coeficiente de forma interno; $C_i = C_{pi}$.

q: pressão dinâmica do vento (kgf/m²).

A: área da referência, especificada para cada caso.

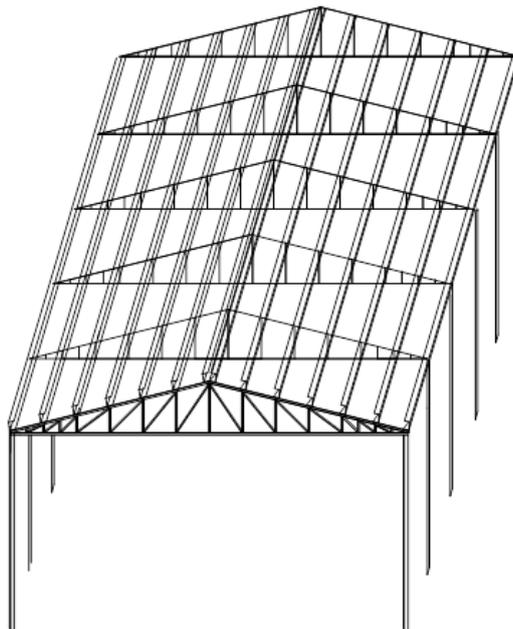
Além das cargas permanente e acidental, outro fator que não deve ser negligenciado é a sobrecarga, que diz respeito às instalações elétrica, hidráulica, refrigeração e até mesmo de isolamento acústico. A NBR 8880:2008 define que para coberturas comuns deve-se adotar uma sobrecarga mínima de 0,25 kN/m².

4. DADOS DO PROJETO

O galpão projetado é composto por estruturas metálicas, sendo que a cobertura possui estrutura treliçada. Sua área é de 600m² e possui pé direito de 8m. Tendo em vista que a construção estará submetida à um carregamento variável, o material a ser escolhido deve ter boa capacidade de absorção de impactos.

Por esse motivo, foi escolhido o aço doce ASTM-A36, que possui propriedades mecânicas como boa tenacidade e resistência mecânica. Assim sendo, é esperado que o mesmo suporte às condições de carga previstas. As verificações serão expostas nos capítulos seguintes, levando sempre em conta a segurança e durabilidade da obra.

Figura 21 - Vista superior do galpão



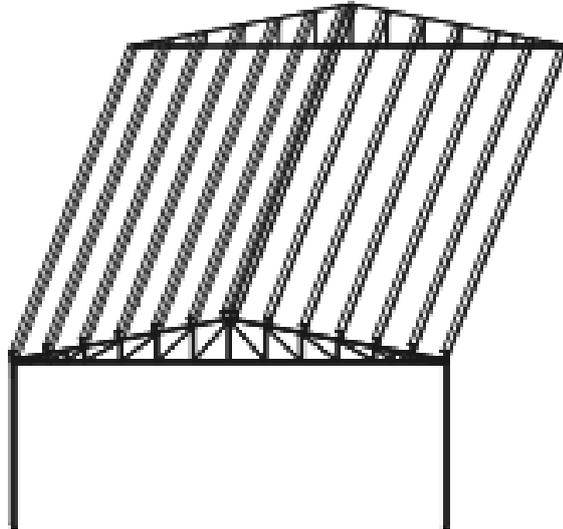
Fonte: DraftSight

4.1 Dimensionamento da cobertura

Como pode ser observado na imagem abaixo, a cobertura possui vigas longitudinais apoiadas na tesoura. Esse elemento é denominado terça e auxilia na sustentação do carregamento, permitindo uma melhor distribuição dos esforços. Ela

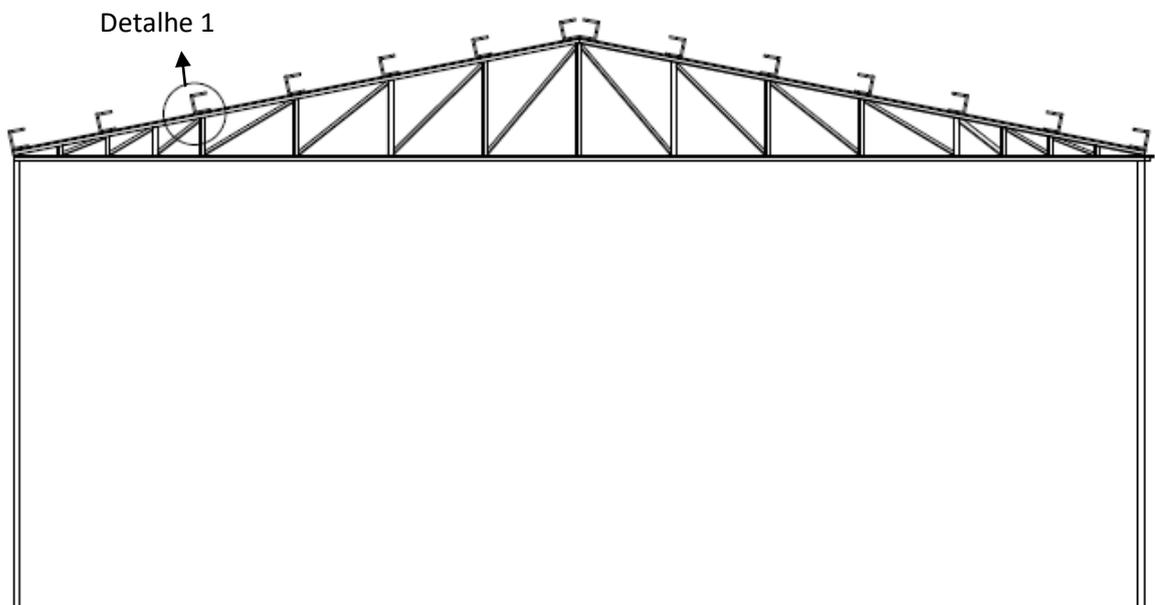
ainda promove um travamento que dificulta a falha por flambagem. Neste projeto elas estão espaçadas de 1,7m.

Figura 22 - Vigas longitudinais ao longo da estrutura



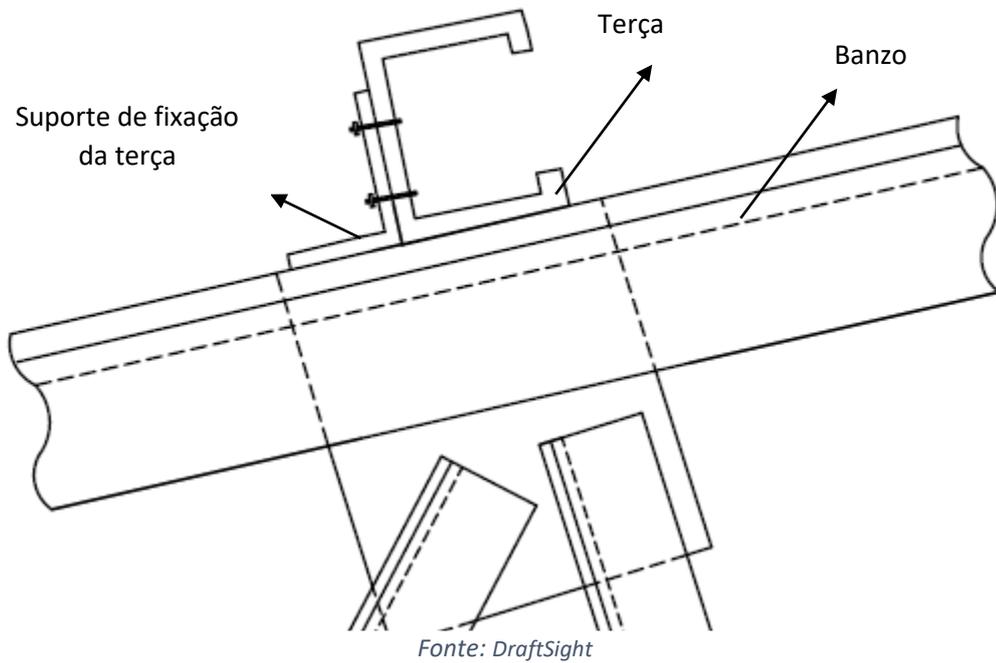
Fonte: DraftSight

Figura 23- Detalhamento da localização das terças



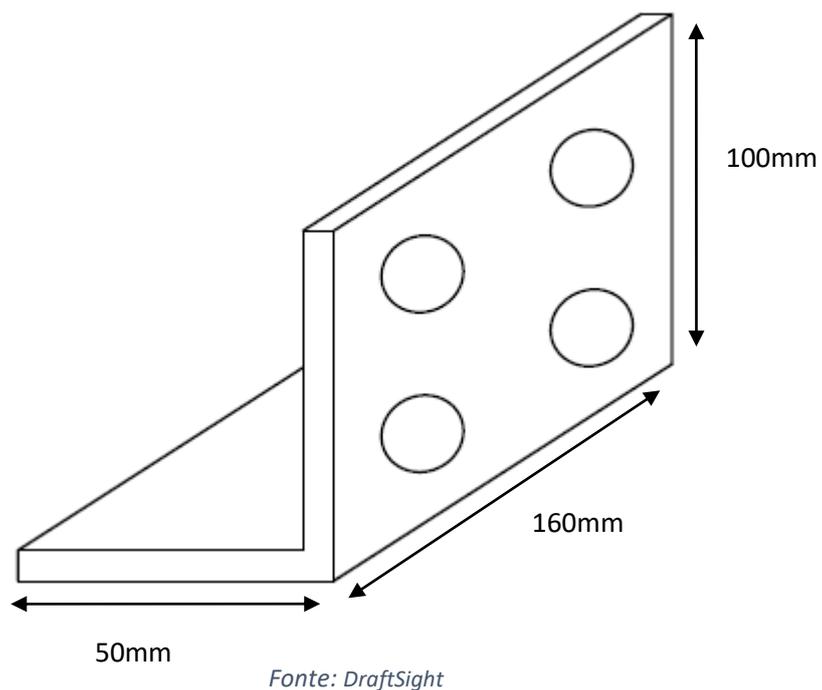
Fonte: DraftSight

Figura 24- Detalhe 1: Detalhamento da conexão da terça com a treliça



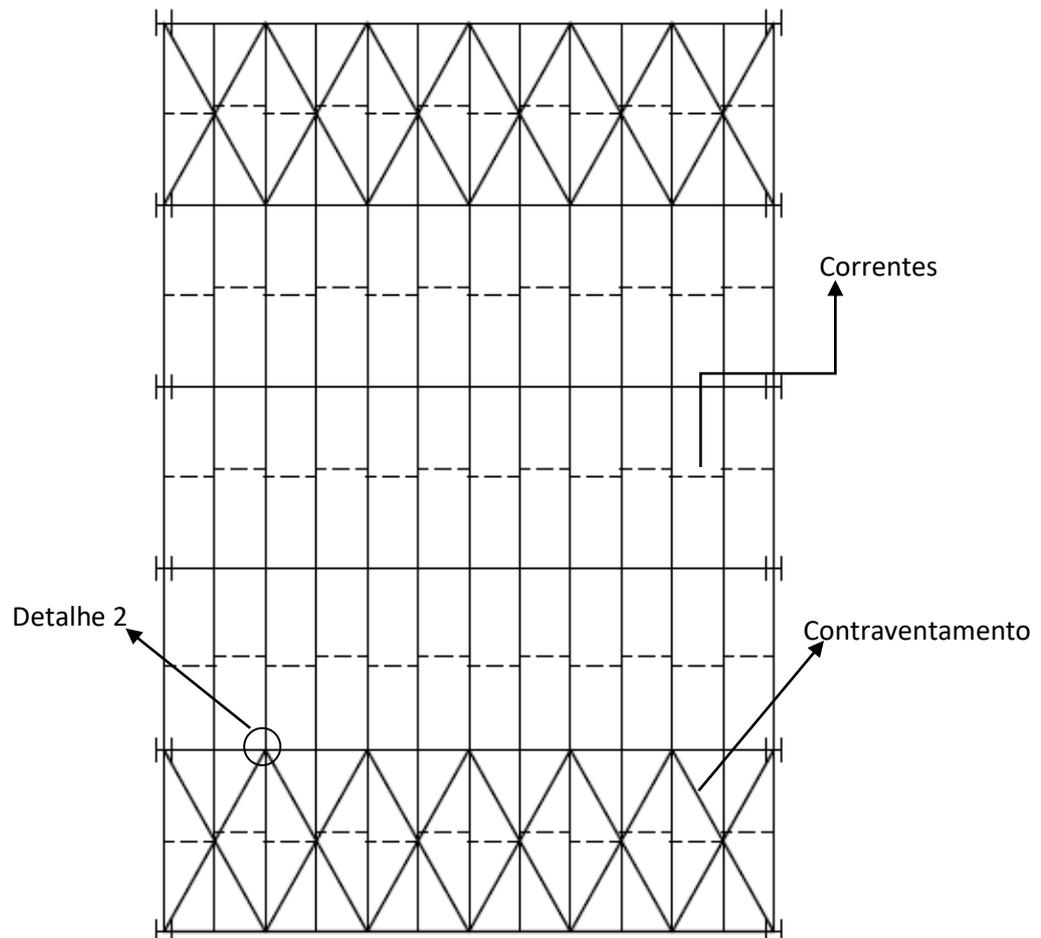
Na Figura 24, pode-se observar como é feita a conexão da terça com a treliça. Essa conexão é feita por um suporte de fixação, que é mostrado abaixo na Figura 25. A fixação dessa chapa é feita por parafusos.

Figura 25-Suporte de fixação da terça



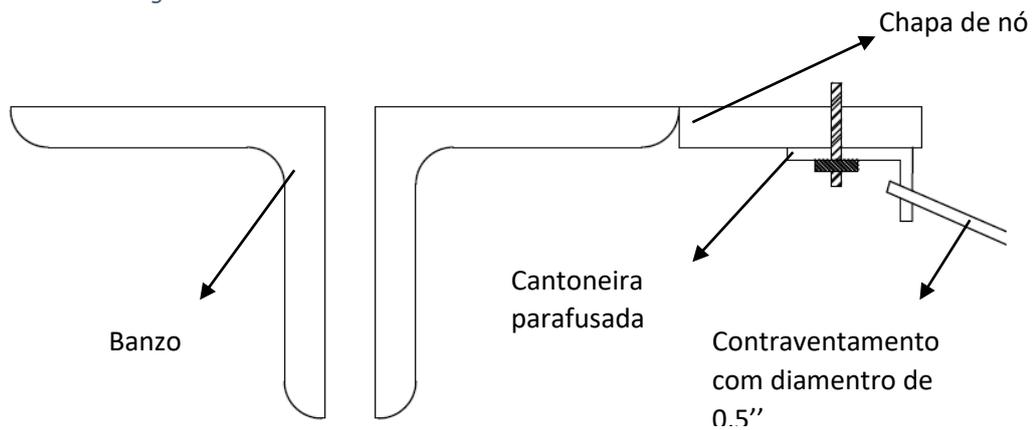
Foram colocados também contraventamentos em x, que reduzem o comprimento de flambagem das barras. Eles impedem os deslocamentos laterais, conferindo assim melhor rigidez. Outro item que merece destaque são as linhas de corrente, que deixam as terças mais estáveis lateralmente.

Figura 26 - Contraventamento e correntes



Fonte: DraftSight

Figura 27–Detalhe 2: conexão entre o banzo e o contraventamento



Fonte: DraftSight

A Figura 24 mostra como o contraventamento é conectado no banzo. Na chapa de nó é parafusada uma cantoneira para interligar o contraventamento com os banzos.

Essa chapa de nó mede em média 150x150 mm e 6,3mm de espessura.

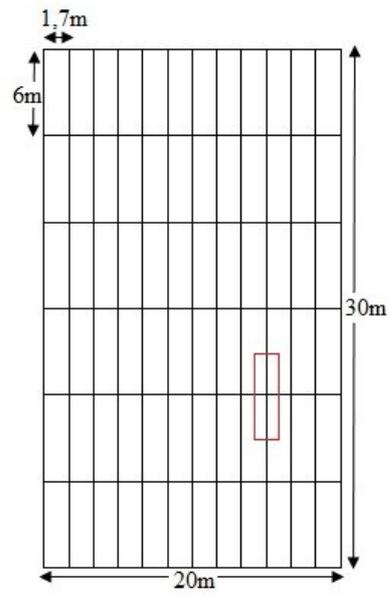
4.1.1 CÁLCULO DA CARGA PERMANENTE E SOBRECARGA

O primeiro cenário previsto no projeto é aquele que leva em consideração a carga permanente e a sobrecarga. A primeira, conforme dito anteriormente no capítulo 3, engloba o peso próprio da estrutura e também do telhado. Já a segunda, seguindo a orientação da norma ABNT NBR 8800:2008, tem valor estabelecido como 25 kgf/m² para coberturas metálicas comuns.

O peso próprio foi estimado em 12 kgf/m² e o peso do telhado em 10 kgf/m². Somando todos os valores, é obtida uma carga total de 47 kgf/m². A área de influência possui 6m x 1,7m, totalizando uma área de 10,2 m². Logo, a carga aplicada é de:

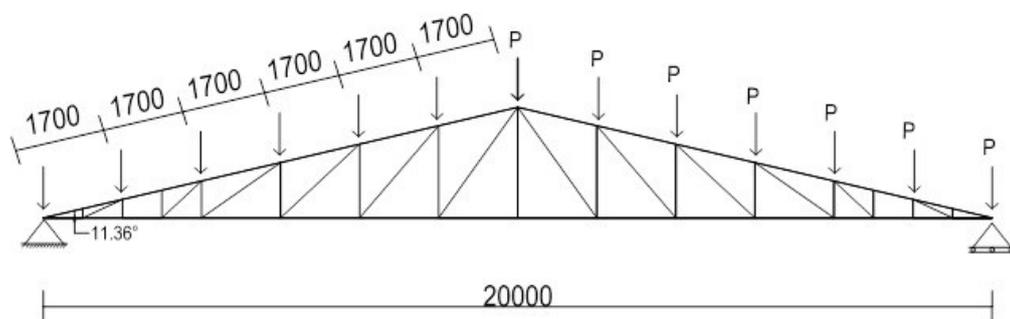
$$P = 47 \times 10,2 \approx 480 \text{ kgf}$$

Figura 28 - Determinação área de influência da carga



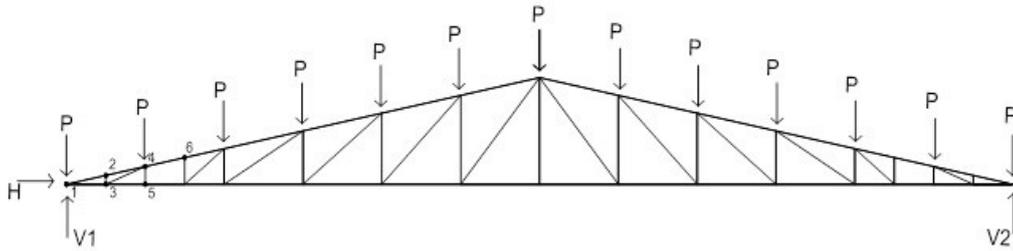
Fonte: DraftSight

Figura 29 - Distribuição de carga no caso de carga permanente + sobrecarga



Fonte: DraftSight

Figura 30 - Cargas e reações



Fonte: DraftSight

4.1.1.1 CÁLCULO DAS REAÇÕES – MÉTODO DOS NÓS

O cálculo das reações foi feito utilizando o método dos nós, que consiste na análise do diagrama de corpo livre de cada nó que isolado. São utilizadas as equações de equilíbrio da estática.

Cálculo das reações

Temos que $P = 480 \text{ [kgf]}$

$$\Sigma M_1 = 0$$

$$V_2 \cdot 20 - P \cdot (1,667 + 2 \cdot 1,667 + 3 \cdot 1,667 + 4 \cdot 1,667 + 5 \cdot 1,667 + 6 \cdot 1,667 + 7 \cdot 1,667 + 8 \cdot 1,667 + 9 \cdot 1,667 + 10 \cdot 1,667 + 11 \cdot 1,667 + 12 \cdot 1,667) = 0$$

$$V_2 = 6 \cdot P = 2.880 \text{ [kgf]}$$

$$\Sigma F_x = 0$$

$$V_1 - 2 \cdot \frac{P}{2} - 11 \cdot P + V_2 = 0$$

$$V_1 = 6 \cdot P = 2.880 \text{ [kgf]}$$

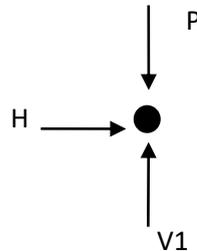
$$\Sigma F_y = 0$$

$0 = 0$ (não há forças verticais)

Cálculo dos nós

Nó 1

Figura 31 – Diagrama de corpo livre do nó 1



$$\begin{aligned}\Sigma F_y &= 0 \\ V_1 - \frac{480}{2} - L_{1,2} \cdot \text{sen } 11,36^\circ &= 0 \\ L_{1,2} &= 13.402,86 \text{ [kgf]}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma F_x &= 0 \\ H_{1,3} - L_{1,2} \cdot \text{cos } 11,36^\circ &= 0 \\ H_{1,3} &= 13.140,28 \text{ [kgf]}\end{aligned}$$

O nó 1 foi um exemplo de como foi feito o cálculo em todos nós para encontrar os esforços atuantes em cada barra.

4.1.2 CALCULO DA CARGA ACIDENTAL

O segundo cenário previsto no dimensionamento da cobertura é o que considera a carga acidental e a sobrecarga na construção. Seguindo os passos indicados no capítulo 3, através da análise do gráfico das isopletas de velocidade (figura 13) a velocidade básica do vento em Uberlândia é dada como 35 m/s.

Considerando o terreno como plano ou levemente acidentado, adota-se $S_1 = 1$. No que diz respeito ao coeficiente S_2 , são feitas as seguintes ponderações: o terreno se localiza no centro de uma grande (categoria V) e a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal da edificação está entre 20m e 50m (classe B). Assim sendo, $S_2 = 0,72$.

Finalmente, tendo em vista que se trata de uma instalação industrial com baixo fator de ocupação, $S_3 = 0,95$. De posse destes valores, é possível calcular a velocidade do vento e conseqüentemente a carga de vento:

$$V_k = 35 \times 1 \times 0,72 \times 0,95 = 23,94 \text{ m/s}$$

$$q_k = \frac{(23,94)^2}{16} = 35,82 \text{ kgf/m}^2$$

Com base nas tabelas de coeficientes de pressão e forma externos para telhados, são estabelecidos os valores para C_{pe} . Tomando $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$, $\alpha = 90^\circ$ e $\theta \cong 10^\circ$, o coeficiente de pressão externo será de -1,2 para a região de barlavento e de -0,4 para a região de sotavento.

O C_{pi} é o mesmo para as duas regiões e é de +0,2, pois a estrutura é permeável com duas faces opostas igualmente permeáveis e as outras impermeáveis. O vento é perpendicular à uma face permeável. Logo, as forças de vento para a região de barlavento e sotavento serão respectivamente:

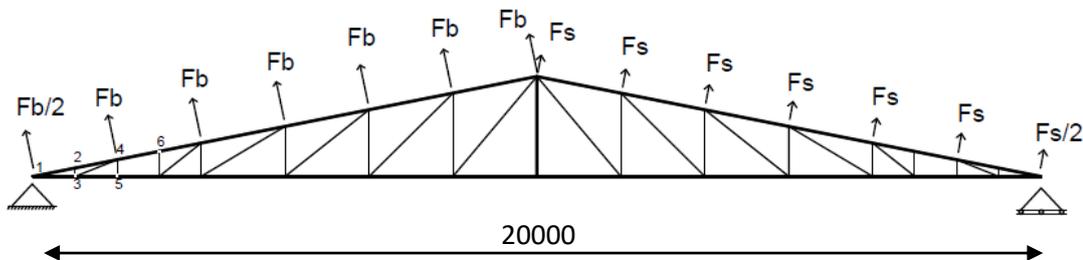
$$\Delta p_B = (-1,2 - (+0,2)) \times 35,82 = -50,12 \text{ kgf/m}^2$$

$$F_B = -50,12 \times 10,2 = -511 \text{ kgf}$$

$$\Delta p_s = (-0,4 - (+0,2)) \times 35,82 = -21,49 \text{ kgf/m}^2$$

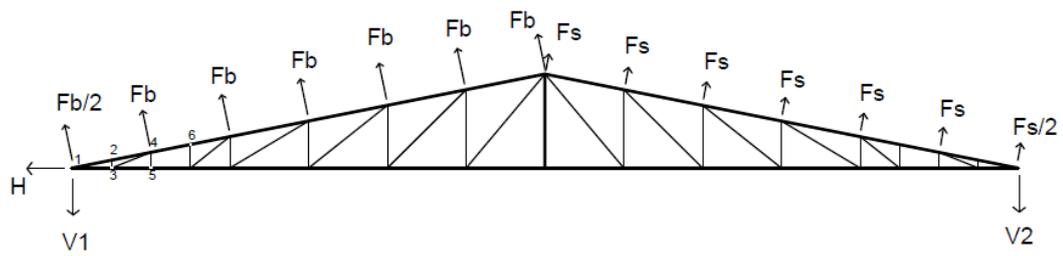
$$F_s = -21,49 \times 10,2 = -219 \text{ kgf}$$

Figura 32 - Distribuição de cargas no cenário carga acidental + sobrecarga



Fonte: DraftSight

Figura 33 - Cargas e reações

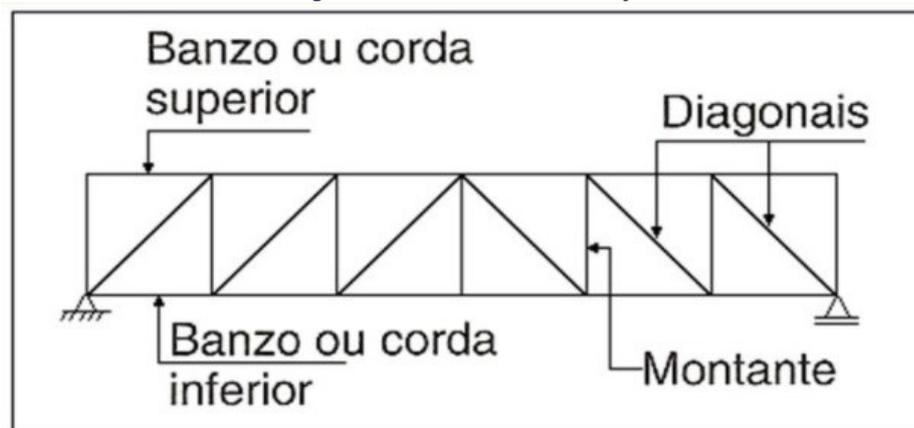


Fonte: DraftSight

Utilizando a mesma metodologia para o caso da edificação com carga permanente mais sobrecarga, são calculados os valores para as forças atuantes em todas as barras, bem como nos apoios presentes.

Após calcular todos os esforços na cobertura, as barras da treliça foram separadas de acordo com a parte à qual pertencem:

Figura 34 - Partes de uma treliça



Feita essa especificação, foram montadas as tabelas abaixo, relacionando cada parte e seus respectivos membros, com todos os valores de força encontrados nas etapas anteriores. As letras C e T referem-se aos termos compressão e tração, respectivamente.

BANZO SUPERIOR

BARRA	CARGA PERMANENTE (kgf)	SOBRECARGA A (kgf)	CARGA ACIDENTAL (kgf)	L (cm)
1-2	6274 C	7129 C	11722 T	85
2-4	6274 C	7129 C	11722 T	85
4-6	6274 C	7129 C	11825 T	85
6-8	5892 C	6695 C	10939 T	85
8-10	5701 C	6479 C	10600 T	170
10-12	5129 C	5828 C	9375 T	170
12-14	4557 C	5178 C	8151 T	170
14-16	3985 C	4529 C	6927 T	170
16-18	3985 C	4529 C	6212 T	170
18-20	4557 C	5178 C	6733 T	170
20-22	5129 C	5828 C	7257 T	170
22-24	5701 C	6480 C	7782 T	170
24-26	5892 C	6695 C	7928 T	85
26-28	6274 C	7129 C	8307 T	85
28-30	6274 C	7129 C	8263 T	85
30-32	6274 C	7129 C	8263 T	85

Tabela 7- Esforços no banzo superior

DIAGONAL

BARRA	CARGA PERMANENTE (kgf)	SOBRECARGA (kgf)	CARGA ACIDENTAL (kgf)	L (cm)
3-4	0	0	0	89,7
5-6	437 T	496 T	1013 C	97,2
7-8	239 T	272 T	555 C	106,7
9-10	654 T	744 T	1518 C	194,3
11-12	718 T	816 T	1666 C	213,4
13-14	793 T	901 T	1839 C	235,7
15-16	876 T	995 T	2031 C	260,3
16-19	876 T	995 T	868 C	260,3
18-21	793 T	901 T	786 C	235,7
20-23	718 T	816 T	714 C	213,4
22-25	654 T	744 T	650 C	194,3
24-27	239 T	272 T	238 C	106,7
26-29	437 T	496 T	434 C	97,2
28-31	0	0	0	89,7

Tabela 8 - Esforços na diagonal

MONTANTE

BARRA	CARGA PERMANENTE (kgf)	SOBRECARGA (kgf)	CARGA ACIDENTAL (kgf)	L (cm)
2-3	0	0	0	16,7
4-5	225 C	255 C	521 T	33,4
6-7	149 C	170 C	347 T	50,2
8-9	337 C	382 C	781 T	66,9
10-11	448 C	510 C	1041 T	100,4
12-13	561 C	637 C	1300 T	133,9
14-15	673 C	764 C	1560 T	167,4
16-17	0	0	0	200,9
18-19	673 C	764 C	667 T	167,4
20-21	561 C	637 C	557 T	133,9
22-23	448 C	510 C	446 T	100,4
24-25	337 C	382 C	335 T	66,9
26-27	149 C	170 C	149 T	50,2
28-29	225 C	255 C	223 T	33,4
30-31	0	0	0	16,7

Tabela 913 - Esforços no montante

BANZO INFERIOR

BARRA	CARGA PERMANENTE (kgf)	SOBRECARGA (kgf)	CARGA ACIDENTAL (kgf)	L (cm)
1-3	6151 T	6989 T	11788 C	83,33
3-5	6151 T	6989 T	11788 C	83,33
5-7	5776 T	6564 T	10919 C	83,33
7-9	5589 T	6352 T	10485 C	83,33
9-11	5028 T	5714 T	9184 C	166,67
11-13	4468 T	5077 T	7883 C	166,67
13-15	3907 T	4440 T	6583 C	166,67
15-17	3346 T	3803 T	5282 C	166,67
17-19	3346 T	3803 T	5299 C	166,67
19-21	3907 T	4440 T	5855 C	166,67
21-23	4468 T	5077 T	6407 C	166,67
23-25	5028 T	5714 T	6964 C	166,67
25-27	5589 T	6352 T	7522 C	83,33
27-29	5776 T	6564 T	7708 C	83,33
29-31	6151 T	6989 T	8080 C	83,33
31-32	6151 T	6989 T	8080 C	83,33

Tabela 10- Esforços no banzo inferior

4.1.3 DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS DA COBERTURA

Assim como foi feito para a treliça, devemos prever dois cenários no projeto. O primeiro deles é considerando a carga permanente e a sobrecarga. Conforme foi estabelecido, as cargas referentes ao peso da telha e ao peso próprio da estrutura, totalizam 22 kgf/m². Já a sobrecarga, recomendada pela norma, é de 25 kgf/m². Portanto, o somatório das duas é de 47 kgf/m².

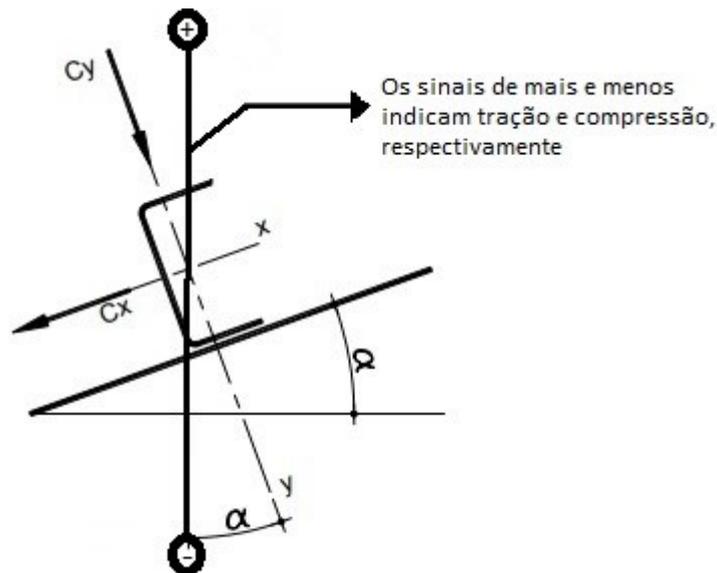
A viga é de 6m, logo a carga distribuída na mesma pode ser dada por:

$$q = 47 \times 1,7 = 80 \text{ kgf/m}$$

Com o objetivo de encontrar o valor do momento fletor atuante, utiliza-se a seguinte equação para vigas biapoiadas:

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{80 \times 6^2}{8} = 360 \text{ kgfm} = 36000 \text{ kgfcm}$$

Figura 35 - Momento fletor composto



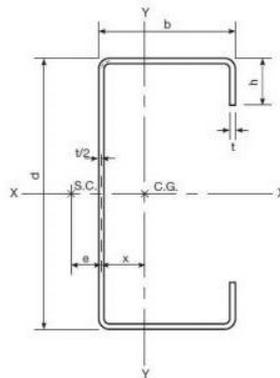
Pode se observar na imagem anterior que este momento é composto e por isso as componentes em X e em Y devem ser separadas.

$$M_x = M \cos 11,36 = 36000 \times \cos 11,36 = 35294 \text{ kgfcm}$$

$$M_y = M \sin 11,36 = 36000 \times \sin 11,36 = 7091 \text{ kgfcm}$$

Após o cálculo destes valores, é preciso selecionar o perfil mais adequado para a terça. Para este tipo de aplicação, o perfil C é o mais escolhido:

Figura 36 - Perfil C



A tensão de flexão total pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$\sigma = \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

Onde W_x e W_y representam o módulo de resistência à flexão em cada uma das direções. Ele é uma característica geométrica da seção e no SI tem unidade mm^3 .

A escolha do perfil é feita por meio de uma tabela que contém diferentes seções. Deverá ser escolhido aquele no qual a tensão de flexão não ultrapasse 1500 kgf/cm^2 , visto que essa é a tensão admissível para o material utilizado no projeto (aço doce). Sua determinação será feita por tentativa e erro.

Adotando o perfil C 100x50x17x2, com $W_x = 13,7 \text{ cm}^3$ e $W_y = 4,7 \text{ cm}^3$, e aplicando esses valores na equação anterior:

$$\sigma = \frac{35294}{13,7} + \frac{7091}{4,7} = 4085 \text{ kgf/cm}^2$$

Como o número encontrado está acima do limite estabelecido, deve-se buscar outra seção. Tomando o perfil C 200x75x20x2, com $W_x = 46 \text{ cm}^3$ e $W_y = 10,4 \text{ cm}^3$, o resultado é:

$$\sigma = \frac{35294}{46} + \frac{7091}{10,4} = 1449 \text{ kgf/cm}^2$$

Logo, esse é o perfil escolhido.

Para a situação da carga acidental somada à permanente, como as duas possuem sentidos opostos, os momentos por elas provocados são calculados separadamente. A carga permanente é de 22 kgf/m^2 , o que leva às seguintes operações:

$$q = 22 \times 1,7 = 37,4 \text{ kgf/m}$$

$$M = \frac{37,4 \times 6^2}{8} = 168,3 \text{ kgfm} = 16830 \text{ kgfcm}$$

Com o intuito de obter a carga acidental, é utilizado valor da carga de vento previamente calculado que é de 35,82 kgf/m². Fazendo uso das fórmulas anteriores:

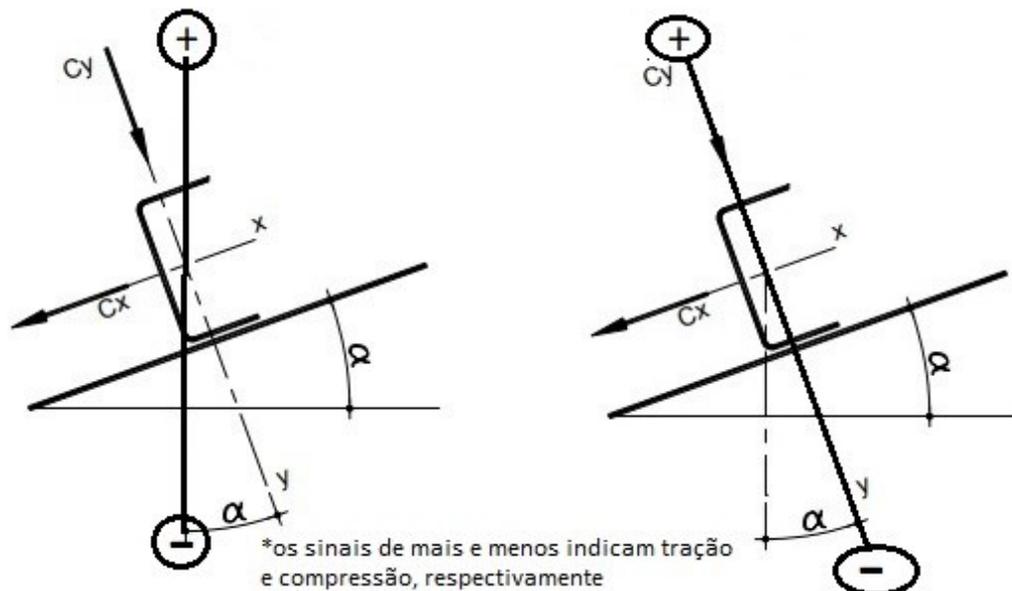
$$\Delta p = (-1,2 - (+0,2)) \times 35,82 = -50,12 \text{ kgf/m}^2$$

$$q = -50,12 \times 1,7 = -86 \text{ kgf/m}$$

$$M = \frac{86 \times 6^2}{8} = 387 \text{ kgfm} = 38700 \text{ kgfcm}$$

Novamente devido ao momento provocado pelo esforço permanente, há uma flexão composta.

Figura 37 - Momentos fletores provocados pela carga permanente e acidental respectivamente



Decompondo as parcelas e somando o momento causado pela carga acidental:

$$M_y = 16830 \times \text{sen } 11,36 = 3319 \text{ kgfcm}$$

$$M_{xp} = 16830 \times \text{cos } 11,36 = 16500 \text{ kgfcm}$$

$$M_x = M_{xa} - M_{xp} = 38700 - 16500 = 22200 \text{ kgfcm}$$

Selecionando o perfil C 200x75x20x2, com $W_x = 46 \text{ cm}^3$ e $W_y = 10,4 \text{ cm}^3$:

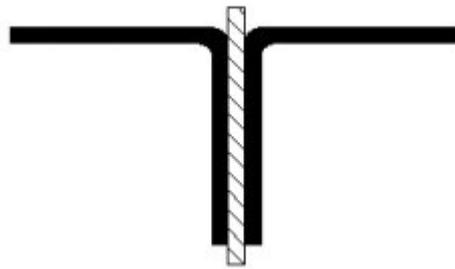
$$\sigma = \frac{22200}{46} + \frac{3319}{10,4} = 802 \text{ kgf/cm}^2$$

A tensão está dentro do valor limite e portanto essa seção é a escolhida.

4.1.4 DIMENSIONAMENTO DA COBERTURA

Após os cálculos dos esforços para cada situação específica, é necessário escolher os componentes que integrarão o banzo superior, inferior, montante e diagonal da treliça. Nesta concepção serão utilizados perfis compostos por cantoneiras simples de abas iguais, conectadas por uma chapa de espessura 0,63 cm, formando uma seção T.

Figura 38 - Cantoneiras formando perfil T



Fonte: DraftSight

Inicialmente será feito o dimensionamento para flambagem, seguindo as equações mostradas no capítulo 2. Devido ao fato de o perfil ser composto, a inércia do mesmo é obtida da seguinte forma:

$$I_x = 2 I_x$$

$$I_y = 2 [I_y + C^2 A]$$

Onde:

C – distância entre os centroides do perfil composto e o perfil sozinho

A – área da cantoneira

Banzo superior

De acordo com a tabela 7, a barra 1-2 foi escolhida por ser a mais crítica, possuindo uma carga de 13403 kgf de compressão. Tomando duas cantoneiras de abas iguais 2"x1/4", com $A = 6,06 \text{ cm}^2$, $x = 1,50 \text{ cm}$ e $I_x = I_y = 14,5 \text{ cm}^4$. Com base nas equações do capítulo 2, foram obtidos os números abaixo:

$$I_x = 2 \times 14,5 = 29 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \left[14,5 + \left(1,5 + \frac{0,63}{2} \right)^2 \times 6,06 \right] = 68,93 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{2 \times 14,5}{2 \times 6,06}} = 1,55 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{68,93}{2 \times 6,06}} = 2,38 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ex}}{i_x} = \frac{85}{1,55} = 54,83$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ey}}{i_y} = \frac{340}{2,38} = 142,85$$

Como $\lambda_y > \lambda_x$, é mais provável que a estrutura flambe em Y. Logo:

$$\bar{\sigma}_c = \frac{10363000}{(142,85)^2} = 508 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{P}_c = \bar{\sigma}_c \times 2A = 6156,96 \text{ kgf}$$

Devido ao fato do valor encontrado para a carga crítica ser muito distante e abaixo de 13403, deve-se realizar outras tentativas até que se consiga uma cantoneira mais apropriada para suportar o esforço em questão. Para um perfil 2 1/2"x5/16", com $A=9,48 \text{ cm}^2$, $x = 1,88 \text{ cm}$ e $I_x = I_y = 35,4 \text{ cm}^4$.

$$I_y = 2 \left[35,4 + \left(1,88 + \frac{0,63}{2} \right)^2 \times 9,48 \right] = 162,15 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{162,15}{2 \times 9,48}} = 2,92 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{340}{2,92} = 116,26$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{10363000}{(116,26)^2} = 766,7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{P}_c = 766,7 \times 2 \times 9,48 = 14535 \text{ kgf}$$

Visto que o valor encontrado é mais próximo da carga real, esta é a cantoneira escolhida. Em seguida é feita a verificação para o carregamento de tração. O esforço é de 5448 kgf e o aço elegido para o projeto possui $\sigma_{esc} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$. Utilizando um coeficiente de segurança $\eta = 1,6$, $\sigma = 1500 \text{ kgf/cm}^2$. Para o perfil escolhido para suportar flambagem:

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{5448}{2 \times 9,48} = 287 \text{ kgf/cm}^2$$

O resultado está abaixo de 1500, o que torna o mesmo pertinente para uso.

4.1.4.1 CÁLCULO CANTONEIRA ISOLADA

Com o intuito de assegurar que a estrutura tenha resistência o bastante para suportar as forças colocadas sobre ela, é imprescindível garantir que a cantoneira tenha condições de sustentar sozinha esse carregamento. No caso da barra 1-2 divide-se a carga de 13403 kgf, obtendo então 6701,5 kgf para cada cantoneira.

Através da tabela que contém as dimensões da mesma, são obtidos também os seguintes dados referentes à ela: $i_{máx} = 2,43$ cm e $i_{mín} = 1,24$ cm. Por meio do raio de giração mínimo, é encontrado o comprimento de flambagem máximo (eixo de menor inércia) fazendo uso da expressão abaixo:

$$\lambda_{máx} = \frac{l}{i_{mín}} = \frac{340}{1,24} = 274,19$$

A partir disso, a tensão e carga críticas são:

$$\bar{\sigma}_c = \frac{10363000}{(274,19)^2} = 137,84 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_c = \bar{\sigma}_c \times A = 137,84 \times 9,48 = 1307 \text{ kgf}$$

No sentido de certificar que o perfil é resistente o suficiente para essa situação, o mesmo deve satisfazer a condição:

$$\lambda_{peçasozinha} \leq \lambda_{conjunto}$$

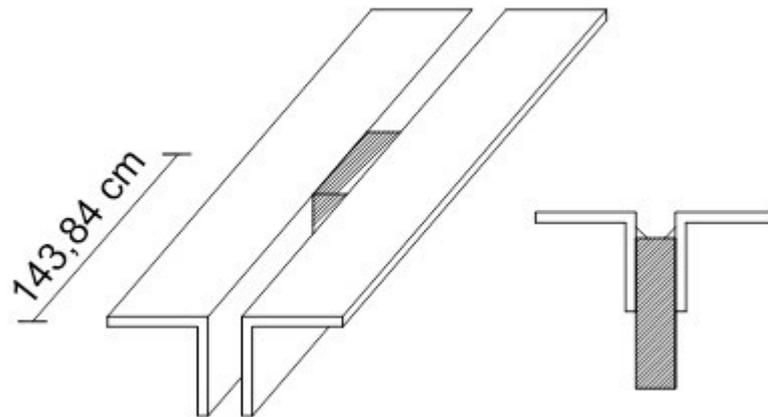
$$\lambda_{peçasozinha} \leq 116,26$$

$$\frac{l}{1,24} = 116,26$$

$$l = 143,84 \text{ cm}$$

Esse comprimento de flambagem calculado é o comprimento necessário para que não haja falha da seção atuando sozinha. Colocando uma chapa de união ao longo dos 340 cm, a cada 143,84 cm é possível obter essa conjuntura. A imagem a seguir demonstra essa configuração requerida.

Figura 39 - Chapa de união entre as cantoneiras



Fonte: DraftSight

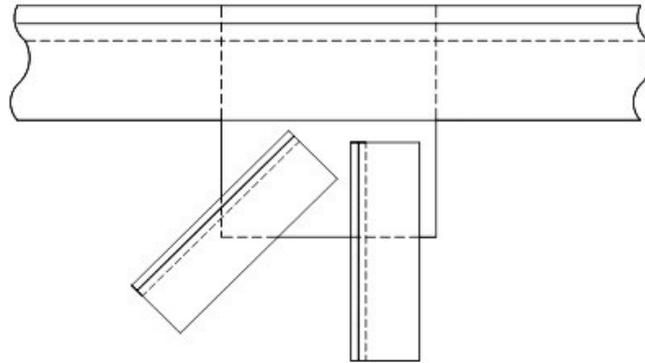
Estes mesmos cálculos, tanto das cantoneiras atuando em conjunto como de forma separada, foram realizados para cada uma das partes da treliça, tomando sempre como ponto de partida a barra mais crítica. Se apoiando neles, foram escolhidas as seções mais adequadas, sendo elas detalhadas na próxima tabela, de acordo com sua localização:

PARTE	CANTONEIRA ESCOLHIDA		
BANZO SUPERIOR	2 ½" x 5/16"		
	$I_x=I_y$	Área	X
	35,4 cm^4	9,48 cm^2	1,88 cm
BANZO INFERIOR	1 ½" x ¼"		
	$I_x=I_y$	Área	X
	5,8 cm^4	4,45 cm^2	1,19 cm
DIAGONAL	1 ½" x 1/8"		
	$I_x=I_y$	Área	x
	3,3 cm^4	2,32 cm^2	1,07 cm
MONTANTE	1 ¼" x 1/8"		
	$I_x=I_y$	Área	x
	1,7 cm^4	1,94 cm^2	0,89

Tabela 11- Relação de cantoneiras selecionadas para a cobertura

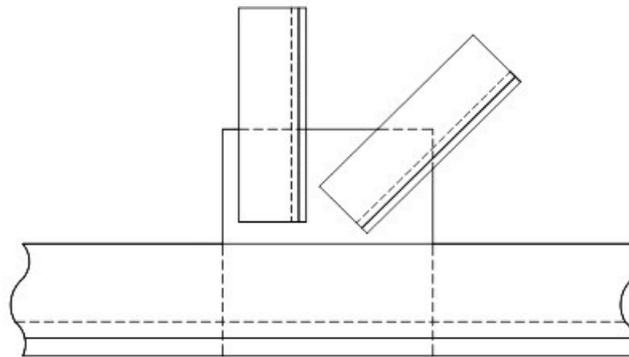
No que concerne à disposição das cantoneiras, quando isoladas, seguem abaixo as representações de cada uma:

Figura 40 - Chapa de união do banzo superior



Fonte: DraftSight

Figura 41 - Chapa de união do banzo inferior



Fonte: DraftSight

4.1.4.2 DIMENSIONAMENTO SOLDA

Para se conseguir a configuração mostrada no capítulo anterior, é necessário realizar o dimensionamento da solda a ser executada nas seções, de modo que as mesmas sejam capazes de suportar os esforços nelas aplicados. Por esse motivo serão analisadas as barras mais críticas de cada parte da cobertura.

A título de exemplo, será analisada a barra 14-15 (montante), que nas condições de carga permanente e sobrecarga possui um esforço compressivo de 1437 kgf e no caso de carga acidental e sobrecarga a força é de tração de 887 kgf.

A cantoneira escolhida foi de 1 ¼" x '8", e através dos dados de suas dimensões, são feitos os seguintes cálculos:

$$\begin{aligned}\sum M_1 &= 0 \\ -F_2 \times 3,17 + F \times 2,28 &= 0 \\ F_2 &= \frac{1437 \times 2,28}{3,17} = 1033,5 \text{ kgf} \\ \sum M_2 &= 0 \\ F_1 \times 3,17 - F \times 0,89 &= 0 \\ F_1 &= \frac{0,89 \times 1437}{3,17} = 403,45 \text{ kgf}\end{aligned}$$

A área da solda é calculada pela equação: $A = 0,707el_s$, onde e é espessura da cantoneira e l_s é o comprimento de solda. Para solda é feita a consideração $\tau_{esc} = 0,6 \sigma_{esc} = 0,6 \times 1500 = 900 \text{ kgf/cm}^2$.

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{F}{A} \\ 900 &= \frac{F_1}{0,707 \times 0,3 \times l_1} \\ l_1 &= 7,05 \text{ cm} \\ 900 &= \frac{F_2}{0,707 \times 0,3 \times l_2} \\ l_2 &= 2,75 \text{ cm}\end{aligned}$$

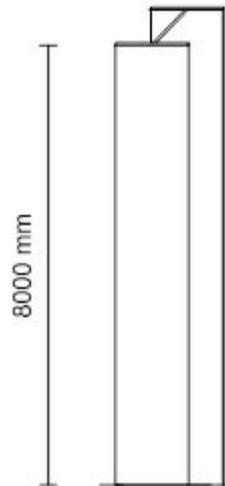
Esse mesmo procedimento foi realizado para as outras seções e a partir dele definiu-se as dimensões da chapa de união que será de 12 cm x 16 cm, de modo que sejam atendidos os diferentes casos analisados com seus respectivos comprimentos de solda calculados.

4.2 DIMENSIONAMENTO PILAR

O pé direito da obra possui 8 m. Portanto, essa será a altura também do pilar, o qual é constituído de duas partes: uma de telha e a outra de alvenaria. A primeira está na base do mesmo, com extensão de 3 m. Já a segunda se estende nos 5 m

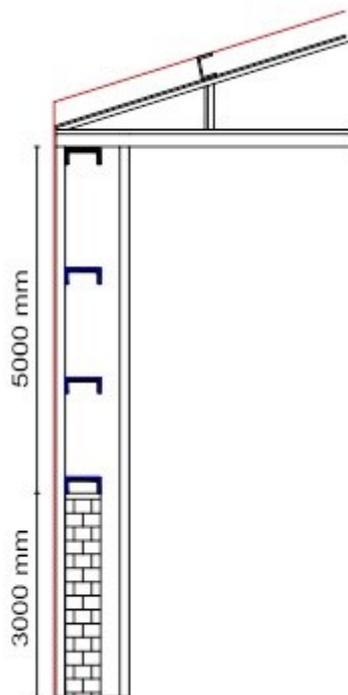
seguintes até a cobertura. Na parte da telha foram colocadas terças igualmente espaçadas.

Figura 42 - Pilar com seção I



Fonte: DraftSight

Figura 43 - Detalhamento da composição do pilar



Fonte: DraftSight

4.2.1 DIMENSIONAMENTO DA TERÇA

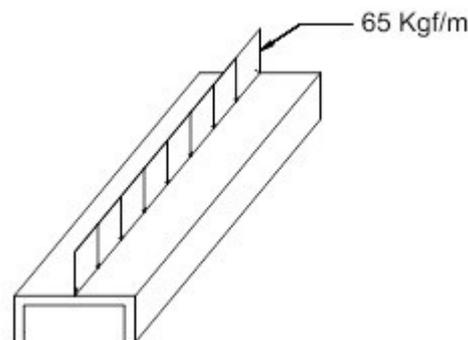
Assim como foi feito para os elementos anteriores, novamente deve-se considerar dois cenários para a análise estrutural. De acordo com a norma, o peso da telha é de 10 kg/m² e o da terça é de 9 kg/m. Logo, partindo da situação que leva em conta a carga permanente mais a sobrecarga, são obtidos os valores abaixo:

$$Q_p = P_{telha} + P_{terça}$$

$$Q_p = 10 \times 1,6 + 9 = 25 \text{ kgf/m}$$

A sobrecarga, conforme adotado nas etapas anteriores, é de 25 kgf/m². Multiplicando o valor por 1,6, que é a largura, obtém-se 40 kgf/m. Portanto, a carga total atuando sobre os 6 m do perfil será de 65 kgf/m. A imagem a seguir ilustra essa condição:

Figura 44 - Carregamento para condição de carga permanente+sobrecarga



Fonte: DraftSight

$$M_y = \frac{65 \times 6^2}{8} = 292,5 \text{ kgfm} = 29250 \text{ kgfcm}$$

$$M_x = 0$$

Adotando o perfil C 250x85x25x3 mm com as propriedades: $W_x = 100,8 \text{ cm}^3$ e $W_y = 20,7 \text{ cm}^3$:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

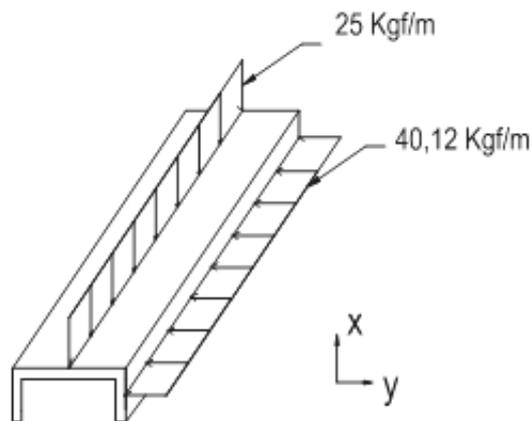
$$\sigma = \frac{29250}{20,7} = 1413,04 \text{ kgf/cm}^2$$

Como o valor encontrado é menor que o limite de resistência do material, a seção é adequada para suportar as solicitações.

Para o segundo caso é preciso calcular as cargas acidental e permanente, sendo que esta última já é conhecida. Dos dimensionamentos prévios sabe-se que a carga de vento é de 35,82 kgf/m². Da norma NBR 6123/88, é adotado um coeficiente de pressão de 0,7. De posse destes números a carga acidental pode ser obtida:

$$Q_a = 35,82 \times 0,7 \times 1,6 = 40,12 \text{ kgf/m}$$

Figura 45 – Carregamento para condição de carga permanente+acidental



Fonte: DraftSight

Na imagem é perceptível que os carregamentos estão em direções diferentes, possuindo então componentes de momentos em relação aos dois eixos (x e y).

$$M_x = \frac{40,12 \times 6^2}{8} = 180,54 \text{ kgfm} = 18054 \text{ kgfcm}$$

$$M_y = \frac{25 \times 6^2}{8} = 112,5 \text{ kgfm} = 11250 \text{ kgfcm}$$

Adotando o perfil C 250x85x25x3 mm com as propriedades: $W_x = 100,8 \text{ cm}^3$ e $W_y = 20,7 \text{ cm}^3$:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

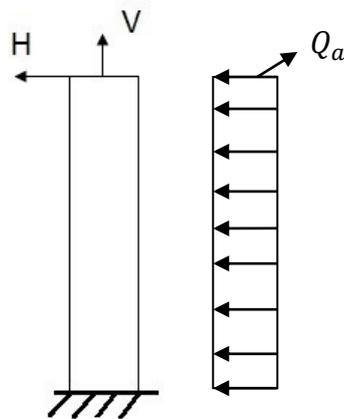
$$\sigma = \frac{18054}{100,8} + \frac{11250}{20,7} = 179,11 + 543,48 = 722,59 \text{ kgf/cm}^2$$

A tensão encontrada é menor que 1500 kgf/cm², o que torna a peça apropriada para resistir às cargas em questão.

4.2.2 DIMENSIONAMENTO DO PILAR

Antes de realizar os cálculos é feita a seguinte consideração: o pilar possui uma extremidade livre e outra engastada. Os valores dos esforços atuantes foram obtidos na etapa de análise da estrutura treliçada, sendo que $V = 2880 \text{ kgf}$ e $H = 345$. Para o caso que considera a carga permanente e a acidental, esta é a disposição:

Figura 46 - Forças atuando no pilar



Fonte: DraftSight

A carga de vento é conhecida e é de $35,82 \text{ kgf/m}^2$. A partir da tabela de coeficientes para edificações de planta retangular, é adotado um coeficiente de correção de $-0,8$ (NBR 6123/88). A região de influência é de 6 m . De posse desses parâmetros é encontrado o momento total atuante:

$$Q_a = 35,82 \times 0,8 \times 6 = 171,94 = 172 \text{ kgf/m}$$

$$M_x = H \times h + q \times h \times \frac{h}{2}$$

$$M_x = 345 \times 8 + 172 \times \frac{8^2}{2}$$

$$M_x = 2760 + 5504 = 8264 \text{ kgfm} = 826400 \text{ kgfcm}$$

$$M_y = 0$$

Escolhendo o perfil I: W 360x44, com $W_x = 696,5 \text{ cm}^3$, a tensão será:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

$$\sigma = \frac{826400}{696,5} = 1186,5 \text{ kgf/cm}^2$$

Mais uma vez, como a tensão está dentro do limite estabelecido, é pertinente o uso dessa seção.

No caso em que há atuação da carga permanente e da sobrecarga, apenas uma força vertical está atuando e seu valor é de 2880 kgf.

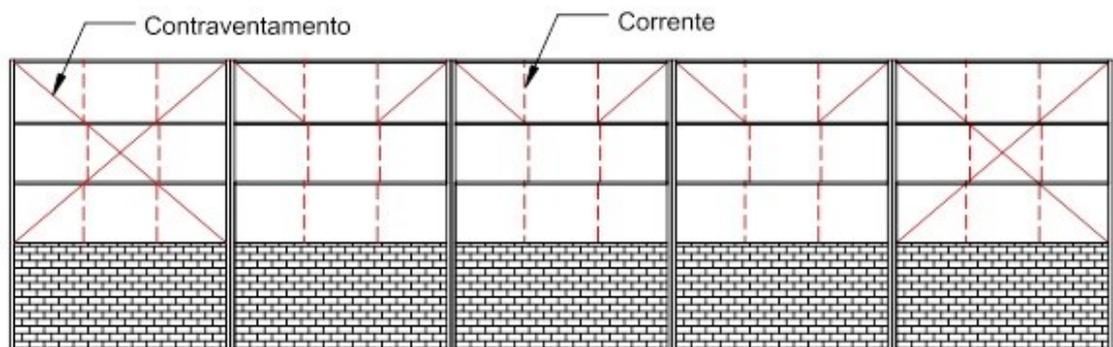
Figura 47 - Esforço atuando sobre o pilar



Fonte: DraftSight

Pela figura, percebe-se que o pilar está sofrendo uma compressão. Por esse motivo, é preciso dimensionar o elemento para evitar flambagem. Com o intuito de se reduzir o comprimento de flambagem e, portanto, permitir que a estrutura resista ao carregamento a ela imposto, é colocado um contraventamentos.

Figura 48 - Contraventamento no pilar

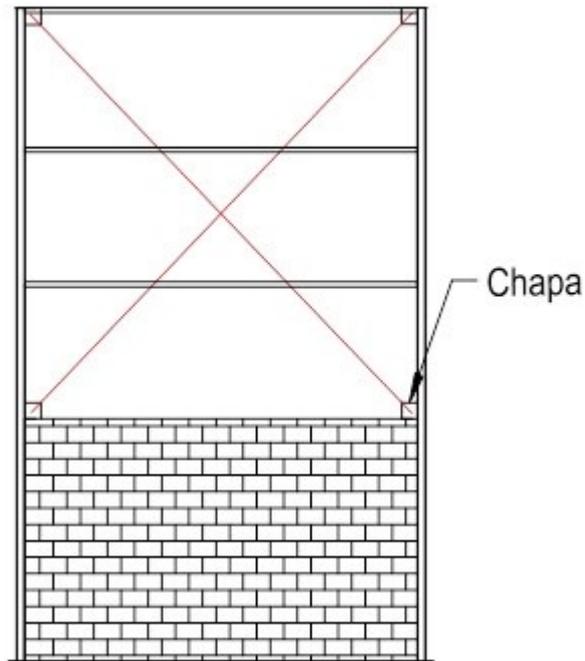


Fonte: DraftSight

O contraventamento, como dito anteriormente, é utilizado para a proteção contra a ação do vento em edificações de grande porte. Nas estruturas metálicas, ele é feito em forme de X e dispostas lateralmente, produzindo um efeito de tração e compressão, em vez de flexão, sobre a estrutura, o que a estrutura mais rígida e

mais resistente em relação a ação do vento. Esse sistema é ligado através de chapas que são soldadas nas extremidades laterais, facilitando o formato em "X".

Figura 49 - Detalhamento do contraventamento



Fonte: DraftSight

É adotado o perfil I W 360x44, o qual possui os seguintes parâmetros: $W_x = 696,5 \text{ cm}^3$, $I_x = 12258 \text{ cm}^4$, $I_y = 818 \text{ cm}^4$ e $A = 57,7 \text{ cm}^2$. A partir do momento de inércia e da área é calculado o raio de giração:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 14,58 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 3,77$$

Logo:

$$\lambda_x = \frac{l_e}{i_x} = \frac{500}{14,58} = 34,29$$

$$\lambda_y = \frac{l_e}{i_y} = \frac{500}{3,77} = 132,62$$

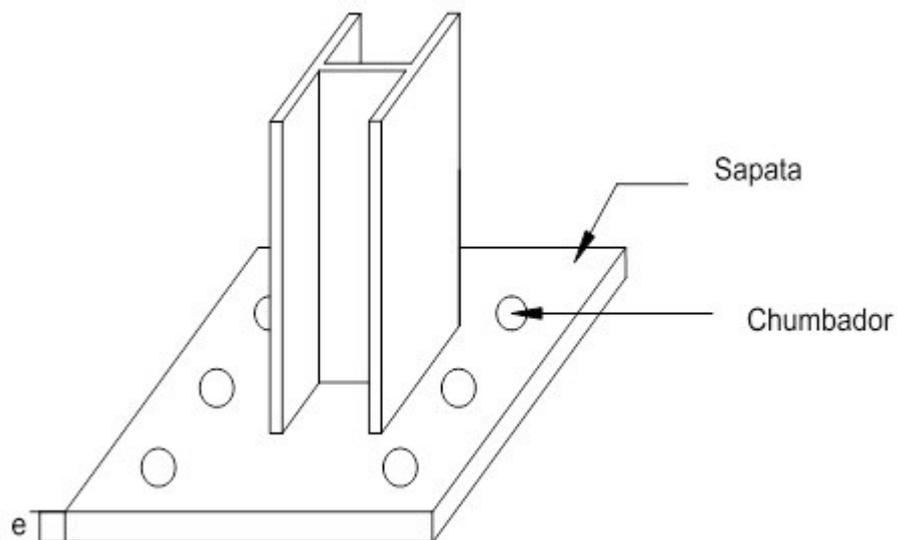
$$\sigma_c = \frac{10363000}{(132,62)^2} = 589,21 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F = \sigma \times A = 589,21 \times 57,7 = 33997,42 \text{ kgf}$$

4.2.3 DIMENSIONAMENTO DO ELEMENTO DE APOIO E DO CHUMBADOR

Conforme explicado previamente, a fundação da estrutura possui a função de transmitir os esforços para o solo. Assim sendo, seu dimensionamento diz respeito aos cálculos envolvendo a sapata e o chumbador, visto que foi escolhida a fundação rasa. Foi adotado que teríamos 6 chumbadores, sendo 3 do lado esquerdo e 3 do lado direito, como pode se ver no desenho a seguir:

Figura 50 - Fundação escolhida para o projeto



Fonte: DraftSight

A partir do perfil selecionado para o pilar, são obtidos os dados necessários para a análise: $t_f = 9,8 \text{ mm}$ e $h = 332 \text{ mm}$. Logo:

$$l = h + 2 t_f = 351,6 \text{ mm} = 35,16 \text{ cm}$$

É estimado um espaçamento entre os chumbadores e o pilar de 10 cm. Portanto:

$$d = l + 2 \times 10 = 55,16 \text{ cm}$$

O valor do momento atuante já é conhecido, desta forma pode-se encontrar o valor da força:

$$M = 826400 \text{ kgfcm}$$

$$M = F \times d$$

$$F = \frac{M}{d} = \frac{826400}{55,16} = 14981,87 \text{ kgf}$$

$$F = \frac{P}{A}$$

$$1500 = \frac{14981,87}{A}$$

$$A = 9,99 \text{ cm}^2$$

Como serão três chumbadores de cada lado, a área mínima de cada um será:

$$A_{min} = \frac{A}{3} = 3,33 \text{ cm}^2$$

Adotando um chumbador 7/8", com diâmetro de 2,22 cm:

$$A = \frac{(2,22)^2 \pi}{4} = 3,87 \text{ cm}^2$$

A área cisalhada deve levar em conta o raio da porca, já que na ocorrência de cisalhamento é ela quem vai deslizar ao longo do furo e provocar danos na estrutura. Seu valor é estimado em 1,5 cm com base no diâmetro do chumbador.

$$A_{cis} = 2\pi r e = 2 \times \pi \times 1,5 \times e$$

Já a carga por chumbador será:

$$P_{ch} = \frac{14981,87}{3} = 4993,96 \text{ kgf}$$

$$\tau = \frac{4993,96}{2 \pi 1,5 e} = \frac{529,87}{e}$$

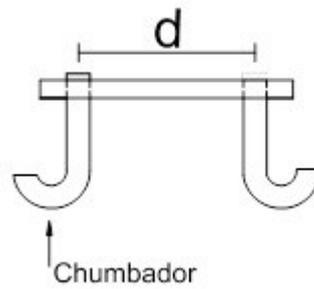
Para o material escolhido para estrutura, é estabelecido um limite para a tensão de cisalhamento de 1050 kgf/cm². De posse dessa informação, é possível estimar o valor da espessura da sapata:

$$\tau = \frac{529,87}{e} \leq 1050$$

$$e \leq 0,50 \text{ cm}$$

Ainda é preciso determinar o comprimento do chumbador, pois o mesmo é do tipo anzol, como pode se observar na imagem abaixo:

Figura 51 - Chumbador do tipo anzol



Fonte: DraftSight

A norma recomenda que o comprimento seja de aproximadamente 30 vezes o diâmetro do chumbador:

$$L_{ch} = 30 \times 2,22 = 66,6 \text{ cm}$$

5. CONCLUSÃO

A utilização da estrutura metálica para a construção deste galpão metálico fornece inúmeras vantagens, como, por exemplo, a redução do custo de produção, menor tempo de construção, alta resistência do material, grande variedade de perfis para serem utilizados, menor consumo de revestimento e ainda é possível adicionar produtos químicos que melhoram ainda mais as propriedades mecânicas desse tipo de estrutura.

Através da elaboração deste projeto, foi possível concluir que o dimensionamento de uma estrutura metálica leva em consideração inúmeras variáveis, como a escolha do perfil, a distância dos pilares, a distância entre as terças, a altura do pé direito, o peso da estrutura, a carga de vento, entre outros. Pode-se notar, também, a influência que a flambagem exerce sobre a estrutura, pois é preciso utilizar correntes e contraventamentos para que as peças suportem a ação da flambagem.

Pode-se concluir, também, que a escolha do local da construção, a velocidade do vento, o tamanho da área construída, o tipo de telhado, a composição da parede e dos pilares, entre outros, influem sobre o perfil escolhido e os cálculos realizados.

Ao realizar este trabalho, o conhecimento sobre o tema foi aprimorado, diferentes fatores que influenciam no dimensionamento de um galpão e a forte ação que a flambagem exerce sobre qualquer estrutura foram analisados. Diante disso, é essencial um dimensionamento correto e minucioso para a realização de um projeto seguro e eficaz.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Carneiro, F.; Martins, J. Análise de Estruturas – Contraventamento de Edifícios. Disponível em: <https://pilaresedificios.files.wordpress.com/2011/10/contraventamento-de-estruturas.pdf>. Acesso em: 2 dez. 2017.
- Neto, Augusto. Estruturas Metálicas 2. Disponível em: http://www.acn.eng.br/imagens/downloads_acad/EM%20II.pdf. Acesso em: 20 nov. 2017.
- Alva, Gerson. Projeto Estrutural de Sapatas. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Sapatas.pdf>. Acesso em: 5 fev. 2018.
- Beer, F; Johnston, E. Resistência dos materiais. 3. ed. São Paulo: Pearson Education, 1995.
- Pfeil, W; Pfeil, M. Estruturas de aço. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.
- Hibbeler, R. C. Resistência dos materiais. 7. ed. São Paulo: Pearson Education, 2010.
- Chiaverini, V. Aços e ferros fundidos. 6. ed.
- Bastos, Paulo. Sapatas de Fundação. Disponível em: <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>. Acesso em: 3 mar. 2018.
- _____. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1998.
- _____. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.