



AFYA EDUCACIONAL
UniREDENTOR

CENTRO UNIVERSITÁRIO REDENTOR
BACHARELADO EM ENGENHARIA MECÂNICA

CARLOS HENRIQUE MOTA DOS SANTOS
LUCAS DE MELO RISON
RAPHAEL FERRAZ ALVARENGA

DIMENSIONAMENTO DE UM TERRAÇO EM ESTRUTURA METÁLICA

ITAPERUNA – RJ

2021

CENTRO UNIVERSITÁRIO REDENTOR
BACHARELADO EM ENGENHARIA MECÂNICA

CARLOS HENRIQUE MOTA DOS SANTOS
LUCAS DE MELO RISON
RAPHAEL FERRAZ ALVARENGA

DIMENSIONAMENTO DE UM TERRAÇO EM ESTRUTURA METÁLICA

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à banca de Graduação em
Engenharia Mecânica, do Centro
Universitário Redentor – Itaperuna – RJ,
como requisito parcial para obtenção do
Título de Bacharel em Engenharia Mecânica.

Orientador: Prof. Daniel Passos Gallo, Esp

CARLOS HENRIQUE MOTA DOS SANTOS
ITAPERUNA – RJ
2021

LUCAS DE MELO RISON
RAPHAEL FERRAZ ALVARENGA

DIMENSIONAMENTO DE UM TERRAÇO EM ESTRUTURA METÁLICA

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à banca de Graduação em
Engenharia Mecânica, do Centro
Universitário Redentor – Itaperuna – RJ,
como requisito parcial para obtenção do
Título de Bacharel em Engenharia Mecânica.

Aprovado em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Prof. Daniel Passos Gallo, Esp. – Orientador
Centro Universitário Redentor

Prof. Xxx, Título.
Centro Universitário Redentor

Prof. Xxx, Título.
Centro Universitário Redentor

ITAPERUNA – RJ

2021

LISTA DE SIGLAS E ABREVIACÕES

NBR	Norma Técnica Brasileira
-----	--------------------------

LISTA DE FIGURAS
DIMENSIONAMENTO DE UM TERRAÇO EM ESTRUTURA METÁLICA
LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Peso específico dos materiais de construção.....	23
Tabela 2: Peso específico dos materiais de construção.....	29
Tabela 3: Peso específico dos materiais de construção - Continuação.....	29
Tabela 4: Valores mínimos das cargas verticais.....	30
Tabela 5: Valores mínimos das cargas verticais - Continuação.....	31
Tabela 6: Fator Topográfico.....	34
Tabela 7: Categorias de rugosidade do terreno.....	35
Tabela 8: Classificação das dimensões da edificação.....	35
Tabela 9: Fator S ₂	36
Tabela 10: Valores mínimos do fator estatístico	37
Tabela 11: Valores dos coeficientes de ponderações das ações.....	39
Tabela 12: Valores dos fatores de combinação	39
Tabela 13- Coeficiente de Forma.....	42
Tabela 14- Levantamento dos perfis.....	55
Tabela 15- Levantamento das lajes.....	55
Tabela 16- Orçamento da Execução da estrutura metálica do terraço.....	56

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1: Cálculo da altura da alma.....	18
Equação 2: Cálculo da área das mesas da viga.....	18
Equação 3: Condição da esbeltez da mesa.....	19
Equação 4: Espessura da alma.....	20
Equação 5: Condição da espessura da alma.....	20
Equação 6: Condição de resistência à tração.....	20
Equação 7: Cálculo de escoamento da seção bruta	20
Equação 8: Cálculo da ruptura da seção líquida	21
Equação 9: Condição de resistência à tração.....	21
Equação 10: Condição de resistência à tração.....	22
Equação 11: Esbeltez limite da alma.....	23
Equação 12: Condições da resistência nominal ao esforço cortante.....	24
Equação 13: Cálculo dos coeficientes.....	24
Equação 14: Cálculo de cortante plástico	25
Equação 15: Cálculo da velocidade característica do vento	34
Equação 16: Cálculo da Pressão Dinâmica	37
Equação 17: Cálculo das forças estáticas devidas ao vento.....	38
Equação 18: Cálculo das forças combinadas.	38
Equação 19: Cálculo da combinação última desfavorável.....	43
Equação 20: Cálculo de dimensionamento de laje de concreto armado.....	45
Equação 21: Cálculo Lambida.....	47
Equação 22: Cálculo Lambida plástico.....	47
Equação 23: Cálculo Momento totalmente plastificado	48
Equação 24: Cálculo Momento totalmente plastificado majorado.....	48
Equação 25: Cálculo de área de alma.....	48
Equação 26: Cálculo força cortante.....	48
Equação 27: Cálculo força cortante majorada.....	48
Equação 28: Cálculo de deformação máxima.....	49
Equação 29: Cálculo de deformação limite.....	49
Equação 30: Cálculo de fator de redução à compressão.....	51
Equação 31: Cálculo de área de solda.....	54
Equação 32: Cálculo de força resistente de solda.....	54

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	8
2. METODOLOGIA	10
2.1 Combinação de Ações	10
2.2 Ambientação	13
2.2.3 Perfil Metálico Escolhido	15
2.3 Dimensionamento do Perfil	22
2.3.1 Resistência à Tração	18
2.3.2 Resistência à Compressão.....	19
2.3.3 Resistência à Flexão	20
2.3.4 Resistência ao Esforço Cortante	21
2.4 ESCOLHA DA TELHA	23
2.5 LIGAÇÕES NA ESTRUTURA METÁLICA	23
2.5.1 Ações na Estrutura Metálica	25
2.5.2 Ações Permanentes	26
2.5.3 Ações Variáveis	27
2.5.4 Ações Excepcionais	29
2.5.5 Ação dos Ventos	29
2.6 VELOCIDADE BÁSICA DOS VENTOS	31
2.6.1 Determinação da Velocidade Característica do vento	32
2.6.2 Determinação da Pressão Dinâmica	35
2.6.3 Determinação dos Coeficientes da Pressão Externa e Interna	35
2.6.4 Determinação das Forças Estatísticas devidas ao vento.....	35
3. RESULTADOS	36
3.1 Dimensionamento da Estrutura	36
3.1.2 Determinação das Combinações de Força	37
3.2 Dimensionamento das Lajes.....	40
3.3 Dimensionamento das Vigas	40
3.3.1 Esforços Solicitantes	41
3.4 PLANTA DE DETALHAMENTO DE ESTRUTURA.....	49
3.4.1 Conferência de Solda de Entalhe	50
4. ORÇAMENTO DE PROJETO.....	51
5. CONCLUSÃO.....	52

1. INTRODUÇÃO

As empresas com o passar do tempo se tornaram cada vez mais competitivas, então, é preciso que haja alguma vantagem frente as outras organizações (BEHESHTI *et al.*, 2020).

A busca pela eficiência e eficácia das atividades e da organização faz com que esta se torne mais competitiva (RATTANAWIBOONDOM E KHAN, 2020).

A indústria de construção civil brasileira é um exemplo de setor que apresenta um dos mercados considerados mais competitivos. Neste ramo, buscam-se soluções que sejam econômicas, eficazes, eficientes, duráveis e que apresentem um prazo de construção dentro do necessário (GIANNETTI *et al.*, 2018).

Essa indústria que teve seu início através de trabalhos manuais, na última década apresentou uma onda de crescimento e notaram-se possibilidades de inovar, com o intuito de aumentar a produtividade e a qualidade, além de reduzir os custos (BARBOSA ; VILNITIS, 2017).

Com isso, as construções em aço passaram a ser utilizadas. Os telhados passaram a ser feitos de aço com a telha de zinco com sua durabilidade média de 40 a 70 anos em comparação com os telhados tradicionais costumam ter um durabilidade bem menor além de não precisar de manutenção periodicamente (DECORFACIL, 2021).

Quando tratam-se de telhados de edificações, tradicionalmente, o território nacional segue as características dos telhados coloniais portugueses, com telhas cerâmicas apoiadas em estruturas descontínuas de madeira serrada. Contudo, em muitos casos outros materiais e outros sistemas construtivos possuem características apropriadas e até melhores que a madeira para fazer a função de estrutura de apoio das telhas. Novas telhas, além da tradicional cerâmica portuguesa, também levaram a construção civil a desenvolver novas técnicas para a estrutura do telhado (DECORFACIL, 2021).

As estruturas metálicas se destacam devido à maior resistência mecânica apresentada pelo aço frente aos demais materiais e por possuírem um processo construtivo mais rápido e maior suporte de vãos, sendo muito utilizados por indústrias, supermercados, pavilhões, torres, telhados, escadas, passarelas, garagens, pontes, telhados, depósitos, lojas, e como sugerido por este trabalho, um terraço. Além disto, a estrutura metálica proporciona uma redução dos gastos considerável (CHAVES, 2007).

Em 1750 surgiram as primeiras obras em aço, porém seu emprego estrutural se deu em 1980, na França, na escadaria do Louvre e no Teatro de

Palais Royal. Outro exemplo de aplicação de aço em grandes marcos históricos foi na Inglaterra, em 1757, quando fez-se uma ponte de ferro fundido (BELLEI, 2008).

No Brasil, o início da fabricação deste material se deu por volta de 1812, e a primeira obra a usar ferro fundido em sua estrutura, produzida no estaleiro de Mauá, em Niterói/RJ, foi a Ponte de Paraíba do Sul, no estado do Rio de Janeiro (BELLEI, 2008).

A utilização do aço em sistemas de estruturas construtivas é positiva, pois há o alívio de cargas nas fundações, redução do tempo da obra, facilidades no canteiro de obras, racionalização de materiais e da mão de obra, maior garantia de qualidade e reciclabilidade (CIVILIZAÇÃO ENGENHARIA, 2016).

O aço é um material homogêneo de produção controlada, como faz-se produção seriada, implica em prazos e custos menores, alta resistência, possibilidade de reaproveitamento de matéria, podem ser desmontados e substituídos com facilidade, permitem reforço quando necessário e menor prazo de execução (MALHEIROS, 2015)

Com base nos argumentos apresentados acima, a pesquisa tem como objetivo principal dimensionar um projeto de estruturas metálicas de um terraço de 127,40 metros quadrados, em um ambiente comercial, os quais apresentam características simples. Trata-se de uma edificação em um lugar no centro da cidade, localizado em terreno plano. Para tal, será levado como base as normas NBR 8.800:2002 e 6.123:1988. De modo mais específico, pretende-se ainda escolher o modelo estrutural que apresente uma fabricação e montagem loco mais rápida; dimensionar o terraço; realizar os cálculos estruturais, definir o orçamento do projeto, e apresentar os resultados encontrados como forma de conclusão destetrabalho.

A pesquisa tem como premissa servir como orientação ao leitor sobre onde e como utilizar determinado sistema para estrutura de um telhado. A análise proposta foi realizada observando estes tipos de edificações, como residências unifamiliares, residências multifamiliares e pavilhões industriais, utilizando materiais e sistemas já em uso no país e com fácil compatibilização com os métodos construtivos tradicionais.

A decisão pelo uso de estruturas metálicas partiu das propriedades mecânicas ofertadas por esse material, sendo essas superiores aos demais, um suporte construtivo mais rápido, menor desperdício de insumos e matérias-primas, além de apresentar uma redução de gastos considerável.

2. METODOLOGIA

A metodologia utilizada nesse trabalho é a adotada pela NBR 8800:2002 que define os requisitos básicos a serem seguidos no projeto no tocante à temperatura ambiente de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. A seguir serão descritas as ações, dimensionamento, ações variáveis e demais informações acerca do projeto.

2.1 Combinação de ações

Um carregamento é determinado pela combinação das ações que apresentam probabilidades não desprezíveis de atuarem ao mesmo tempo sobre a estrutura, durante um período previamente definido. A combinação das ações deve contemplar a determinação dos efeitos mais desfavoráveis para a estrutura (OLIVEIRA, 2021).

As combinações são categorizadas em combinações últimas e de serviço. As combinações últimas podem ser Combinações últimas normais; Combinações últimas especiais; Combinações últimas de construção; Combinações últimas. Enquanto as combinações de serviço de dividem em Combinações quase permanentes de serviço; Combinações frequentes de serviço; e Combinações raras de serviço.

De acordo com a ABNT (2008), calcula-se as combinações normais e aplicáveis a etapas construtivas para os estados limites através da Equação 1.

Equação 1: Cálculo das forças combinadas.

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

Na Tabela 1 apresentam-se os coeficientes de ponderação e já na Tabela 2, os de ações permanentes e variáveis, os quais levam em consideração a simultaneidade de atuação das ações, a variabilidade destas e os possíveis erros de avaliação das ações.

Tabela 1- Valores dos coeficientes de ponderações das ações.

Ações permanentes (γ_g)					
Combinações	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 adição <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos
Normais	1,25	1,30	1,35	1,40	1,50
	1,00*	1,00*	1,00*	1,00*	1,00*
Ações variáveis (γ_q)					
Combinações	Efeito da temperatura	Ação do vento	Ações truncadas	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupações	
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50	

*

*Valores correspondentes aos coeficientes para as ações favoráveis a segurança.

Fonte: ABNT, 2008.

Tabela 2- Valores dos fatores de combinação.

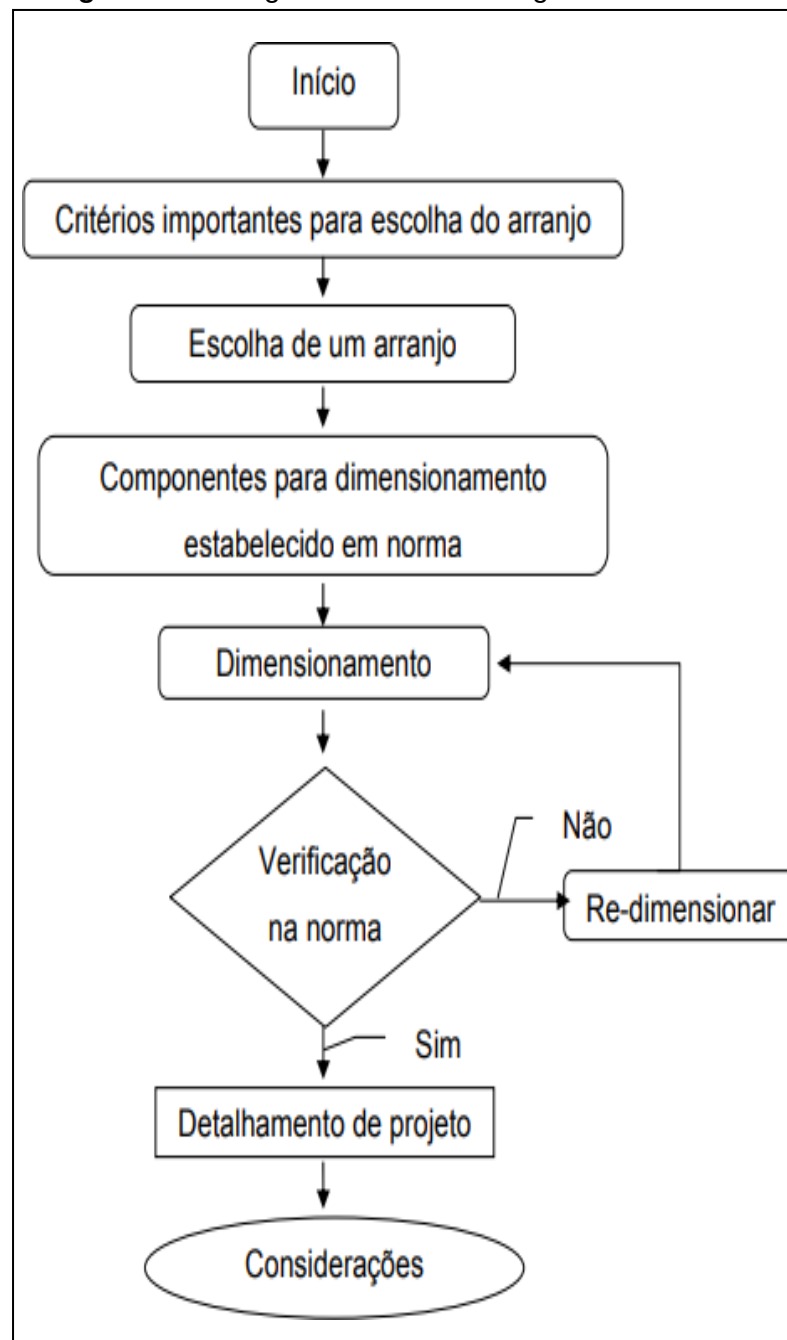
Ações		
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos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

Fonte: ABNT, 2008.

Para melhor elucidar a metodologia adotada, tem-se o fluxograma esquemático (Figura 1), que representa os passos necessários para o

desenvolvimento do presente trabalho.

Figura 1 - Fluxograma com a estratégia do trabalho.



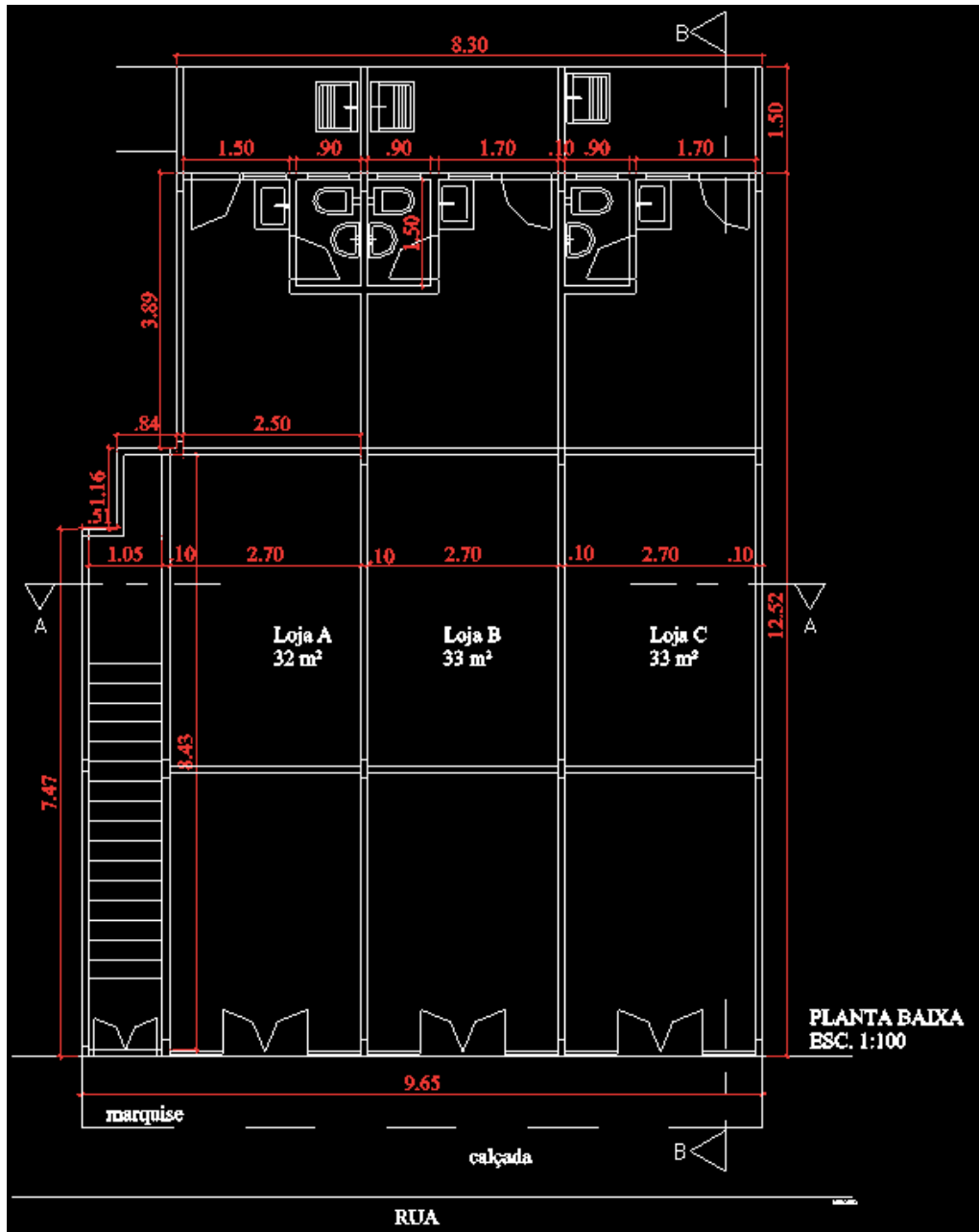
Fonte: Os autores, 2021.

Será dimensionado um projeto de estruturas metálicas de um terraço de um ambiente comercial, os quais apresentam características simples. Trata-se de uma edificação em um lugar no centro da cidade, localizado em terreno plano.

2.2 Ambientação

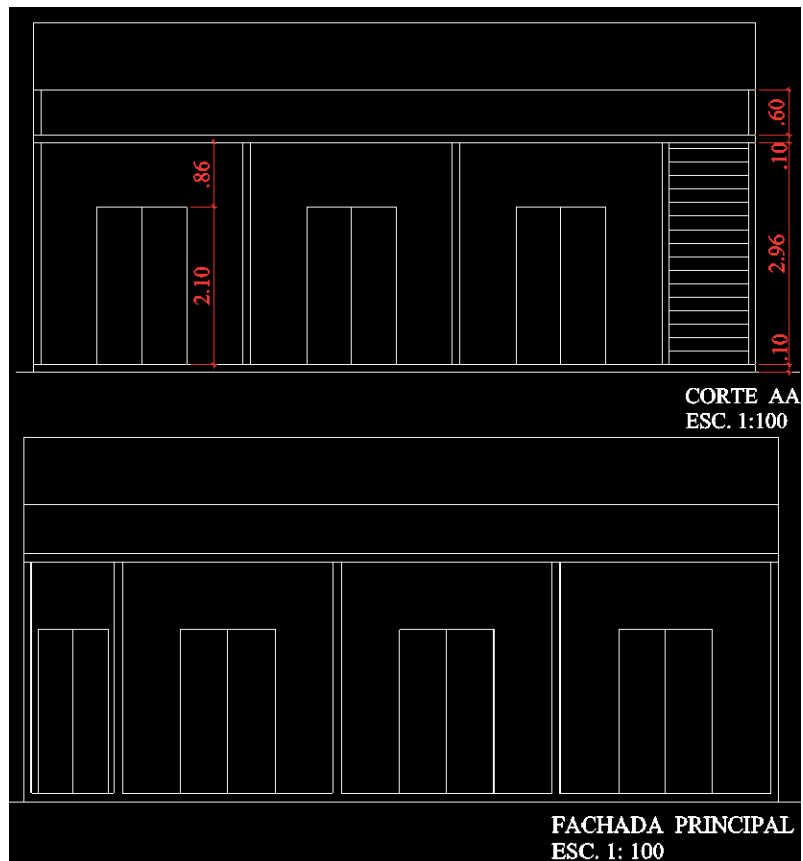
Na Figura 2 é apresentada a visão frontal em corte do estabelecimento ao qual será elaborado o dimensionamento do projeto.

Figura 2 - Planta baixa - Vista Frontal em Corte.



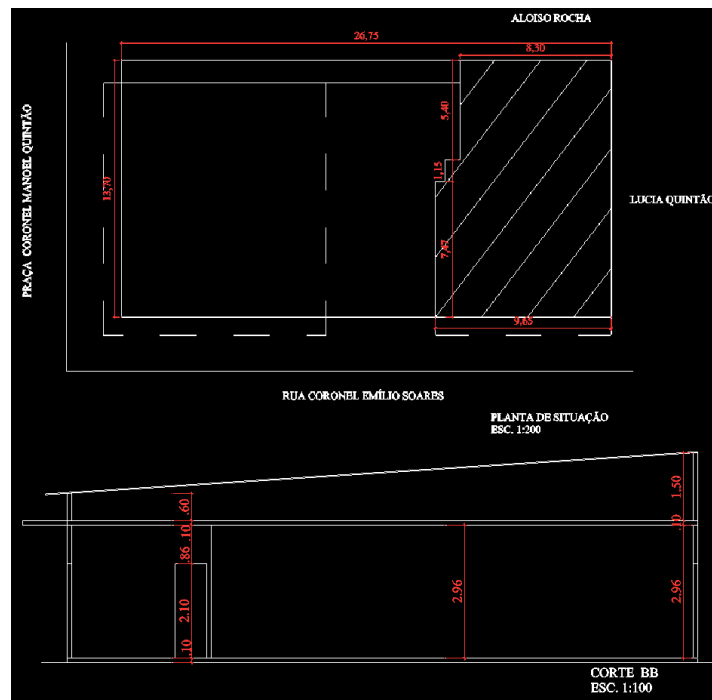
Fonte: Os autores, 2021.

Figura 3 - Planta baixa – Fachada Principal em Corte AA.



Fonte: Os autores, 2021

Figura 4 - Planta de Situação.



Fonte: Os autores, 2021.

Serão tratados todos os fatores de maneira integrada no projeto estrutural,

assim, todos os fatores que possam influenciar na estrutura, como: ações permanentes, variáveis e dos ventos.

Os critérios de dimensionamento foram baseados nas normas que regem os projetos de estruturas metálicas. Serão utilizadas: NBR 6.123:1988 – Forças devido ao vento em edificações: Procedimentos (ABNT, 1988); e ABNT NBR 8.800:2002 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios (ABNT, 2002).

O *software* a ser utilizado é o CypeCad Metálicas 3D versão gratuita, o qual apresenta um memorial de cálculo. Vale ressaltar que o orçamento do projeto de estruturas de aço será apresentado também como forma de resultado do presente trabalho.

2.2.3 Perfil Metálico Escolhido

Vários perfis metálicos estão disponíveis para usar em estruturas, sendo estes laminados, já obtidos no mercado com um formato específico, soldados ou dobrados (MALHEIROS, 2015).

Os mais usados são os de seção transversal em I e H , U ou canal, as cantoneiras em L , os quais são laminados.

Um sistema estrutural bem elaborado e adequado traz benefícios, como uma rapidez na montagem, facilidade de fabricação, menor peso da estrutura e menor custo (GUINZELLI, 2017).

Os sistemas industriais são constituídos de elementos verticais e elementos horizontais (PFEIL et al., 2009; DIAS, 2006).

Os elementos verticais são os pilares, conformados a partir de perfis “I”, “H”, tubulares, de alma cheia, barras chatas ou redondas, ou tubulares, tem a função de transmitir as cargas para as fundações, e estão dispostos apenas a esforços axiais de compressão (DIAS, 2006).

Já os elementos horizontais, vigas, terças e treliças, estão sujeitos a esforços de flexão, e transferem forças verticais para os apoios. Quanto aos seus perfis, encontram-se alma cheia, em forma de treliças, alveolares e Vierendeel (DIAS, 2006).

2.1 Dimensionamento do Perfil

Ressalta-se que o dimensionamento de um perfil metálico deve considerar que os esforços resistentes devem de maneira obrigatória serem superiores aos esforços solicitantes, para que seja possível garantir a estabilidade da estrutura.

Vale dizer que as solicitações de uma estrutura metálica devem ser dados de conhecimento do projetista, e deve-se determinar a força resistente, a qual irá variar devido ao tipo de solicitação e seção estudada.

Este processo é subdividido para cada esforço analisado, sendo tração, compressão, flexão e corte, e este se dá de acordo com a NBR 8.800 (ABNT, 2002).

O dimensionamento da viga de alma cheia segue as orientações de Andrade e Velasco (2016), e se inicia com o cálculo da altura da alma, apresentado na Equação 1.

Equação 1: Cálculo da altura da alma

$$h = 540 * \sqrt[3]{\frac{Md}{fy}}$$

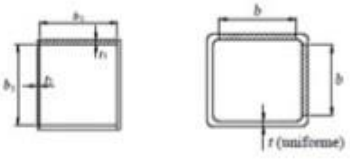
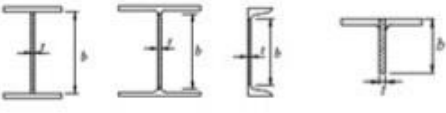
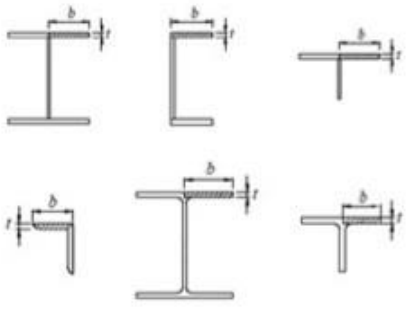
Feito o cálculo da alma, foi recomendado o cálculo da área das mesas da viga (vide Equação 2).

Equação 2: Cálculo da área das mesas da viga.

$$A_m = b_f * t_f$$

De acordo com a NBR 8.800 (ABNT, 2002), a esbeltez é a relação entre a largura e a espessura (b/t) da seção transversal do perfil. Mostra-se na Figura 5 qual parte da seção devem ser consideradas como largura e como espessura para o cálculo da esbeltez.

Figura 5 – Definição da espessura e largura das partes componentes dos perfis metálicos

Elemento	Largura, b, e espessura, l
Seção fechada	
Alma	
Mesa	

Fonte: ABNT, 2002.

A esbeltez da mesa b/t_f deve atender a seguinte condição mostrada na Equação 3.

Equação 3: Condição da esbeltez da mesa.

$$b/t_f \leq \frac{0,57 \sqrt{E}}{f_y}$$

Determina-se a espessura da alma com a Equação 4

Equação 4: Espessura da alma.

$$t_w = \frac{1,8 V_d}{y}, \text{ para um } t_w \geq 5 \text{ mm.}$$

Assim sendo, a esbeltez da alma h/t_w deve atender a condição mostrada na Equação 5.

Equação 5: Condição da espessura da alma.

$$\frac{\sigma}{\tau} \leq 11,7 \sqrt{\frac{E}{\gamma}}, \text{ se } a \leq 1,5$$

2.1.6 Resistência à Tração

De acordo com Pfeil e Pfeil (2009, p.47), as peças tracionadas são as que estão sujeitas a esforços de tração, sejam esses axial ou simples, e são aplicadas sob diversas formas nas estruturas:

- Tirantes ou pendurais;
- Contra-vento de torres (estaís);
- Travejamento de vigas ou colunas;
- Barras tracionadas de treliças.

As barras tracionadas quando se fala de dimensionamento, devem respeitar a condição demonstrada na Equação 6.

Equação 6: Condição de resistência à tração.

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

Sendo:

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

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

Com base nisso, a força axial de tração resistente de cálculo obrigatoriamente é menor que os valores encontrados através das Equações 7 e 8, escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida, respectivamente (ABNT, 2008, p.37).

Equação 7: Cálculo de escoamento da seção bruta.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{ay}}$$

Equação 8: Cálculo da ruptura da seção líquida.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a6}}$$

Sendo:

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.

2.1.7 Resistência à Compressão

Segundo os autores Pfeil e Pfeil (2009, p.119), as principais diferenças entre os esforços de compressão e tração são:

Ao contrário do esforço de tração, que tende a retificar as peças reduzindo o efeito de curvaturas iniciais existentes, o esforço de compressão tende a acentuar esse efeito. Os deslocamentos laterais produzidos compõem o processo conhecido por flambagem por flexão que, em geral, reduz a capacidade de carga da peça em relação ao caso da peça tracionada.

De acordo com a NBR 8.800 (2008, p.43), para estruturas submetidas à força axial de compressão devem respeitar a condição demonstrada na Equação 9.

Equação 9: Condição de resistência à tração.

$$N_c, S_d \leq N_c, R_d$$

A força axial resistente de cálculo é dada pela Equação 10. Afirma-se que os efeitos associados aos estados-limites últimos de instabilidade por flexão, portorção ou flexo-torção e de flambagem local já estão considerados na Equação 10.

Equação 10: Condição de resistência à tração.

$$N_c, S_d = \frac{78 A_1 F_y}{\gamma_{a1}}$$

Onde:

X = fator de redução associado à resistência à compressão;

Q = fator de redução total associado à flambagem local;

A_g = área bruta da seção transversal da barra;

f_y = resistência ao escoamento do aço.

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

2.1.8 Resistência à Flexão

A importância do dimensionamento à flexão é demonstrada pelos autores Pfeil e Pfeil (2009, p.153).

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 [...].

A resistência à flexão das vigas pode ser afetada pela flambagem local e pela flambagem lateral. A flambagem local é a perda de estabilidade das chapas comprimidas componentes do perfil, a qual reduz o momento resistente da seção.

Na flambagem lateral a viga perde seu equilíbrio no plano principal de flexão (em geral vertical) e passa a apresentar deslocamentos laterais e rotações de torção [...].

Os tipos de seções transversais mais adequados para o trabalho à flexão são aqueles com maior inércia no plano da flexão, isto é, com as áreas mais afastadas do eixo neutro. O ideal, portanto, é concentrar as áreas em duas chapas, uma superior e uma inferior, ligando-as por uma chapa fina. Concluímos assim que as vigas em forma de I são as mais funcionais [...].

Com base no apresentado, a determinação do momento resistente de cálculo dependerá dos efeitos de flambagem local e de flambagem lateral, e chega-se à mesma conclusão apontada pela NBR 8.800 (ABNT, 2008, p.37)

A esbeltez limite da alma limite é determinada através da Equação 11.

Equação 11: Esbeltez limite da alma.

$$\lambda_{pl} = \sqrt{\frac{E}{f_y}} \leq 11,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

As limitações de esbeltez máxima da chapa da alma estão presentes na Tabela 3.

Tabela 3: Peso específico dos materiais de construção.

F _y (Mpa)	a/h > 1,5	a/h ≤ 1,5
250	336	331
290	290	307
345	243	282
380	221	268
415	202	257
450	187	247

Fonte: Andrade e Velasco, 2016.

2.1.9 Resistência ao esforço cortante

A Aço Minas Gerais S/A (1989, p. 71) afirma que “o cisalhamento ocorre quando há um desligamento das porções adjacentes do material de uma barra”, sendo caracterizado pela área vertical da seção transversal da viga.

Uma viga só irá resistir ao cisalhamento se atender a condição básica, a qual determina que o esforço cortante majorado de cálculo atuante seja menor ou igual a 90% da resistência nominal ao esforço cortante da viga. O cálculo da força cortante resistente de cálculo segundo a NBR 8800 difere entre perfis de seção tubular circular e os demais (ABNT, 2008).

Sendo assim, para $\lambda \leq \lambda_p$, a resistência nominal ao esforço cortante é igual ao esforço cortante plástico; para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, a resistência nominal ao esforço cortante é igual a λ_p / λ do cortante plástico e para $\lambda > \lambda_r$, a resistência nominal ao esforço cortante é igual a $1,24 (\lambda_p / \lambda)^2$ do cortante plástico, apresentadas na Equação 12.

$$\lambda \leq \lambda_p = \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$\frac{\lambda_p}{\lambda} = \lambda > \lambda_r = 1,24 (\lambda_p / \lambda)^2$$

A determinação da força cortante de cálculo para seção qualquer, exceto a tubular circular, é dada por ABNT (2008, pp. 50-51).

Equação 12: Condições da resistência nominal ao esforço cortante.

$$V_{Rd} = (V_{pl} / Y_{a1}), \text{ para } \lambda \leq \lambda_p;$$

$$V_{Rd} = (\lambda_p / \lambda) * (V_{pl} / Y_{a1}), \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r; V_{Rd} =$$

$$1,24 * (\lambda_p / \lambda)^2 * (V_{pl} / Y_{a1}), \text{ para } \lambda > \lambda_r.$$

Os coeficientes utilizados são determinados pela Equação 13.

Equação 13: Cálculo dos coeficientes.

$$\lambda = \frac{V_{pl}}{t}$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{KE}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{KE}{f_y}}$$

$$K = 5 + \left(\frac{a}{h}\right)^6, \text{ para } \frac{a}{h} \leq 3$$

$$K = 5, \text{ para } \frac{a}{h} > 3$$

Onde:

V_{pl} = força cortante correspondente a plastificação da alma por cisalhamento;

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

E = módulo de elasticidade do aço;

f_y = resistência ao escoamento do aço;

λ = parâmetro de esbeltez da seção transversal;

λ_p = parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

λ_r = parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;

h = altura da alma;

t_w = espessura da alma;

k_v = uma variável igual a 5,0 para almas sem enrijecedores transversais

a = distância entre enrijecedores transversais adjacentes.

Sendo o cálculo de cortante plástico apresentado na Equação 14.

Equação 14: Cálculo de cortante plástico.

$$V_{pl} = 0,60 * A_w * f_y$$

Onde:

A_w = área efetiva de cisalhamento, definida para seções I, H, U e T fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma.

2.2 Escolha da Telha

As telhas metálicas variam nos formatos, divididos em trapezoidais, onduladas (TELHAS BARRETO, 2020), trapezoidais, zipadas, termoacústicas ou sanduíche e sistema roll-on (BLOG HARD, 2021). E encontram-se nos materiais: alumínio, cobre, zinco, estanho e aço galvanizado (TELHAS BARRETO, 2020).

Para definir qual tipo de telha a ser utilizada, deve-se considerar a resistência do produto, características do local, a disponibilidade de investimento na obra (TELHAS BARRETO, 2020), tamanho do vão, declividade e marca (BLOG HARD, 2021).

Para vãos de obra e declividade menores, não se recomendam o uso de sistema roll-on e zipadas, pois seu custo-benefício é maior. Recomenda-se o uso de telhas onduladas e termo acústicas seriam as melhores opções (BLOG HARD, 2021).

A telha utilizada será do tipo ondulada, a qual pode ser utilizada em estruturas convencionais e em arco, podendo ser encontrada no mercado em espessuras que variam entre 0,30 mm e 0,70 mm (BLOG HARD, 2021).

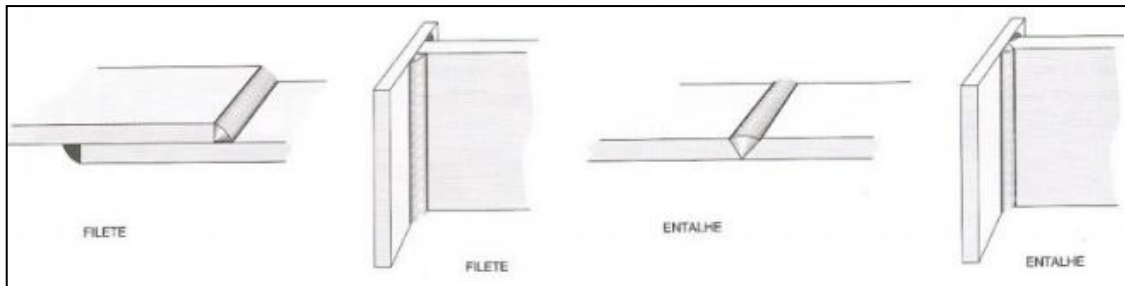
2.5 Ligações na Estrutura Metálica

A união entre duas ou mais peças é de extrema importância na garantia da segurança na construção, podendo representar um valor a depender da sua complexidade. O tipo de ligação nas estruturas metálicas a ser escolhido dependerá do tipo de montagem do projeto (MALHEIROS, 2015).

Essas ligações ou uniões são realizadas, pois, a matéria-prima vem em formato de chapas e perfis laminados em dimensões padronizadas. Assim, fazem-se necessários cortes e conexões no material para que a peça estrutural esteja nas dimensões do projeto, as quais são realizadas por soldagem ou parafusadas (DIAS, 2006).

O escolhido foi o de soldagem, o qual se consegue uma união, entre metais e não-metais, por meio de fusão ou não de peças (IFPA, 2012). Os tipos mais utilizados são: entalhe, aplicação de metal de solda entre os elementos que serão conectados, e filete, há colocação externa do material de solda (DIAS, 2006). Estas são mostradas na Figura 6. Porém o tipo escolhido foi o de entalhe.

Figura 6 - Ligações nas Estruturas Metálicas - Soldadas



Fonte: Dias, 2006.

Os processos de soldagem são: Processo MIG, MAG, TIG ou soldagem em atmosfera gasosa (GMAW), a arco submerso (SAW), arame tubular (FCAW), manual com elétrodo revestido (SMAW), e de soldagem eletro-escória (MALHEIROS, 2015).

A soldagem conta com algumas vantagens, como: redução do peso, uniões mais estanques, resistentes e possíveis de serem usinadas (IFPA, 2012), maior economia de tempo e material (IFPA, 2012; BELLEI *et al.*, 2008; MALHEIROS, 2015), maior rigidez, facilidade de modificar o desenho das peças, facilidade de corrigir erros na montagem da estrutura (MALHEIROS, 2015).

Dentre as desvantagens estão: dificuldade de desmontagem, geração de tensões e deformações, acabamento posterior em algumas soldas, exigir mão de obra especializada (IFPA, 2012), tempo maior de montagem das peças, exigência de maior análise de fadiga que as parafusadas, insuficiência de energia elétrica no local de montagem para acionar as máquinas de solda, e redução do comprimento da solda devido aos efeitos cumulativos de retração (MALHEIROS, 2015).

Há alguns fatores que afetam na abertura do arco elétrico como, ferrugem (oxidação), tinta, umidade (água), poeira e gordura (IFPA, 2012).

2.5.1 Ações na Estrutura Metálica

Quando se vai elaborar um projeto, deve-se considerar, primeiramente, as ações atuantes na estrutura, para que seja elaborado um cálculo de resistência. Esta estrutura deve suportar cargas simples ou combinadas, além de manter as condições de conforto, considerando sempre os limites de estabilidade. A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) elaborou algumas Normas Técnicas (NBR) que são essenciais no cálculo das ações

solicitantes em estruturas, sendo estas:

- ABNT NBR 6.120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- ABNT NBR 6.123:1988 – Forças devido ao vento em edificações: Procedimentos;
- ABNT NBR 8.681:2003 – Ações e segurança nas estruturas: Procedimentos;
- ABNT NBR 8.800:2002 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

São determinadas ações, as combinações desta e os limites de estabilidade de acordo com a ABNT NBR 8.800:2008, e estas ações são divididas em: cargas permanentes, variáveis e excepcionais (ABNT, 2003).

2.5.2 Ações permanentes

Segundo a ABNT (2008, p.15), as “ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção, [...], que crescem com o tempo, tendo um valor limite constante”.

As ações permanentes normalmente atuantes em estruturas são os pesos da própria estrutura e os pesos dos elementos construtivos associados a estrutura, como o telhado, por exemplo. Esses pesos são especificados pela ABNT (1980), e quando não são indicados, estes podem ser obtidos nos catálogos dos fabricantes e serão utilizadas as Tabelas 4 e 5 para retirada dos dados.

Tabela 4: Peso específico dos materiais de construção.

Materiais		Peso específico aparente (kN/m³)
1 Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e calcário	28
2 Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcários	20
3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
4 Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	8,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriuva, ipê róseo	10
5 Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72

Fonte: ABNT, 1980.

Tabela 5: Peso específico dos materiais de construção - Continuação.

6 Materiais diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro plano	26

Fonte: ABNT, 1980.

2.5.3 Ações variáveis

As ações variáveis são as que “ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção”, (ABNT, 2008, p.15), como o peso das pessoas, objetos estocados, móveis, ações do vento, sobrecarga de telhados e pisos, e são decorrentes do uso e ocupação da edificação. Serão utilizadas como base de dados as Tabelas 6 e 7 (ABNT, 1980) e a determinação da ação do vento se dá pela ABNT (1988).

Tabela 6: Valores mínimos das cargas verticais.

		Unid.: kN/m²
Local		Carga
1 Arquibancadas		4
2 Baloões	Mesma carga da peça com a qual se comunicam e as previstas em 2.2.1.5	-
3 Bancos	Escritórios e banheiros Salas de diretoria e de gerência	2 1,5
4 Bibliotecas	Sala de leitura Sala para depósito de livros Sala com estantes de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5 kN/m² por metro de altura observado, porém o valor mínimo de	2,5 4 6
5 Casas de máquinas	(incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de	7,5
6 Cinemas	Platéia com assentos fixos Estúdio e platéia com assentos móveis Banheiro	3 4 2

Fonte: ABNT, 1980.

Tabela 7: Valores mínimos das cargas verticais - Continuação.

7 Clubes	Sala de refeições e de assembléia com assentos fixos	3
	Sala de assembléia com assentos móveis	4
	Salão de danças e salão de esportes	5
	Sala de bilhar e banheiro	2
8 Corredores	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2
9 Cozinhas não residenciais	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de	3
10 Depósitos	A ser determinada em cada caso e na falta de valores experimentais conforme o indicado em 2.2.1.3	-
11 Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2
12 Escadas	Com acesso ao público (ver 2.2.1.7)	3
	Sem acesso ao público	2,5
13 Escolas	Anfiteatro com assentos fixos	3
	Corredor e sala de aula	2
	Outras salas	2
14 Escritórios	Salas de uso geral e banheiro	2
15 Forros	Sem acesso a pessoas	0,5
16 Galerias de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
17 Galerias de lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
18 Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo. Valores de ϕ indicados em 2.2.1.6	3
19 Ginásios de esportes		5
20 Hospitais	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação, sala de cirurgia, sala de raio X e banheiro	2
	Corredor	3
21 Laboratórios	Incluindo equipamentos, a ser determinado em cada caso, porém com o mínimo	3
22 Lavanderias	Incluindo equipamentos	3
23 Lojas		4
24 Restaurantes		3
25 Teatros	Palco	5
	Demais dependências: cargas iguais às especificadas para cinemas	-
26 Terrços	Sem acesso ao público	2
	Com acesso ao público	3
	Inacessível a pessoas	0,5
	Destinados a heliportos elevados: as cargas deverão ser fornecidas pelo órgão competente do Ministério da Aeronáutica	-
27 Vestíbulo	Sem acesso ao público	1,5
	Com acesso ao público	3

Fonte: ABNT, 1980.

2.5.4 Ações excepcionais

Sabe que as ações excepcionais são as que “têm duração curta e probabilidade muito curta de ocorrência durante a vida da construção, [...], decorrentes de causas como explosões, choques de veículos” (ABNT, 2008, p.16). Quando estas ações não podem ser controladas em certos projetos, devem-se considerar normais específicas.

2.5.5 Ação dos ventos

Deve-se considerar a ação dos ventos como uma das mais importantes em um projeto, a qual não deve ser negligenciada, pois esta pode colocar a estrutura em risco de um colapso (BELLEI, 2008, p. 53).

Porém, consideram-se estruturas rígidas as quais não ultrapassam cinco vezes a menor dimensão horizontal, ou seja, a ação do vento é considerada estática (ABNT, 2008).

Em cálculo de edificações, as considerações e ação dos ventos são determinadas pela ABNT (1988), e a combinação deve considerar a condição mais desfavorável a qual a estrutura é sujeita. Na Figura 7 apresentam-se as ações externas do vento na estrutura e a definição dos seus efeitos.

Figura 7 - Ações externas do vento na estrutura e definição dos efeitos.



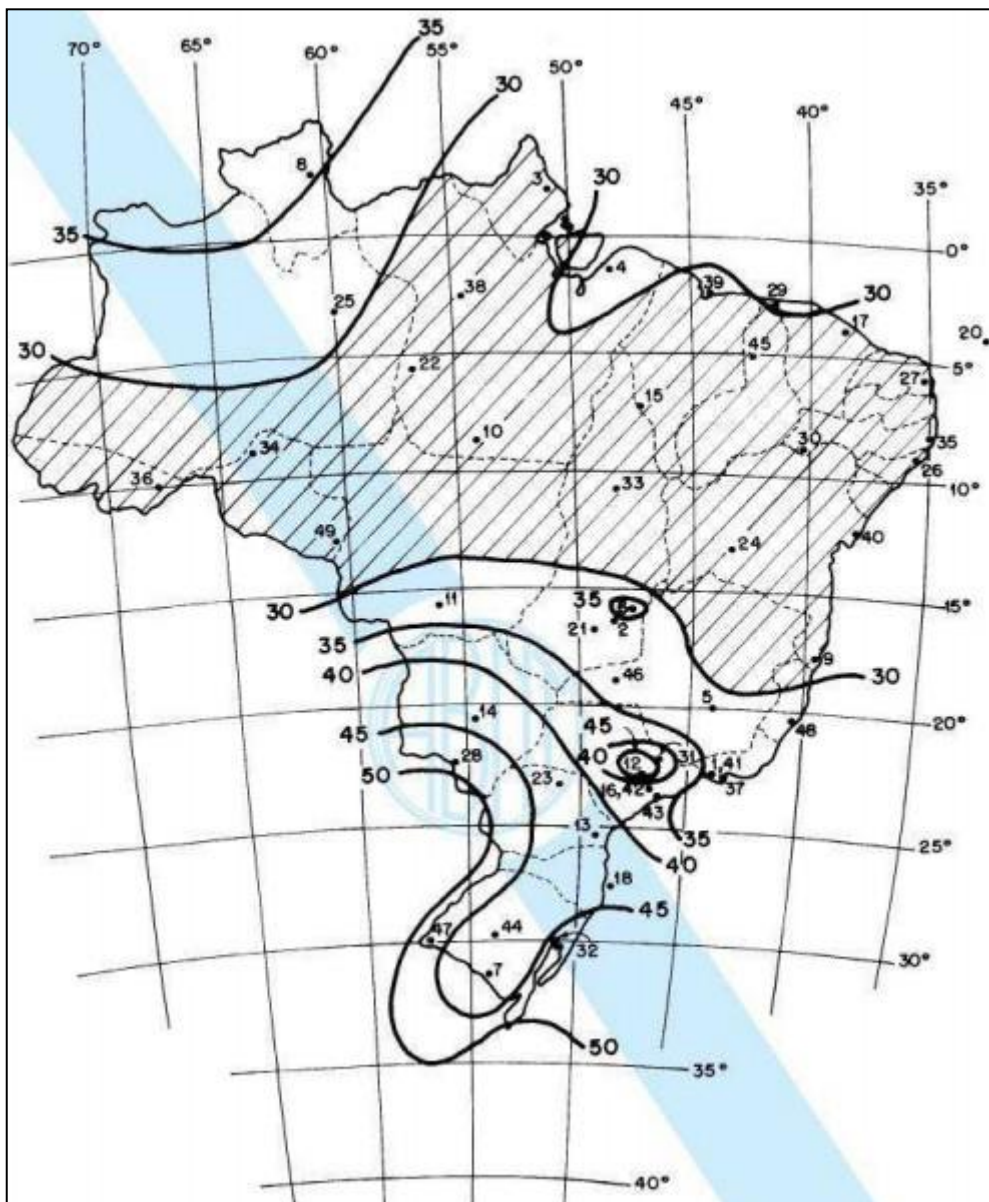
Fonte: Leão e Aragão, 2013.

O primeiro passo é fazer a definição do fator geométrico da estrutura que estará sujeita a ação dos ventos, as dimensões externas e a distância entre os pórticos, para então determinar quais serão os carregamentos atuantes na estrutura devido ao vento.

2.6 Velocidade básica do vento

Esta (V_0) é definida pela análise local de onde a estrutura será construída, levando em consideração as isopletras do vento mostrada na Figura 8 (ABNT, 1988).

Figura 8 - Isopletras de velocidade básica do vento do Brasil, em m/s.



Fonte: ABNT, 1988.

2.6.1 Determinação da velocidade característica do vento

A velocidade característica do vento (V_k) é dada pela Equação 9 (ABNT,1998).

Equação 15: Cálculo da velocidade característica do vento.

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$$

Esta, é corrigida por três fatores, fator topográfico (S_1), fator de rugosidade do terreno e dimensões da edificação (S_2) e o fator estatístico (S_3). O S_1 leva em consideração a influência da topografia do terreno, tanto no aumento, quanto na diminuição da velocidade básica do vento. Este é dividido em três classes, ou seja, três situações diferentes, mostradas na Tabela 6.

Tabela 6: Fator Topográfico.

Classe A	Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$
Classe B	Taludes ou morros (para definição de valores idem a item 5.2 da norma): S_2
Classe C	Vales profundos protegidos do vento em qualquer direção: $S_3 = 0,9$

Fonte: ABNT, 1988.

Já o S_2 é classificado em cinco categorias, vide Tabela 7, e as dimensões de edificação possuem três classificações, vide Tabela 8 (ABNT, 1988).

Tabela 7: Categorias de rugosidade do terreno.

Categoria	Tipo de superfície do terreno
I	Superfícies lisas de grandes dimensões com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados. Com altura média abaixo de 1,0 metro.
III	Terrenos planos ou isolados com obstáculos, tais como sabes e muros, pouco quebra ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Com altura média do topo dos obstáculos de 3,0 metros.
IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, zona florestal industrial ou urbanizada. Com altura média do topo dos obstáculos de 10 metros.
V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Com altura média de 25 metros ou mais.

Fonte: ABNT, 1988.

Tabela 8: Classificação das dimensões da edificação.

Classe	Dimensões do edifício
A	Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal não exceda 20 metros.
B	Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal entre 20 e 50 metros.
C	Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal não exceda 50 metros.

Fonte: ABNT, 1988.

Para obtenção deste valor, deve-se atentar a Tabela 9 (ABNT, 1988).

Tabela 9: Fator S2.

z (m)	Categoria														
	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	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	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	0,90	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	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	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	1,10	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	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	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	1,20	1,20	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	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	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	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	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	1,30	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	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: ABNT, 1988.

Por fim, o fator estatístico baseia-se em conceitos estatísticos e leva em consideração o grande segurança requerido e a vida útil da edificação. Valores estes mostrados na Tabela 10.

Tabela 10: Valores mínimos do fator estatístico.

Grupo	Descrição	S_3
I	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
II	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
III	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
IV	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
V	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: ABNT, 1988.

2.6.2 Determinação da pressão dinâmica

Equação 16: Cálculo da Pressão Dinâmica.

$$q = 0,613 * V k^2(2)$$

2.6.3 Determinação dos coeficientes de pressão externa e interna

Utilizam-se estes coeficientes para definir a ação estática do vento e são definidos separadamente e experimentalmente em túneis de vento para paredes, elementos de vedação e telhados. As geometrias comuns já foram definidas e mostradas em tabelas de pressão e de forma na ABNT (1988).

Faz-se necessária a avaliação do sinal apresentado por estes coeficientes, o valor positivo representa subpressões e valor negativo, sucções.

2.6.4 Determinação das forças estáticas devidas ao vento

Equação 17: Cálculo das forças estáticas devidas ao vento.

$$F = (C_{pe} - C_{pi}) * q * A(3)$$

3 RESULTADOS

3.1 Dimensionamento da estrutura

Segundo a ABNT (2008), para perfis com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica a partir de um ponto, que é o caso de perfil I, H e barras redondas, N_e , é dado pelas equações 8 e 9:

Para eixos X e Y:

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

Para flambagem por torção em relação ao eixo Z (longitudinal):

$$N_e = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right]$$

Onde:

KL = comprimento de flambagem em relação ao eixo de inércia analisado, dado K em 2.1.5.3;

$K_z L_z$ = coeficiente de flambagem por torção, dado em 2.1.5.4;

I = momento de inércia de da seção transversal em relação ao eixo de inércia analisado;

E = módulo de elasticidade do aço;

C_w = constante de empenamento da seção transversal;

G = módulo de elasticidade transversal do aço;

J = constante de torção da seção transversal;

r_0 = raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, dado pela equação 10:

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)}$$

Onde:

r_x = raio de giração em relação ao eixo central x;

r_y = raio de giração em relação ao eixo central y;

x_0 = coordenada do centro de cisalhamento na direção do eixo x em relação ao centro geométrico da seção;

y_0 = coordenada do centro de cisalhamento na direção do eixo y em relação ao centro geométrico da seção;

3.1.2 Determinação das Combinações de Forças

Para edifício comercial com varanda, adota-se através da NBR 6120 de 1980, o valor de 25KNm para peso específico de concreto armado para laje de cobertura da edificação.

Carga Permanente $M_g = 25 \text{ KNm}$

Ainda com base na norma supracitada, considera-se 3KNm o valor referente à carga variável para terraço com acesso ao público.

Carga Variável $M_q = 3 \text{ KNm}$

Emprega-se ainda para Carga de Vento:

Considerar: Vento frontal (V1) e lateral (V2).

a) Pressão dinâmica do vento

Velocidade básica V_o :

$V_o = 30 \text{ m/s}$ - (Conforme NBR 6123)

Velocidade Característica V_k :

$$V_k = S_1 \times S_2 \times S_3 \times V_o$$

Fator topográfico S_1 :

$S_1 = 1.0$ (item 5.2.a - NBR 6123)

Fator rugosidade do terreno e dimensões da edificação S_2 :

Rugosidade do terreno: considerando terreno com poucos obstáculos.

Categoria III - (item 5.3.1 – NBR 6123)

Classe A (item 5.3.2 - NBR 6123)

Obtenção do fator S_2 :

$S_2 = b \times Fr \times (z / 10)^p$, considerando os valores da Tabela 1 ou diretamente da Tabela 2, do item.

$S_2 = 0,88$ (Tabela 2, do item 5.3.3.1 - NBR 6123.)

Fator estatístico S_3 : $S_3 = 1$ (edifício residencial, grupo II – Tabela 3 NBR 6123)

$$V_k = S_1 \times S_2 \times S_3 \times V_o$$

$$V_k = 1.0 \times 0.88 \times 1 \times 30 = 26,4 \text{ m/s}$$

Pressão dinâmica q :

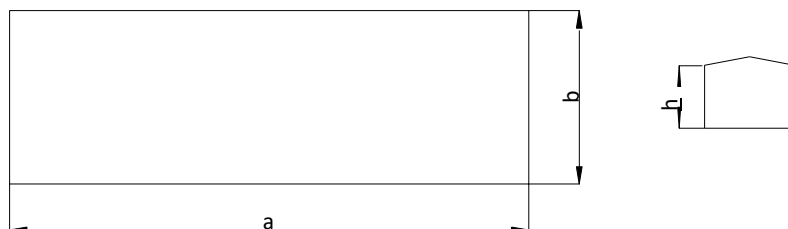
$$q = 0.613 \times V_k^2$$

$$q = 0.613 \times (26,4)^2$$

$$q = 427 \text{ N/m}^2$$

- b) Coeficientes de pressão e forma, externos, para as paredes laterais e frontais, conforme mostrado na figura 7.

Figura 10 – Dimensões da edificação.



Fonte: Acervo próprio, 2021.

$$a = 12,52\text{m}$$

$$h/b = 0,389 < 1,2$$

$$b = 9,65\text{m}$$

$$a/b = 1,297 < 1,5$$

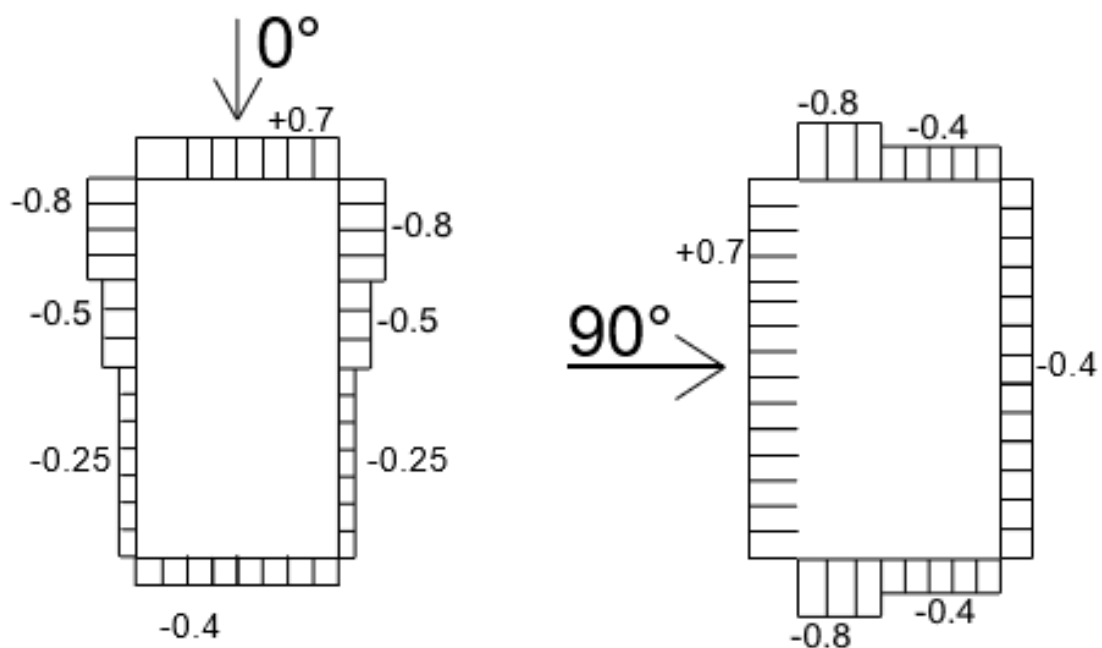
$$h = 3,76$$

Tabela 13- Coeficiente de Forma

Valores de Coeficiente								Cpe médio
α= 0°				α= 90°				
A1 e B1	A2 e B2	C	D	A	B	C1 e D1	C2 e D2	
-0.8	-0.5	+0.7	-0.4	+0.7	-0.4	-0.8	-0.4	-0.9

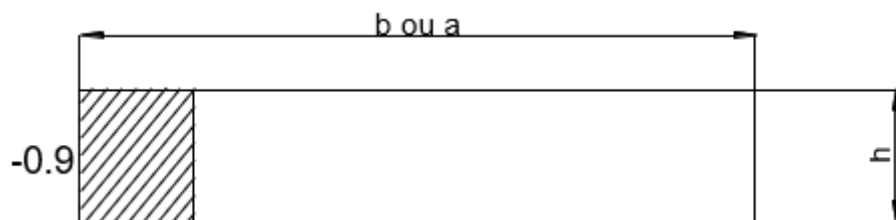
Fonte: Os autores, 2021.

Figura 11- Mapa de ventos da edificação



Fonte: Acervo próprio, 2021.

Figura 12 – Dimensões da edificação.



Fonte: Acervo próprio, 2021.

c) Pressão Interna

O cálculo da pressão interna é feito de acordo com o item 6.2 - NBR 6123. Para efeito de cálculo deste exemplo, desprezamos a possibilidade de abertura dominante em qualquer face e consideramos conforme o item 6.2.5.a, que é geralmente o mais usado para desde que as aberturas não sejam exageradas, logo:

$$C_{pi} = +0.2 \quad (\text{adotar o mais nocivo})$$

$$f = (c_{pe} - c_{pi}) \cdot q \cdot A = (-0,9 + 0,2) \cdot 0,427 \cdot (3,76 \cdot 12,52) = -14,07 \text{ KN}$$

$$\text{Carga de Vento } M_{\text{vento}} = \pm 14 \text{ KNm}$$

Considera-se 7 KNm para carregamento raro, são estes que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas.

Combinação última desfavorável:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \varphi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \varphi_{oe} F_{qk}$$

Equação 19: Cálculo da combinação última desfavorável.

$$M_d = 1,4 \cdot 25 + 0 + 1,4 \cdot (3 + 0,6 + 14) + 1,4 \cdot 0,6 \cdot 7$$

$$M_d = 56,84 \text{ KNm}$$

Supondo Vento como principal:

$$M_d = 1,4 \cdot 25 + 0 + 1,4 \cdot (14 + 0,5 + 3) + 1,4 \cdot 0,6 \cdot 7$$

$$M_d = 62,58 \text{ KNm}$$

Combinações de Serviço: Carga frequente representada pela figura 10:

Figura 10 – Cálculo de esforços combinadas

$$F_{d, \text{serv}} = \sum F_{gik} + \varphi_1 F_{q1k} + \sum \varphi_2 |F_{qjk}|$$

Fonte: Acervo próprio, 2021.

Sobrecarga como principal:

$$M_{d, \text{ser}} = 25 + 0,4 \cdot 3 + (0 \cdot 14 + 0,3 \cdot 7)$$

$$M_d = 28,30 \text{ KNm}$$

Vento como principal:

$$M_{d, \text{ser}} = 25 + 0,3 \cdot 14 + (0,3 \cdot 7 + 0,3 \cdot 3)$$

$$M_d = 32,2 \text{ KN}$$

Sobrecarga como principal:

$$M_{d,ser} = 25 + 0,5 \cdot 7 + (0 \cdot 14 + 0,3 \cdot 3)$$

$$M_d = 29,40 \text{ KNm}$$

As raras são calculadas conforme a fórmula exposta na figura 14:

Figura 14-Cálculo das forças de serviços raras combinadas.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \varphi_{1j} F_{qjk}$$

Fonte: Acervo próprio,2021

Sobrecarga como principal:

$$M_{d,ser} = 25 + 3 + (0,3 \cdot 14 + 0,5 \cdot 7)$$

$$M_d = 35,70 \text{ KNm}$$

Vento como principal:

$$M_{d,ser} = 25 + 14 + (0,4 \cdot 3 + 0,5 \cdot 7)$$

$$M_d = 43,70 \text{ KNm}$$

Temperatura como principal:

$$M_{d,ser} = 25 + 7 + (0,4 \cdot 3 + 0,3 \cdot 14)$$

$$M_d = 37,40 \text{ KNm}$$

Logo, a carga a ser utilizada para o dimensionamento das estruturas deve ser de 62,58 KNm.

3.2 Dimensionamento das Lajes

Laje de Concreto armado

Comprimento L= 280 cm

Equação 20: Cálculo de dimensionamento de laje de concreto armado.

$$h = \frac{L}{40}$$

$$h = 7 \text{ cm}$$

Logo, a partir da NBR 6118/2014, adota-se a altura mínima igual a 8cm.

3.3 Dimensionamento das Vigas

Com objetivo de simplificar a execução da instalação das estruturas e diante das pequenas diferenças de carga, adotou-se o mesmo perfil para todas as vigas da estrutura.

3.3.1 Esforços Solicitantes

Carga $P = 62,58 \text{ KNm}$

Comprimento do trecho $L = 4,32 \text{ m}$

Figura 15: Cálculo de corte de cisalhamento com carga distribuída.

$$V_d = \frac{PL}{2}$$

Fonte: Acervo próprio, 2021.

Cortante Máximo $V_D = 135,17 \text{ KN}$

Coeficiente de Segurança $\gamma_f = 1,4$

Figura 16: Cálculo de corte de cisalhamento de calculo.

$$V_{sd} = P\gamma_f$$

Fonte: Acervo próprio, 2021.

Cortante de Cálculo $V_{sd} = 189,24 \text{ KnN}$

Figura 17: Cálculo de Momento de calculo.

$$M_{sd} = M_{sd}\gamma_f$$

Fonte: Acervo próprio, 2021.

Momento de cálculo

$M_{sd} = 20.438,13 \text{ KNcm}$

$F_y = 34,5 \text{ Mpa}$

$\gamma_{a1} = 1,1$

Figura 18: Cálculo de módulo de plasticidade.

$$Z = \frac{M_d F_Y}{\gamma_{a1}}$$

Fonte: Acervo próprio, 2021.

Verificação do momento de inercia para flecha limite:

$P = 189,24 \text{ KN}$

$L = 400 \text{ cm}$

$E = 20.000 \text{ Kn/cm}^2$

Figura 19: Cálculo de deformação limite

$$\sigma_{limite} = \frac{L}{350}$$

Fonte: Acervo próprio, 2021.

$$\sigma_{limite} = 1,23 \text{ cm}$$

Figura 20: Cálculo de momento de inércia.

$$I = \frac{PL}{48E\sigma_{limite}}$$

Fonte: Acervo próprio, 2021.

$$I = 12.876,02 \text{ cm}^4$$

A partir da tabela de perfis Industriais, o perfil escolhido foi o perfil I, modelo W 360 X 51, que é considerado um tipo de seção transversal mais adequado para o trabalho à flexão, por apresentar maior inércia no plano da alma e por ser dimensionado para obedecer às limitações de flambagem.

Figura 21 – Perfil Metálico - Laminado.

Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y				J	$b_f/2t_f$	h_o/t_o
I	m	h	A	t_o	h_o	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	Z_y	cm^4		
	kg/m	mm	cm^2	mm	mm	mm	mm	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^4	cm^3	cm	cm^3			
W 360 x 51	51,0	355	64,8	7,2	332	11,6	171	14222	801,2	14,81	899,5	968	113,3	3,87	174,7	24,6	7,4	42,8

Fonte: Pfeil e Pfeil (2009, p.330)

Flambagem Local de Mesa

$$B_f = 171 \text{ mm}$$

$$T_f = 11,6 \text{ mm}$$

Figura 22: Cálculo Lambida.

$$\lambda = \frac{B_f}{2T_f}$$

Fonte: Acervo próprio, 2021.

$$\lambda = 7,37$$

$$E = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 345 \text{ Mpa}$$

Figura 23: Cálculo Lambida plástico.

$$\lambda_p = 0,38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Fonte: Acervo próprio, 2021.

$$\lambda_p = 9,14$$

Como $\lambda_p > \lambda$, logo, perfil não apresenta flambagem na mesa!

- Flambagem Local de Alma

$B_f = 171 \text{ mm}$

$T_f = 11,6 \text{ mm}$

$$\lambda = \frac{B_f}{T_f}$$

Equação 21: Cálculo Lambida.

$$\lambda = 14,74$$

$E = 200.000 \text{ Mpa}$

$F_y = 345 \text{ Mpa}$

$$\lambda_p = 3,76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Equação 22: Cálculo Lambida plástico.

$$\lambda_p = 90,53$$

Como $\lambda_p > \lambda$, logo, perfil não apresenta flambagem na alma!

- Flambagem de torção : não ocorrerá flambagem local a torção, pois adotou-se piso de concreto sobre o perfil, exercendo travamento lateral na viga.
- Cálculo para seção completamente plastificada:

$$Z = 899,5 \text{ cm}^3$$

$$F_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$M_{rn} = ZF_y$$

Equação 23: Cálculo Momento totalmente plástificado.

$$M_{rn} = 31.032,75 \text{ KNcm}$$

$$\gamma_{a1} = 1,1$$

$$M_{rd} = \frac{M_{rn}}{\gamma_{a1}}$$

Equação 24: Cálculo Momento totalmente plástificado majorado.

$$M_{rd} = 28.211,59 \text{ KNcm}$$

$$M_{sd} = 20.438,13 \text{ KNcm}$$

Como, $M_{sd} > M_{rd}$, logo, o perfil resiste ao esforço solicitado!

- Verificação ao Cisalhamento

$$H_o = 332 \text{ mm}$$

$$T_o = 7,2 \text{ mm}$$

$$\lambda = 46,11$$

$$K_v = 5$$

$$E = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 345 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_p = 59,22$$

$$d = 35,5 \text{ cm}$$

$$t_o = 0,72 \text{ cm}$$

$$F_y = 34,5 \text{ Kn/cm}^2$$

Área de alma:

$$A_w = dT_o$$

Equação 25: Calculo de área de alma.

$$A_w = 25,56 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = 0,6 F_y A_w$$

Equação 26: Calculo força cortante.

Cálculo de Cortante:

$$V_{pl} = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w = 529,092 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

Equação 27: Calculo força cortante majorada.

$$V_{rd} = 480,99 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 189,24 \text{ KN}$$

Como $V_{rd} > V_{sd}$, logo, perfil resiste ao esforço solicitado!

- Verificação da Flecha Máxima

$$P = 189,24 \text{ KN}$$

$$L = 432 \text{ cm}$$

$$E = 20.000 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Momento de Inércia} = 14.222 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{m\acute{a}xima} = \frac{PL}{48EI}$$

Equação 28: Calculo de deformação máxima.

$$\sigma_{\text{Máximo}} = 1,11 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{limite}} = \frac{L}{350}$$

Equação 29: Calculo de deformação limite.

$$\sigma_{\text{Limite}} = 1,23 \text{ cm}$$

Como $\sigma_{\text{Limite}} > \sigma_{\text{Máximo}}$, logo, o Perfil foi escolhido foi bem dimensionado para os esforços solicitantes!

Dimensionamento dos pilares

Com objetivo de simplificar a execução da instalação das estruturas e diante das pequenas diferenças de carga, adotou-se o mesmo perfil para todos os pilares da estrutura. Parâmetros adotados:

- Fator de redução total à flambagem: $Q = 1$;
- Fator de redução total resistência: $X = 0,45$;

Calculo de área:

$$F_d = 159,9 \text{ KN}$$

$$L = 4,56 \text{ m}$$

$$F_y = 34,5 \text{ Kn/cm}^2$$

$$\gamma_{a1} = 1,1$$

$$E = 20.000 \text{ KN/cm}^2$$

Figura 24: Cálculo de área de perfil necessária.

$$A_g = \frac{F_d \gamma_{a1}}{F_y XQ}$$

Fonte: Acervo próprio, 2021.

A partir da tabela de perfis Industriais, o perfil escolhido foi: W 220 X 22,5

Figura 25– Perfil Metálico - Laminado.

Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y				J	$b_f/2t_f$	h_w/t_w
I	m	h	A	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	Z_y			
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴		
W 200 X 22,5	22,5	206	29,0	6,2	190	8,0	102	2029	197,0	8,37	225,5	142	27,9	2,22	43,9	6,2	6,4	27,4

Fonte: Pfeil e Pfeil (2009, p.330)

- Flambagem Local de Mesa

$$B_f = 102 \text{ mm}$$

$$T_f = 8 \text{ mm}$$

Figura 26: Cálculo de lambida

$$\lambda = \frac{B_f}{T_f}$$

Fonte: Acervo próprio, 2021.

$$\lambda = 12,75$$

$$E = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 345 \text{ Mpa}$$

Figura 27: Cálculo de lambida limite.

$$\lambda_{limite} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Fonte: Acervo próprio, 2021.

$$\lambda_{limite} = 13,48$$

Como $\lambda_{limite} > \lambda$, logo, perfil resiste ao esforço solicitado

- Flambagem Local de Alma

$$B_f = 190 \text{ mm}$$

$$T_f = 6,2 \text{ mm}$$

Figura 28: Cálculo de lambda

$$\lambda = \frac{B_f}{T_f}$$

Fonte: Acervo próprio, 2021.

$$\lambda = 30,64$$

$$E = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 345 \text{ Mpa}$$

Figura 29: Cálculo de lambda limite.

$$\lambda_{limite} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Fonte: Acervo próprio, 2021.

$$\lambda_{limite} = 35,87$$

Como $\lambda_{limite} > \lambda$, logo, perfil resiste ao esforço solicitado!

Verificação das Esbeltez:

Eixo X

$$K_x = 1$$

$$L_x = 456$$

$$R_x = 8,37 \text{ mm}$$

Figura 30: Cálculo de lambda.

$$\lambda_x = \frac{L_x}{R_x}$$

Fonte: Autor próprio , 2021.

$$\lambda_x = 54,48 \text{ mm}$$

Eixo Y

$$K_y = 1$$

$$L_y = 228$$

$$R_y = 2,22 \text{ mm}$$

Figura 31: Cálculo de lambida.

$$\lambda_x = \frac{L_x}{R_x}$$

Fonte: Autor próprio, 2021.

$$\lambda_y = 102,70 \text{ mm}$$

Figura 32: Cálculo de lambida para seção.

$$\lambda_0 = \lambda_y \sqrt{\frac{Q F_y}{\pi^2 E}}$$

Fonte: Autor próprio, 2021.

$$\lambda_0 = 1,36$$

Para: $\lambda_0 < 1,5$

$$X = 0,658^{\lambda_0^2}$$

Equação 30: Cálculo de fator de redução à compressão.

$$X = 0,462$$

Cálculo de Força Resistência:

Figura 33: Cálculo de força axial resistente de calculo.

$$N_{C, RD} = \frac{X Q A_g F_y}{\gamma_{a1}}$$

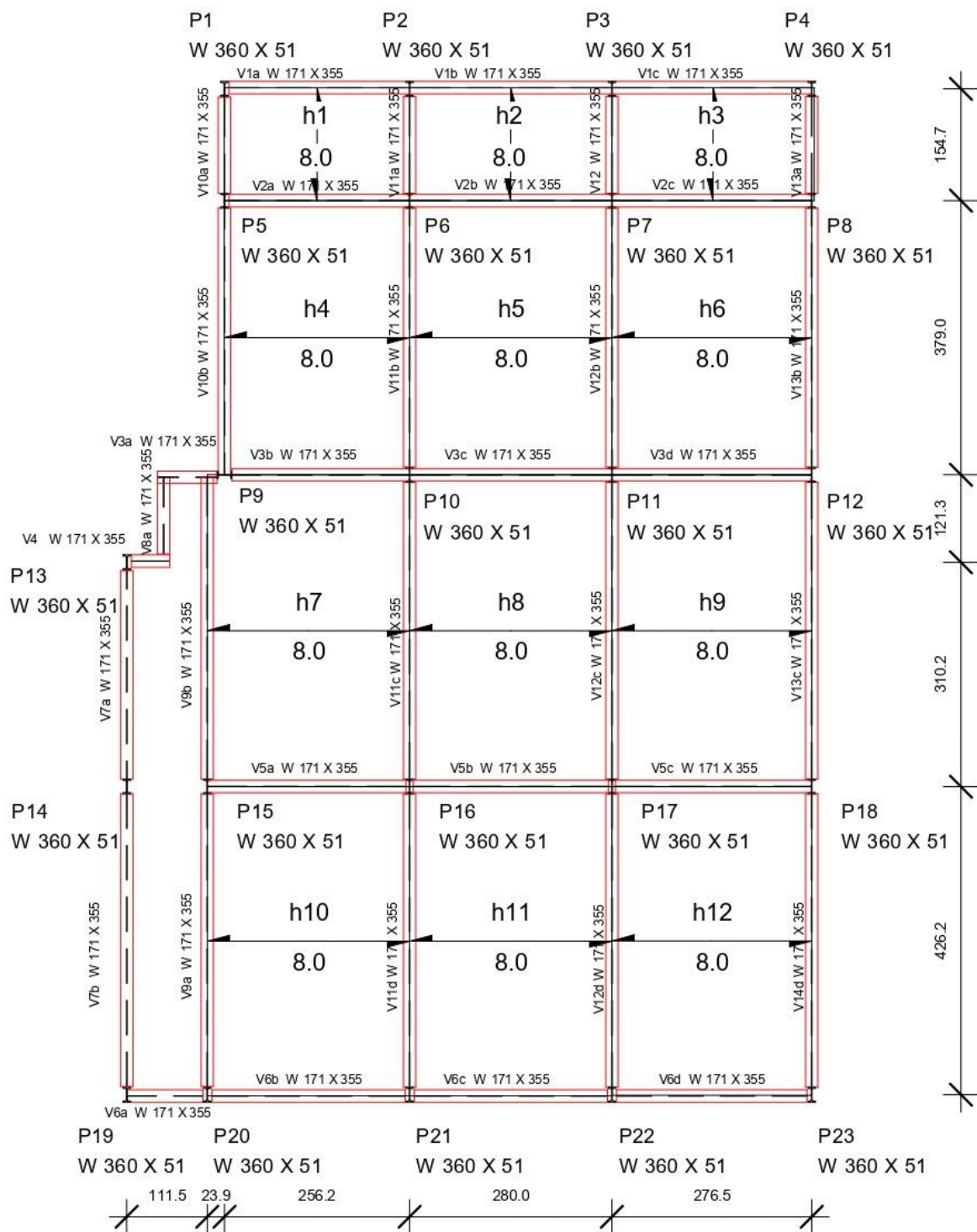
Fonte: Autor próprio, 2021.

$$N_{c,rd} = 420,12 \text{ KN}$$

Como $N_{c,rd} > F_d$, logo, o perfil escolhido atende aos esforços solicitantes.

3.4 Planta de detalhamento da estrutura

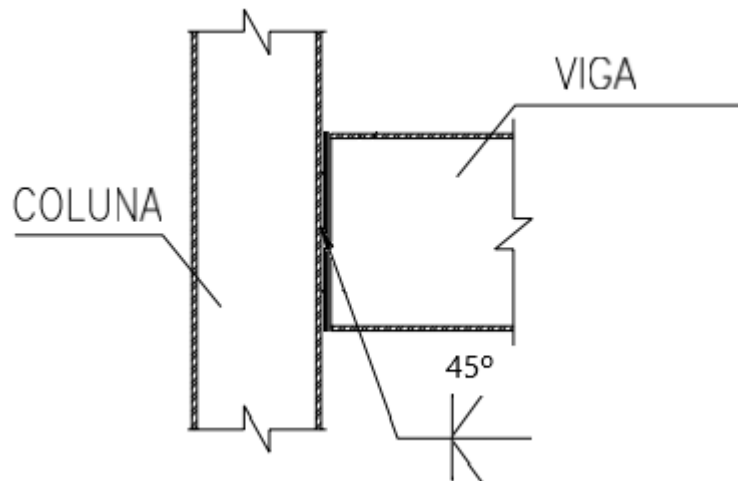
Figura 34 – Planta de Forma (Pilares, vigas e lajes).



Fonte: Acervo Próprio, 2021.

3.4.1 Conferência Solda de Entalhe

Figura 35 – Junção de solda de entalhe - perfil Metálico Laminado.



Fonte: Arquivo pessoal.

Área de Solda:

$F_d = 62,58 \text{ KN}$

$L_w = 30,5 \text{ cm}$

$T_1 = 0,56 \text{ cm}$

$$A_w = L_w T_1$$

Equação 31: Cálculo de área de solda

$$A_w = 17,08 \text{ cm}^2$$

Determinação da força resistente:

$F_d = 62,58 \text{ KN}$

$A_w = 17,08 \text{ cm}^2$

$F_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$

Nº de lados da solda = 2

$\gamma_{a1} = 1,1$

$$F_{sd} = \frac{0,6 A_w F_y N^o}{\gamma_{a1}}$$

Equação 32: Cálculo de força resistente de solda.

$$F_{sd} = 523,78 \text{ KN}$$

Como $F_{sd} > F_d$, a força resistente de solda é maior que a força. Solicitante, assim, atende à dimensão.

4 ORÇAMENTO DO PROJETO

Com base no dimensionamento e detalhamento estrutural do projeto, é possível realizar o orçamento a ser gasto com a parte estrutural do terraço comercial, conforme o levantamento exibido nas Tabelas 14 e 15, que correspondem aos pesos das vigas e pilares, e da área de cobertura da laje, foi desenvolvido o orçamento, apresentado na tabela 16, onde foi levado em consideração os serviços preliminares de limpeza e regularização do terreno, e a execução da estrutura, onde foi utilizada como referência de preços dos serviços a base de dados do SINAPI - 09/2021 – Rio de Janeiro.

Tabela 14- Levantamento dos perfis

Levantamento de peso dos perfis metálicos				
Elementos	Perfil	massa/m	Quantidade linear (m)	Peso total das vigas (kg)
Vigas	w 360x51	51 kg	101,033	5152,683
Pilar	w 220x 22,5	22,5 kg	50,6	1138,5

Fonte: Acervo próprio,2021.

Tabela 15- Levantamento das lajes

Levantamento da área de cobertura da laje, com h= 8 cm		
Elementos	Um	Total
Lajes pré-moldadas	m2	114,43

Fonte: Acervo próprio,2021.

Tabela 16- Orçamento da Execução da estrutura metálica do terraço

ITEM	CÓDIGO	BANCO	DESCRIÇÃO	UND	QUANT	VALOR UNIT	VALOR COM BDI	TOTAL
1			SERVIÇOS INICIAIS					R\$ 494,31
1.1	98524 09/2021	SINAPI	LIMPEZA MANUAL DE VEGETAÇÃO EM TERRENO COM ENXADA AF_05/2018	m²	127,4	R\$ 3,76	R\$ 3,76	R\$ 479,02
1.2	100575 09/2021	SINAPI	REGULARIZAÇÃO DE SUPERFÍCIES COM MOTONIVELADORA AF_11/2019	m³	127,4	R\$ 0,12	R\$ 0,12	R\$ 15,29
2			EXECUÇÃO DE ESTRUTURA METÁLICA	1				R\$ 130.315,82
2.1	100766 09/2021	SINAPI	PILAR METÁLICO PERFIL LAMINADO OU SOLDADO EM AÇO ESTRUTURAL COM CONEXÕES SOLDADAS, INCLUSO MÃO DE OBRA, TRASNPORTE E IÇAMENTO UTILIZANDO GUINDASTE - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO AF_01/2020_P	KG	1138,5	R\$ 17,37	R\$ 17,37	R\$ 19.775,75
2.2	100764 09/2021	SINAPI	VIGA METÁLICA EM PERFIL LAMINADO OU SOLDADO EM AÇO ESTRUTURAL, COM CONEXÕES DOLDADAS, INCLUSOS MÃO DE OBRA, TRANSPORTE E IÇAMENTO UTILIZANDO GUINDASTE - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO. AF_01/2020_P	KG	5152,68	R\$ 18,06	R\$ 18,06	R\$ 93.057,45
2.3	101964 09/2021	SINAPI	LAJE PRÉ -MOLDADA UNIDIRECIONAL, BIAPOIADA PARA FORRO, ENCHIMENTO EM CERÂMICA, VIGOTA CONVENCIONAL, ALTURA TOTAL DA LAJE (ENCHIMENTO+ CAPA) = (8+3) AF_11/2020	m²	114,43	R\$ 152,78	R\$ 152,78	R\$ 17.482,62

TOTAL	R\$ 130.810,13
-------	----------------

Fonte: Acervo próprio,2021.

5 CONCLUSÃO

No tocante ao modelo construtivo, o que melhor satisfaz o projeto do terraço que esse trabalho abrange em termos de segurança estrutural, rapidez, e fator econômico trata-se do modelo de estrutura mista, que envolve perfis metálicos em conjunto com peças pré-moldadas de concreto armado. Dessa forma, para as vigas, foi utilizado o perfil metálico em

I, modelo W 360x51, que obteve como resultado σ Máximo = 1,11 cm e σ Limite= 1,23 cm, onde como σ Limite > σ Máximo, o perfil escolhido atende aos esforços solicitantes da estrutura.

Quanto aos pilares, obteve-se como resultado, o emprego do pilar metálico em formato I, modelo W 200x22,5, onde a λ normal correspondeu a 30,64 e a λ limite= 35,87, dessa forma, como a λ limite > λ , o pilar atendeu ao esforço solicitado. As lajes, foram dimensionadas em concreto armado, onde obteve-se $h=7$ cm, no entanto a NBR 6118/2014, exige que a altura mínima seja igual a 8cm, sendo assim, adotou-se lajes em concreto armado com dimensões correspondentes as dimensões dos espaços exibidos na figura 31, com altura de 8 cm.

Para a conexão entre os pilares e vigas metálicas, foi dimensionado uma solda de entalhe, com área de contato de solda igual a 17,08 cm², onde a força de resistência da solda obtida foi igual a 523,78 KN, e a resistência normal de contato das peças igual a $F_d= 62,58$ KN, Como $F_{sd}>F_d$, assim sendo, o valor da força resistente de solda é maior que a força solicitante, o que significa que a solda das peças metálicas (vigas e pilares), atende ao dimensionamento.

Através do dimensionamento da estrutura, foi possível realizar o levantamento quantitativo das peças estruturais e realizar o orçamento do projeto, utilizando como base de preços unitários, os dados do SINAPI - 09/2021 – Rio de Janeiro, visto que a composição dos itens metálicos já incluem a solda no seu valor, além disso, também foi incluso como etapa prévia do projeto, a limpeza inicial, assim, o orçamento da estrutura totaliza R\$130.810,33.

Portanto, é possível afirmar que dentre os objetivos que esse trabalho se propôs a realizar, todos foram atingidos com satisfação, onde foi possível determinar o tipo de estrutura mais adequada para o projeto, seu dimensionamento e respectivo orçamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (RJ). **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento: NBR 8.681/1988**. Disponível em:
<https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/5591981/mod_resource/content/1/10%20NBR%208681.pdf> Acesso em: 21 Mar. 2021.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (RJ). **Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações – Procedimento: NBR 6.120/1980**. Disponível em:<[http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/14280/material/NBR%206120\[2017\]%20-%20REVIS%C3%83O.pdf](http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/14280/material/NBR%206120[2017]%20-%20REVIS%C3%83O.pdf)> Acesso em: 21 Mar.2021.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (RJ). **Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento: NBR 6.123/1988**. Disponível em:
<https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/5591985/mod_resource/content/1/10%20NBR%206123.pdf> Acesso em: 21 Mar. 2021.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (RJ). **Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios – Procedimento: NBR 8.800/2008**. Disponível em:
<https://engcivil20142.files.wordpress.com/2018/03/nbr8800_2008_1.pdf> Acesso em: 21 Mar. 2021.

AÇO MINAS GERAIS S/A. Divisão de Desenvolvimento e Promoção de Produtos. **Princípios de projeto de estruturas em aço**. Belo Horizonte: Graphilivro, 1989.

ANDRADE, S.; VELLASCO, P. **Comportamento e Projeto de Estruturas de Aço**. 1.ed. Rio de Janeiro: Elsevier; Editora Puc Rio, 2016.

BARBOSA, A. A. R.; VILNITIS, M. **Innovation and construction management in Brazil: Challenges of companies in times of quality and productivity**. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 251(1), 012040, 2017. BEHESHTI, H.M.; CLELLAND, I.J.;

HARRINGTON, K.V. Competitive Advantage with Vendor Managed Inventory. **Journal of Promotion Management**, pp. 1-19,2020.

BLOG HARD. **Conheça os 5 tipos de cobertura metálica e como escolher aideal para o seu projeto, 2021.** Disponível <https://blog.hard.com.br/conheca-5-tipos-de-cobertura-metalica-e-como-escolher-a-ideal-para-o-seu-projeto/>. Acessado em 27 de maio de 2021.

CHAVES, M.R. **Avaliação do desempenho de soluções estruturais paragalpões industriais leves.** Ouro Preto, 2007.

CHIAVERINI, V. **Aços e ferros fundidos.** 7.ed. São Paulo: Associação Brasileira de Metalurgia e Materiais, 2002.

DECORFACIL. **Telha de zinco: o que é, características e vantagens.** 2021. Disponível em: <<https://www.decorfacil.com/telha-de-zinco/>> Acesso em: 21 Mar. 2021.

DIAS, L.A.M. **Estruturas de Aço: Conceitos, Técnicas e Linguagem.** 5ª edição. São Paulo. Zigurate, 2006.

GIANNETTI, B. F.; DEMÉTRIO, J. C. C.; AGOSTINHO, F.; ALMEIDA, C. M. V. B., LIU, G. Towards more sustainable social housing projects: Recognizing the importance of using local resources. **Building and Environment**, 127, pp. 187-203, 2018.

GOECKS, C. **Análise de ligações parafusadas em estruturas metálicas.** 2011. 50p. Trabalho de conclusão de curso- graduação em engenharia civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul.

IFPA – INSTITUTO FEDERAL DO PARÁ. **Soldagem**, 2012. Disponível em: <https://www.ufsm.br/app/uploads/sites/413/2018/12/08_soldagem.pdf> Acessoem: 22 Mar. 2021.

MALHEIROS, R.M. **Dimensionamento de uma galeria metálica tipo viga caixão.** Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Mecânica da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUI. Panambi, RS, 2015.

NBR 6120:1980. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático**. 8º ed. Rio de Janeiro, RJ. Ed LTC, 2009.

TELHAS BARREIRO. **Qual tipo de telha metálica é ideão para o seu galpão, 2020**. Disponível em: <<https://telhasbarreiro.com.br/site/qual-tipo-de-telha-metalica-e-ideal-para-o-seu-galpao/>> Acessado em 27 de maio de 2021.