



4º CONCURSO CBCA PARA ESTUDANTES DE ENGENHARIA 2022

Conceitos da Construção Modular em um Edifício Comercial com Estrutura de Aço

Sumário

1. APRESENTAÇÃO	4
1.1. Diretrizes e Motivações	4
1.2. Localização	4
2. ARQUITETURA	5
2.1. Características da Edificação	5
2.2. Banheiros	6
2.2. Estacionamento	7
2.3. Reservatório de água	7
2.4. Aberturas da edificação	9
2.5. Ar condicionado	9
2.6. Cobertura	9
2.7. Elevadores	10
2.8. Dimensionamento da escada	15
2.9. Rampa	18
2.10. Vedações	20
3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	22
3.1. Descrição da estrutura	22
4. PRÉ DIMENSIONAMENTO	23
4.1. Normas utilizadas	23
4.2. Cargas atuantes na estrutura	23
4.2.1. Cargas de vento	23
4.3. Combinação de cargas	25
4.4. Telhas	28
4.5. Terças	31
4.6. Treliça	36
4.6.1. Banzos	40
4.6.2. Montantes e Diagonais	45
4.7. Laje	45
4.8. Vigas	47
4.8.1. Viga Secundária sem parede	48
4.8.2. Viga Secundária com parede	50
4.8.3. Viga principal sem parede	51
4.8.4. Viga principal com parede	55
4.8.5. Viga sem laje	57
4.8.6. Viga da platibanda	58
4.9. Pilares	60
4.9.1. Pilar Primeiro Pavimento - Cobertura	60

4.9.2. Pilar Pavimento Térreo	62
4.9.3. Considerações a respeito do dimensionamento do pilar	62
4.10. Marquise	63
5. PROTEÇÃO CONTRA FOGO E CORROSÃO	66
6. Orçamento	68
6.1. Serviços Preliminares	68
6.2. Pilares, vigas e lajes	69
6.3. Esquadrias	71
6.4. Cobertura - Treliça	71
6.5. Painéis	72
6.6. Pisos	72
6.7. Pintura	75
6.8. Transporte	76
7. CRONOGRAMA FÍSICO E FINANCEIRO	79
8. RENDERIZAÇÕES	81
9. REFERÊNCIAS	84

1. APRESENTAÇÃO

1.1. Diretrizes e Motivações

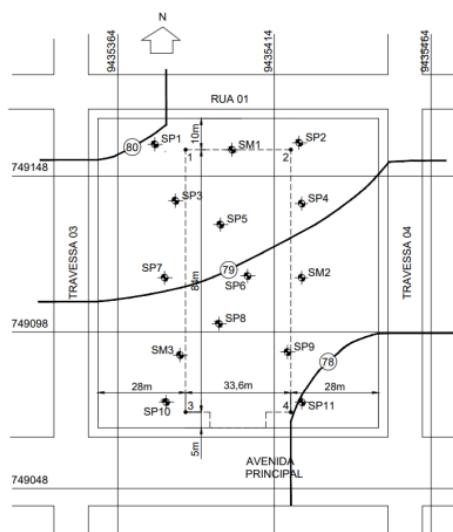
Esse projeto visa atender às diretrizes da legislação de Teresina e também das normas brasileiras, buscando atender todos os aspectos que levam para um projeto seja feito, aspectos como econômicos, de segurança, funcionalidade e estética. Além disso, foi pensado a melhor maneira para atender as especificações exigidas de uma construção em estrutura metálica com vãos livres para alocar paredes da maneira desejada pelos clientes, garantindo também a rapidez e segurança da construção da edificação.

Uma das principais motivações para a realização desse projeto é mostrar como a utilização do aço nas estruturas pode trazer uma construção sustentável e segura, podendo atender a grande vãos e uma estrutura mais leve, com um tempo de construção rápido e preciso, conseguindo trazer um cronograma de construção que pode ser melhor atendido nos prazos propostos. Além disso, outra razão foi trazer um espaço para que possa ser usado como cômodos comerciais que empresas possam usar da maneira que desejarem, com espaço desejado e alocação dos mesmos da maneira que melhor atenda os clientes.

1.2. Localização

A região de implementação do projeto é situada na cidade de Teresina, PI, em um bairro em expansão na cidade e o terreno tem uma pequena declividade, variando de 80,00 a 78,00 metros suas cotas, como mostrado na figura seguir:

Figura 1 - Terreno Proposto.



Fonte: Edital 4º Concurso CBCA.

1. 2. ARQUITETURA

2.1. Características da Edificação

A edificação é um edifício comercial que contém dois pavimentos, com dimensões em planta de 33,60 m de largura e 84 m de comprimento. Ela está localizada na cidade de Teresina - Piauí, em um terreno grande em um bairro que está em expansão na mesma. O terreno possui uma pequena declividade, com cotas que estão entre 80,00 m e 78,00 m.

A estrutura da edificação deverá ser concebida em aço, a qual terá que prever a possibilidade de os futuros inquilinos determinarem as dimensões do espaço que desejam ocupar. Para isso, deve ser pensado uma estrutura sem paredes internas, obtendo amplo espaço para as futuras instalações comerciais. Entretanto, algumas instalações já são definidas, pensando na praticidade da construção e suas necessidades, como as escadas que vão do térreo ao primeiro pavimento, localizadas uma na entrada principal da edificação e duas ao fundo da edificação, assim como os três elevadores alocados próximos às escadas. Além das escadas e elevadores, também foram definidos os banheiros, que estão no centro no canto direito da construção nos dois andares. Adiante serão detalhadas as dimensões e os critérios que foram utilizados para definir e alocar as instalações já fixas.

Pensando no conforto e na acessibilidade da edificação, foi alocada nela uma rampa no pavimento térreo que acompanha o pequeno desnível do terreno. Além disso, pensando no

clima tropical da cidade foi instalado ar-condicionado em toda a construção para o conforto térmico dos indivíduos que vão utilizar a mesma. Por se tratar de uma construção de grande comprimento, foram alocadas outras aberturas nas laterais do pavimento térreo, visando a praticidade de pessoas que eventualmente estacionarem o carro mais distante e seu destino esteja mais ao fundo da edificação, por exemplo.

Nos tópicos que seguem, serão abordados os detalhes a respeito das estruturas fixas da edificação e construção ao redor da mesma, no terreno.

2.2. Banheiros

A localização dos banheiros foi pensada de forma que melhor atendesse os usuários que passarão diariamente na edificação, além do fato de que, sendo um módulo de utilização já pré-definida, poderá servir para uso dos funcionários ao longo do período de montagem da estrutura no canteiro de obra.

Para a definição da quantidade de banheiros, foi calculada a capacidade máxima da edificação, chegando a 1845 pessoas:

Taxa de ocupação de acordo com a natureza do local:

Lojas - Pavimento térreo = 1 pessoa a cada 2,5m²

Lojas - Pavimento Superior = 1 pessoa a cada 5m²

Área Total = 3074,4m²

Ocupação Térreo = $3074,4/2,5 = 1230$ pessoas

Ocupação Pav. Superior = $3074,4/5 = 615$ pessoas

Total = $1230 + 615 = 1845$ pessoas

Com isso, foram colocados dois banheiros femininos de 31,15 m² cada e dois masculinos de 30,35 m² cada no pavimento térreo e o mesmo foi feito para o pavimento superior. Para os banheiros femininos, foram alocados nove vasos sanitários, sendo um deles projetado para pessoas especiais, pensando em seu conforto e acessibilidade. Para os banheiros masculinos, foram alocados sete vasos sanitários, sendo um deles projetado para pessoas especiais, assim como nos banheiros femininos, e também quatro mictórios.

Cada divisória dos banheiros tem dimensão de 1,60 m por 0,90 m, com área de 1,44 m², sendo os banheiros para pessoas especiais com dimensões diferentes, de 1,80 m por 3,00 m, e área total de 5,40 m². As dimensões foram adotadas pensando no conforto dos usuários,

seguindo as especificações da NBR 9050/2015, que trata de banheiros residenciais e de uso coletivo - dimensões mínimas de ambiente.

2.2. Estacionamento

De acordo com a Lei complementar Nº 4277, que trata do Código de Obras de Teresina, o artigo 10 informa sobre a quantidade exigida de vagas para estacionamento de veículos necessários para cada tipo de edificação e sua atividade.

No caso da edificação em questão, sua utilização se encaixa na prestação de serviço geral; sendo assim, para cada 45 m² de construção é necessária uma vaga de estacionamento, e como a mesma possui no total 3074,4 m² de construção, são necessárias 69 vagas. As vagas vão possuir uma largura de 2,30 m e comprimento de 5,00 m, as vilas terão largura de 5,40m pois terão sentido duplo.

2.3. Reservatório de água

Foi considerado para uma densidade populacional de 1 pessoa/m² já que se trata de um edifício comercial, sendo assim, temos como estimativa de ocupação:

$$Pop = Area * Taxa de ocupação$$

$$Pop = 2823 * 2 * 1$$

$$Pop = 5.646 \text{ pessoas}$$

Foi utilizado um consumo médio 50 litros/pessoa/dia, sendo assim, obtemos 282.300 litros. Para o cálculo do volume da reserva técnica de incêndio, usamos a fórmula:

$$V = Q \times t$$

,conforme item 5.4.2 da NBR 13.714/2000, onde:

- V = Volume da reserva técnica de incêndio em litros;
- Q = É a vazão, em litros por minuto, de dois jatos de água do hidrante mais desfavorável hidráulicamente, conforme item 5.3.3 e Tabela 1 da NBR 13.714/2000;
- t = É o tempo de 60 minutos para sistemas tipo 1 e 2, e de 30 minutos para sistema tipo 3.

Sendo assim, foi calculado um volume de reserva de incêndio de 9.600 litros, totalizando um montante de 291.900 litros

O reservatório adotado é do tipo tubular e terá um volume de 300.000 litros.

Figura 1 - Modelo do reservatório.



Fonte: Zillote Reservatórios Metálicos.

2.4. Aberturas da edificação

Utilizamos como modelo para vedação externa o light steel frame não estrutural, modelo no qual nos permite a liberdade de escolha de futuras aberturas.

Em relação às aberturas pré definimos algumas na planta baixa para servir como sugestão de utilização. Para otimizar o modelo de modularização utilizamos o conceito de aberturas móveis, para que assim, o futuro utilizador da edificação sinta-se livre para configurar as aberturas como for de melhor comodidade e serventia.

As aberturas internas da edificação seguem o mesmo padrão, sendo de escolha do utilizador a localização das mesmas, assim como, as vedações internas.

2.5. Ar condicionado

Para o ar condicionado, como já estabelecido, as tubulações possuem diâmetro de 250mm. O material escolhido é o alumínio, pois o mesmo possui um preço acessível e seu peso é menor devido a sua baixa densidade ($2,7 \text{ g/cm}^3$), resultando assim em menor carga na edificação.

Para o cálculo dos BTUs do ar condicionado adotamos a taxa de 600 BTUs/m² baseando-se na norma ABNT NBR 16655-2:2018. Sendo assim:

$$\text{Quan. de BTUs} = 600 * 2883 = 1.729.800$$

Como já estabelecido, teremos quatro aparelhos de ar condicionado, sendo necessária uma potência de 432.450 BTUs cada.

2.6. Cobertura

Para o cálculo dos condutores verticais utilizamos o método Critério de Frutuoso Dantas:

$$Q = 0,0039 \cdot d^2 \cdot H^{0,5}, \text{ para } H/d > 1/3$$

$$Q = 0,0116 \cdot d^2 \cdot H^{1,5}, \text{ para } H/d < 1/3$$

Sendo:

Q = capacidade de descarga do condutor vertical junto à calha (L/min);

d = diâmetro do coletor junto à calha (mm);

H = altura da lâmina d'água na entrada do condutor (mm).

Como parâmetros da equação IDF para Teresina-PI utilizamos os seguintes valores retirados do programa Pluvio:

K=3977,07; a=0,2; b=28; c=0,96; TR= 5 anos; tc= 5 min

$$i = \frac{K \cdot T \cdot R^a}{(tc + b)^c}$$

Foram adotados dois condutores verticais para cada lado da edificação, posicionados na face de maior dimensão. O diâmetro calculado foi de 74 mm, mas adotamos 75 mm por ser o diâmetro comercial, sendo o valor mínimo determinado pela norma NBR-10844 de 70 mm. Como material adotamos o PVC, pois é um material com ótimo custo benefício, facilidade de montagem e é produzido a partir de 100% de materiais recicláveis.

As calhas, como já estabelecido, possuem dimensões de 40 cm x 20 cm, com declividade de 0,5% para que assim, possa-se evitar acúmulo de matéria, que poderia vir a causar futuros entupimentos.

As mesmas estarão localizadas no perfil longitudinal da edificação. O material escolhido foi o alumínio, devido a seu baixo custo e alta durabilidade.

2.7. Elevadores

Cálculo de tráfego NBR 5665/1983.

Determinação do tamanho, capacidade e velocidade adequada que um elevador deve ter para atender a população do empreendimento.

População

Para condições específicas para população de um edifício a população deve ser calculada baseada na relação (escritório em geral e consultórios: 1 pessoa por 7 m² de sala). Como temos 2487,70 m² a relação da população será de 355 pessoas.

Considerando -se a capacidade de subida os elevadores devem ser capazes de transportar em 5 min a porcentagem mínima de (12% - escritório em geral e consultórios). Assim, de acordo com item 5.2 da NBR 5665 tem-se 42 passageiros em intervalo de tráfego máximo admissível 80s.

Unidade do grupo de (2 elevadores) pois com apenas 1 não atende a capacidade de tráfego de passageiros com capacidade de (8 passageiros), sendo 2 paradas e 2 paradas prováveis de acordo com a tabela 1.

Tabela 1 - Número de passageiros na cabina.

Número de paradas (p)	48	3,94	4,87	5,79	6,69	7,57	8,43	9,27	10,09	10,90	11,69	12,46	13,22	13,95	14,68	15,39
	47	3,94	4,87	5,79	6,68	7,56	8,42	9,25	10,08	10,88	11,66	12,43	13,18	13,92	14,64	15,34
	46	3,93	4,87	5,78	6,68	7,55	8,40	9,24	10,06	10,85	11,64	12,40	13,15	13,88	14,59	15,29
	45	3,93	4,87	5,78	6,67	7,54	8,39	9,22	10,04	10,83	11,51	12,37	13,11	13,83	14,54	15,23
	44	3,93	4,86	5,77	6,66	7,53	8,38	9,21	10,02	10,81	11,58	12,33	13,07	13,79	14,49	15,18
	43	3,93	4,86	5,77	6,65	7,52	8,36	9,19	9,99	10,78	11,55	12,30	13,03	13,74	14,44	15,12
	42	3,93	4,86	5,76	6,65	7,51	8,35	9,17	9,97	10,75	11,51	12,26	12,98	13,69	14,38	15,06
	41	3,93	4,85	5,76	6,64	7,50	8,33	9,15	9,95	10,72	11,48	12,22	12,94	13,64	14,32	14,99
	40	3,92	4,85	5,75	6,63	7,48	8,32	9,13	9,92	10,69	11,44	12,18	12,89	13,59	14,26	14,92
	39	3,92	4,84	5,74	6,62	7,47	8,30	9,11	9,90	10,66	11,41	12,13	12,84	13,53	14,20	14,85
	38	3,92	4,84	5,74	6,61	7,46	8,28	9,09	9,87	10,63	11,37	12,09	12,79	13,47	14,13	14,78
	37	3,92	4,84	5,73	6,60	7,44	8,26	9,06	9,84	10,59	11,33	12,04	12,73	13,41	14,06	14,70
	36	3,92	4,83	5,72	6,59	7,43	8,24	9,04	9,81	10,56	11,28	11,99	12,68	13,34	13,99	14,62
	35	3,91	4,83	5,71	6,58	7,41	8,22	9,01	9,78	10,52	11,24	11,94	12,61	13,27	13,91	14,53
	34	3,91	4,82	5,71	6,56	7,39	8,20	8,98	9,74	10,48	11,19	11,88	12,55	13,20	13,85	14,44
	33	3,91	4,82	5,70	6,55	7,38	8,18	8,95	9,70	10,43	11,14	11,82	12,48	13,12	13,75	14,35
	32	3,90	4,81	5,69	6,54	7,36	8,15	8,92	9,67	10,39	11,08	11,76	12,41	13,04	13,66	14,25
	31	3,90	4,80	5,68	6,52	7,34	8,13	8,89	9,63	10,34	11,03	11,69	12,34	12,96	13,56	14,14
	30	3,90	4,80	5,67	6,51	7,32	8,10	8,85	9,58	10,29	10,97	11,62	12,26	12,87	13,46	14,03
	29	3,89	4,79	5,66	6,49	7,29	8,07	8,82	9,54	10,23	10,90	11,55	12,17	12,77	13,35	13,91
	28	3,89	4,78	5,64	6,47	7,27	8,04	8,78	9,49	10,17	10,83	11,47	12,08	12,67	13,24	13,79
	27	3,89	4,78	5,63	6,45	7,24	8,00	8,73	9,44	10,11	10,76	11,39	11,99	12,56	13,12	13,65
	26	3,88	4,77	5,62	6,43	7,21	7,97	8,69	9,38	10,04	10,68	11,29	11,88	12,45	12,99	13,51
	25	3,88	4,76	5,60	6,41	7,18	7,93	8,64	9,32	9,97	10,60	11,20	11,77	12,32	12,85	13,36
	24	3,87	4,75	5,58	6,38	7,15	7,88	8,58	9,25	9,90	10,51	11,09	11,66	12,19	12,71	13,20
	23	3,87	4,74	5,57	6,36	7,11	7,84	8,53	9,18	9,81	10,41	10,98	11,53	12,05	12,55	13,02
	22	3,86	4,72	5,55	6,33	7,08	7,79	8,46	9,11	9,72	10,31	10,86	11,39	11,90	12,38	12,84
	21	3,85	4,71	5,52	6,30	7,03	7,73	8,40	9,03	9,62	10,19	10,73	11,25	11,73	12,20	12,54
	20	3,84	4,70	5,50	6,26	6,99	7,67	8,32	8,94	9,52	10,07	10,58	11,09	11,56	12,00	12,42
	19	3,84	4,68	5,47	6,23	6,94	7,61	8,24	8,84	9,40	9,93	10,44	10,91	11,36	11,79	12,19
	18	3,83	4,66	5,45	6,18	6,88	7,53	8,15	8,73	9,27	9,79	10,27	10,72	11,15	11,56	11,93
	17	3,82	4,64	5,41	6,14	6,82	7,45	8,05	8,61	9,13	9,62	10,09	10,52	10,92	11,30	11,66
	16	3,80	4,62	5,38	6,08	6,75	7,36	7,94	8,48	8,98	9,45	9,88	10,29	10,67	11,03	11,36
	15	3,79	4,59	5,33	6,03	6,67	7,26	7,81	8,33	8,80	9,25	9,66	10,04	10,39	10,72	11,03
	14	3,76	4,56	5,29	5,96	6,58	7,15	7,67	8,16	8,61	9,02	9,41	9,76	10,09	10,39	10,67
	13	3,76	4,53	5,23	5,88	6,47	7,02	7,52	7,97	8,39	8,78	9,13	9,45	9,75	10,02	10,27
	12	3,74	4,49	5,17	5,79	6,36	6,87	7,33	7,76	8,14	8,50	8,81	9,10	9,37	9,61	9,82
	11	3,71	4,44	5,10	5,69	6,22	6,70	7,13	7,51	7,86	8,18	8,46	8,71	8,94	9,15	9,33
	10	3,68	4,38	5,01	5,56	6,05	6,49	6,88	7,23	7,54	7,81	8,05	8,27	8,46	8,63	8,78
	9	3,64	4,31	4,90	5,41	5,86	6,25	6,59	6,90	7,16	7,39	7,59	7,77	7,92	8,06	8,17
	8	3,59	4,22	4,76	5,22	5,62	5,96	6,25	6,50	6,72	6,90	7,06	7,19	7,31	7,41	7,49
	7	3,53	4,11	4,59	4,99	5,33	5,60	5,84	6,03	6,19	6,33	6,44	6,53	6,61	6,63	6,73
	6	3,44	3,95	4,36	4,69	4,95	5,16	5,33	5,46	5,57	5,66	5,73	5,78	5,82	5,86	5,89
	5	3,31	3,73	4,05	4,29	4,47	4,60	4,70	4,77	4,83	4,87	4,90	4,93	4,95	4,96	4,97
	4	3,11	3,41	3,60	3,74	3,82	3,88	3,92	3,95	3,97	3,98	3,98	3,99	3,99	4,00	4,00
	3	2,75	2,88	2,94	2,97	2,98	2,99	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Número de passageiros na cabina (c)																

/continua

Fonte: ABNT NBR 5665/1983.

Tabela 2 - lotação das cabinas. lotação (8 pessoas), carga (5600N; 560 Kgf), área útil em m²: mínimo (1,42) médio (1,50) máximo (1,58). A cabine a ser usada é de 1,54 m².

Lotação	Carga		Área útil em m ²		
Pessoas	N	kgf	Mínimo	Médio	Máximo
3	2100	210	0,55	0,63	0,72
4	2800	280	0,74	0,82	0,91
5	3500	350	0,92	1,00	1,09
6	4200	420	1,09	1,17	1,26
7	4900	490	1,26	1,34	1,42
8	5600	560	1,42	1,50	1,58

Fonte: ABNT NBR 5665/1983.

O percurso do elevador é de 12,4 m levando em conta as dimensões da caixa de corrida e altura do poço pois não necessita de casa de máquinas. Velocidade de 1 (m/s).

Tempos adotados:

Tabela 3 - tempo de aceleração e retardamento. Velocidade: (1,0) m/s, tempo: (3)s.

Tabela 2 - Tempo de aceleração e retardamento

Velocidade (m/s)	Tempo (s)
0,63	2,50
0,75	2,50
1,00	3,00
1,25	3,00
1,50	3,50
1,75	4,00
2,00	4,50
2,50	5,50
Acima de 2,50	6,00

Nota: Para qualquer velocidade não constante na Tabela, o(s) tempo(s) poderá(ão) ser determinado(s) por interpolação.

Fonte: ABNT NBR 5665/1983.

Tabela 4 - tempo de abertura e fechamento de portas. Tipo de porta (abertura lateral - AL) sendo melhor para questão de custos, tempo: (5,5)s.

Tipo de porta	Tempo (s)
Abertura central (AC)	3,9
Abertura lateral (AL)	5,5
Eixo vertical (EV)	6

Tabela 4 - Tempo de entrada e saída de passageiros

Abertura da porta (m)	Tempo (s)
Menor que 1,10	2,4
Maior ou igual a 1,10	2,0

Fonte: ABNT NBR 5665/1983.

Tabela 5 - entrada e saída de passageiros. Abertura de portas: (menor que 1,10)m, tempo: (2,4)s

Tempos totais calculados:

Percurso Total (T1) é duas vezes 12,4m percurso do elevador, logo é 24,4m. Aceleração e retardamento (T2) são 3s. Abertura e fechamento das portas (T3) em cada andar, logo é de 11s. Entrada e saída de passageiros (T4) 8 pessoas a cada 2,4s logo tem-se 19,2s. Dessa forma, a soma parcial (T1+T2+T3+T4) é de 58s e um adicional de 10% (T3+T4) é de 3,02s. O tempo total de viagem é de 61,02.

Intervalo de tráfego:

Número de elevadores	Finalidade do prédio	Intervalo de tráfego máximo (s)
1	Geral	80
2	Geral	60
3	Geral	50
	Escritórios de entidade única	40
	Escritórios em geral e consultório	40
	Hospitais	45
4 ou mais	Hotéis	45
	Escolas	45
	Lojas	45
	Garagens	45
	Restaurantes	45

Fonte: ABNT NBR 5665/1983.

Tabela 6 - Intervalo de tráfego. Número de elevadores (2), finalidade do prédio (escritório em geral e consultórios), intervalo máximo (40)s. Dessa forma, atende a capacidade de tráfego de 79 passageiros em 5 minutos e não somente 42, e a capacidade de transporte de passageiros é de 39,33 e o intervalo de tráfego é de 30,51s.

POPULAÇÃO:			
1 - Composição:	m ²	m ²	m ²
2 - Relação			
3 - População total		355	
4 - Porcetagem mínima a ser transportada	12%	42	.
5 - Intervalo de Trafego Máximo admissível (s)		60s	.
ELEVADORES			
6 - Unidades no Grupo		2	
7 - Capacidade (passageiros)		8	
8 - Paradas		2	
9 - Paradas Prováveis	.	2,00	.
10 - Percurso (m)		12,4	
11 - Velocidade (m/s)	.	1	.
12 - Tipo de Portas	.	AL	.
13 - Abertura Livre (m)	.	0,80	.
TEMPOS ADOTADOS			
14 - Aceleração e retardamento	.	3,0	.
15 - Abertura e fechamento	.	5,5	.
16 - Entrada e saída de passageiros	.	2,4	.
TEMPOS TOTAIS CALCULADOS			
17 - T1-Percurso Total		24,80	
18 - T2-Aceleração e retardamento		3,00	
19 - T3-Abertura e fechamento das portas		11,00	
20 - T4-Entrada e saída de passageiros		19,20	
21 - Soma parcial (T1+T2+T3+T4)		58,00	
22 - Adicional 10% (T3+T4)		3,02	
23 - T - Tempo total de viagem		61,02	
24 - Capacidade de transporte (passageiros)		39,33	
RESPOSTAS			
26 - Capacidade de tráfego (passageiros)	.	79	.
25 - I - Intervalo de tráfego (s)	.	30,51	.

Fonte: ABNT NBR 5665/1983

Tabela 7

ATENDER	Capacidade	<=	.	42	
	Trafego	>=		60s	.
ATENDE?	Capacidade		.	Sim	.
	Trafego		Não	Sim	.

Fonte: os autores 2022.

2.8. Dimensionamento da escada

NBR 9077 - Saídas de emergência em edifícios

Tabela 8 - Classificação das edificações quanto à sua ocupação

D - Serviços profissionais, pessoais e técnicos .

D -1 - Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios. Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras, repartições públicas, cabeleireiros, laboratórios de análises clínicas sem internação, centros profissionais e outros.

Tabela 8 - Dados para o dimensionamento das saídas.

Grupo	Ocupação/Uso	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-1	Habitações unifamiliares	Casas térreas ou assobradadas, isoladas ou não
		A-2	Habitações multifamiliares	Edifícios de apartamentos em geral
		A-3	Habitações coletivas (grupos sociais equivalentes à família)	Pensionatos, internatos, mosteiros, conventos, residenciais geriátricos
B	Serviços de hospedagem	B-1	Hotéis e assemelhados	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, albergues, casas de cômodos
		B-2	Hotéis residenciais	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se apart-hotéis, hotéis residenciais)
C	Comercial varejista	C-1	Comércio em geral, de pequeno porte	Armarinhos, tabacarias, mercearias, fruteiras, butiques e outros
		C-2	Comércio de grande e médio portes	Edifícios de lojas, lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercados e outros
		C-3	Centros comerciais	Centros de compras em geral (<i>shopping centers</i>)
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1	Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras (não incluídas em D-2), repartições públicas, cabeleireiros, laboratórios de análises clínicas sem internação, centros profissionais e outros
		D-2	Agências bancárias	Agências bancárias e assemelhados
		D-3	Serviços de reparação (exceto os classificados em G e I)	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros

Fonte: ABNT NBR 9077.

Tipo de ocupação da edificação e a quantidade da população que irá variar pelo tipo da ocupação e a capacidade da unidade de passagem. Assim, de acordo com a tabela, tem-se o grupo D - Uma pessoa por 7,00 m² de área e a capacidade da unidade de passagem de 60.

Largura de escada é definida pela seguinte fórmula:

$$N = P/C$$

N é o número de unidade de passagem = 60

P é a população por m² = 1 pessoa/7m²

C é a capacidade de unidade de passagem.

Tabela 9

Ocupação		População ^(A)	Capacidade da U. de passagem		
Grupo	Divisão		Acessos e descargas	Escadas ^(B) e rampas	Portas
A	A-1, A-2	Duas pessoas por dormitório ^(C)	60	45	100
	A-3	Duas pessoas por dormitório e uma pessoa por 4 m ² de área de alojamento ^(D)			
B	-	Uma pessoa por 15,00 m ² de área ^{(E) (G)}	100	60	100
C	-	Uma pessoa por 3,00 m ² de área ^{(E) (J)}			
D	-	Uma pessoa por 7,00 m ² de área			

Fonte: ABNT NBR 9077.

De acordo com a NBR 9077, o dimensionamento deve ser feito para o pavimento de maior população. Dessa forma o pavimento 2 tem 2487,70 m²

População = $2487,70/7 = 355,38$ pessoas se tratando de pessoas, arredonda para menos. Essas 355 pessoas deverão em um minuto conseguir evacuar do pavimento em que se encontram. Para isso, precisa-se de uma quantidade de passagem que garanta a evacuação do pavimento.

$$N = 355 / 60$$

$$N = 5,91 \text{ Unidade de passagem}$$

*De acordo com a NBR 9077 a largura mínima exigida para caso de escadas deve ser 1,10 m sendo 2 unidades de passagem ,ou seja, 1 unidade de passagem é 0,55 m (correspondente a média da largura entre os ombros).

$5,91 \times 0,55 =$ de largura de escada, mas como são duas escadas iguais ambas terá 3,25m. Instrução Técnica nº 11/2019.

Os degraus foram dimensionados de acordo com a fórmula de Bondel: $2E+P = +/- 64$ cm. NBR-9050 – Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos,

Duas Escadas em U com 1 patamar de 3,25m de comprimento x 1,63 m de largura

Pé direito de piso a piso é de 4,2 m ou 420 cm. Com 420 cm temos como ideal 25 espelhos sendo de 17 cm e o piso de cada degrau é de 30 cm. A altura do piso a ser considerado é de 425 cm.

Uma Escada em S com 4 patamares de 2,05 m de comprimento x 4,10 m de largura

Pé direito de piso a piso é de 6,2 m ou 620 cm. Assim temos 37 espelhos de 17 cm e o piso de cada degrau é de 30 cm. A altura do piso a ser considerado é de 629 cm.

Corrimão das escadas

Seguindo a norma de acessibilidade - NBR 9050, o corrimão inferior deve ser na altura de 0,70 m e o corrimão superior na altura de 0,92m.

2.9. Rampa

As rampas, diferentemente das escadas, podem se constituir meios de circulação verticais acessíveis a todos, sem exceção. Por elas podem circular pedestres, idosos, cardíacos, pessoas portadoras de deficiências motoras, usuários de cadeiras de rodas, mães com carrinhos de bebês, etc. Entretanto, para que elas possam ser, de fato, utilizadas pela maior gama possível de pessoas, é preciso seguir a norma de acessibilidade (NBR 9050/2004). A largura mínima admissível para uma rampa é de 1,20m, sendo recomendada a largura de 1,50m. O fluxo de usuários é fator determinante para o dimensionamento dessa largura.

A inclinação das rampas deve ser calculada segundo a seguinte equação:

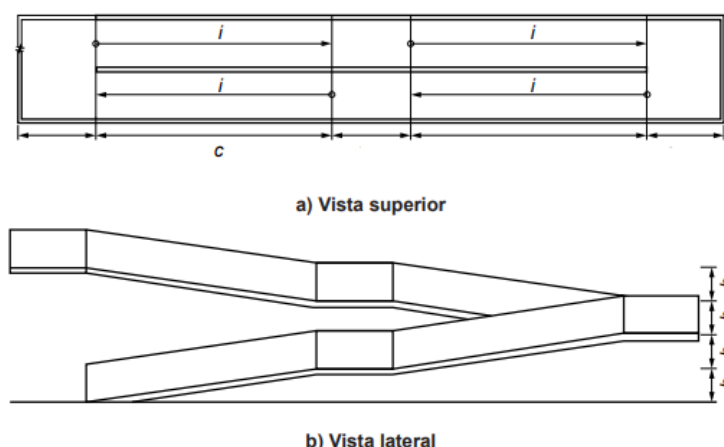
$$i \cdot c = h \times 100$$

i é a inclinação, em porcentagem;

h é a altura do desnível;

c é o comprimento da projeção horizontal.

Figura 2 - Vistas das rampas.



Fonte: ABNT NBR 8800.

A largura das rampas (L) deve ser estabelecida de acordo com o fluxo de pessoas. A largura livre mínima recomendável para as rampas em rotas acessíveis é de 1,50 m, sendo o mínimo admissível 1,20 m. Em edificações existentes, quando a construção de rampas nas larguras indicadas ou a adaptação da largura das rampas for impraticável, podem ser executadas rampas com largura mínima de 0,90 m com segmentos de no máximo 4,00 m, medidos na sua projeção horizontal.

Patamares da rampa

No início e no término da rampa devem ser previstos patamares com dimensão longitudinal mínima recomendável de 1,50 m, sendo o mínimo admissível 1,20 m, além da área de circulação adjacente. Os patamares situados em mudanças de direção devem ter dimensões iguais à largura da rampa.

Corrimão da rampa

Seguindo a norma de acessibilidade - NBR 9050, o corrimão inferior deve ser na altura de 0,70 m e o corrimão superior na altura de 0,92m.

Tabela 10 - Dimensionamento de rampas.

Tabela 6 – Dimensionamento de rampas

Desníveis máximos de cada segmento de rampa <i>h</i> m	Inclinação admissível em cada segmento de rampa <i>i</i> %	Número máximo de segmentos de rampa
1,50	5,00 (1:20)	Sem limite
1,00	5,00 (1:20) < <i>i</i> ≤ 6,25 (1:16)	Sem limite
0,80	6,25 (1:16) < <i>i</i> ≤ 8,33 (1:12)	15

Fonte: ABNT NBR 9050.

Assim, a rampa com desnível de 2m de altura e comprimento de 17 m, a inclinação é de 11.764%. Dessa forma, segundo a tabela 6 da NBR - 9050, vão ser 4 patamares de 150 cm, rampa com a inclinação de 2.940% e a largura de 150cm.

2.10. Vedações

Com o alto uso de recursos naturais combinados com elevados índices de desperdício, baixa produtividade, falta de previsibilidade orçamentária, atrasos, além de um mercado com mão de obra de baixa qualificação, o setor da construção civil busca cada vez mais otimizar processos e industrializar a produção num movimento que busca o progresso e a evolução de maneira sustentável tanto nas questões ambientais, quanto nas questões socioeconômicas. Todo esse cenário é perfeito para a arquitetura e construção modular.

A vedação externa será feita utilizando o método construtivo do light steel frame não-estrutural de perfis Ue 100x1,25 de montante e U 102x0,95, cujo será montado por cima da laje steel deck com a ajuda de parafusos estruturais autoperfurantes e auto atarraxantes, tal montagem demanda menos mão de obra, já que não há necessidade de fazer os furos previamente, economizando tempo de obra.

Será utilizado o método embutido, também conhecido como infill, em que o painel é levado para a obra já montado, sendo necessário para a instalação apenas a ligação deste com a estrutura principal.

A fim de evitar com que as cargas da estrutura principal sejam transmitidas para o painel LSF, as guias superiores virão de fábrica com furos oblongos, que fazem com que o deslocamento vertical do painel seja independente da estrutura principal. Tais furos também permitem a substituição dos perfis do módulo para que seja possível a transformação do módulo de parede sem abertura para parede com abertura.

Sistema de construção no qual as estruturas da edificação são feitas de aço galvanizado, que depois são fechadas utilizando placas feitas de materiais como drywall, madeira ou cimento. Este sistema, apesar da agilidade, exige bastante atenção na montagem, pois precisa-se de mão de obra qualificada, tudo deve ser encaixado na parte certa e da maneira correta.

Para esse projeto foram escolhidas diferentes placas para o revestimento externo e interno, visando a garantia da qualidade por mais tempo e as características necessárias que as placas devem atender para cada local específico.

Para a área externa da edificação foi escolhida as placas cimentícias, as quais são impermeáveis e também é um material muito resistente às ações das intempéries, trazendo estanqueidade e durabilidade à obra, ela também possibilita uma instalação hidráulica e elétrica mais facilitada.

Para a área interna, levando em conta também os módulos separados para os banheiros, foi escolhida a placa de gesso acartonado, o qual é resistente a umidade, trazendo uma estética bonita para o edifício. Além de ser usada nas paredes, será usada também para o forro do teto.

As placas cimentícias tem dimensões de 1,20 x 2,80, com uma espessura de 10mm e as de gesso acartonado tem as mesmas dimensões e com uma espessura de 15mm. Em cada módulo será usada sete placas horizontalmente e três verticalmente, totalizando 330 placas cimentícias e 960 placas de gesso acartonado, desconsiderando as placas que serão usadas para o forro do teto.

O transporte das placas de gesso, por ser um material frágil, devem ser cuidados e seu armazenamento também. O transporte deve ser feito em pallets, com cantoneiras de proteção nos pontos de amarração, ou manualmente, com o plano principal na posição vertical, elas devem ser empilhadas sobre apoios de comprimentos igual à sua largura, espaçado a 40 cm e seu armazenamento deve ser feito em um local seco.

As placas cimentícias, quando forem descarregadas, devem ser transportadas por duas pessoas e elas devem estar na posição vertical e individualmente, seu armazenamento, de preferência, deve ser feito em um ambiente fechado e devem estar sobre sarrafos de 7,5x7,5 cm, nivelado e com distância máxima de 40 cm entre si ou em pranchas de madeiras niveladas, com pilhas de no máximo 50 peças em cada.

As placas serão parafusadas nos montantes e nas guias com espaçamento 30 cm entre parafusos, localizados a 12 mm das bordas, esses parafusos serão tratados com massa cimentícia, evitando seu desgaste no tempo. Alguns cuidados devem ser tomados, como

manter uma distância de 3 a 5 mm entre as placas para garantir espaço para eventuais expansão térmica e evitando que trinquem por atrito entre si, evitar ângulos de 45° entre as fixações de canto, alternar as linhas de fixação de placas localizadas no mesmo montante, o que evita muitos furos em uma mesma região do perfil.

As placas cimentícias e de gesso acartonado atende perfeitamente às necessidades da construção, a qual procuramos qualidade e agilidade de montagem, trazendo segurança para a obra e uma arquitetura diferenciada, podendo se adequar às necessidades do projeto feito.

2. 3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

3.1. Descrição da estrutura

Para o projeto, foi escolhido trabalhar com os perfis metálicos da Gerdau, visto que a empresa é uma das principais fornecedoras de aço do Brasil, e por disponibilizarem tabelas com informações técnicas dos perfis, fator que permite obtermos os dados para realização dos cálculos de dimensionamento. Outro fator importante para essa escolha foi o tamanho no qual os perfis são comercializados (comprimento 12 metros), ponto que deve ser levado em consideração pensando na economia, na etapa de transporte e na geração de maior agilidade na montagem dos módulos.

Considerando o conceito de modularização proposto, a edificação já possui dimensões pré estabelecidas de 33,6 m x 84 m. O pavimento térreo, primeiro pavimento e cobertura possuem, respectivamente, alturas de 6,20 m, 3,40 m e 3,60 m. No total, a edificação é composta por 40 módulos de 8,4 m x 8,4 m, tendo essa mesma modulação respeitada em toda a sua extensão, sem que houvesse necessidade de alterar a posição de pilares para compatibilização com a arquitetura.

Dessa maneira, temos vigas principais e secundárias de 8,4 m, e os pilares foram concebidos de modo que tivessem a mesma seção transversal em todos os pavimentos, fator que contribui com a facilidade na compra, montagem e também com o conceito da modularização.

As treliças da edificação foram concebidas de modo a vencerem o vão total de 33,6 m, contando com o apoio dos 5 pilares dispostos ao longo do eixo horizontal da edificação.

Com relação à laje, foram adotadas as do tipo steel deck, escolha decorrente das vantagens que as mesmas proporcionam. Por terem a função de distribuírem os esforços de maneira regular entre os pilares, garantem uma deformação igual entre os elementos, funcionando, assim, como um diafragma rígido para a estrutura. Além disso, por se tratarem

de formas metálicas prontas e studs bolts soldados na mesa das vigas, conseguem proporcionar facilidade de instalação e maior rapidez construtiva, e também não precisam de escoras se forem respeitados os limites do fabricante, contribuindo com a redução dos gastos e desperdício de material. Com isso, foi definido um vão de 2,1 m entre as vigas secundárias.

3. 4. PRÉ DIMENSIONAMENTO

4.1. Normas utilizadas

NR 18: 2020 - Condições e meio ambiente de trabalho na indústria da construção

ABNT NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

ABNT NBR 6120:2019 - Ações para o cálculo de estruturas de edificações.

ABNT NBR 8681:2003 - Ações de segurança nas estruturas - Procedimento

ABNT NBR 9050: 2015 - Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos.

ABNT NBR 207: 2006 - Elevadores elétricos de passageiros -requisitos de segurança para construção e instalação de elevadores com maquinaria dentro da caixa.

4.2. Cargas atuantes na estrutura

4.2.1. Cargas de vento

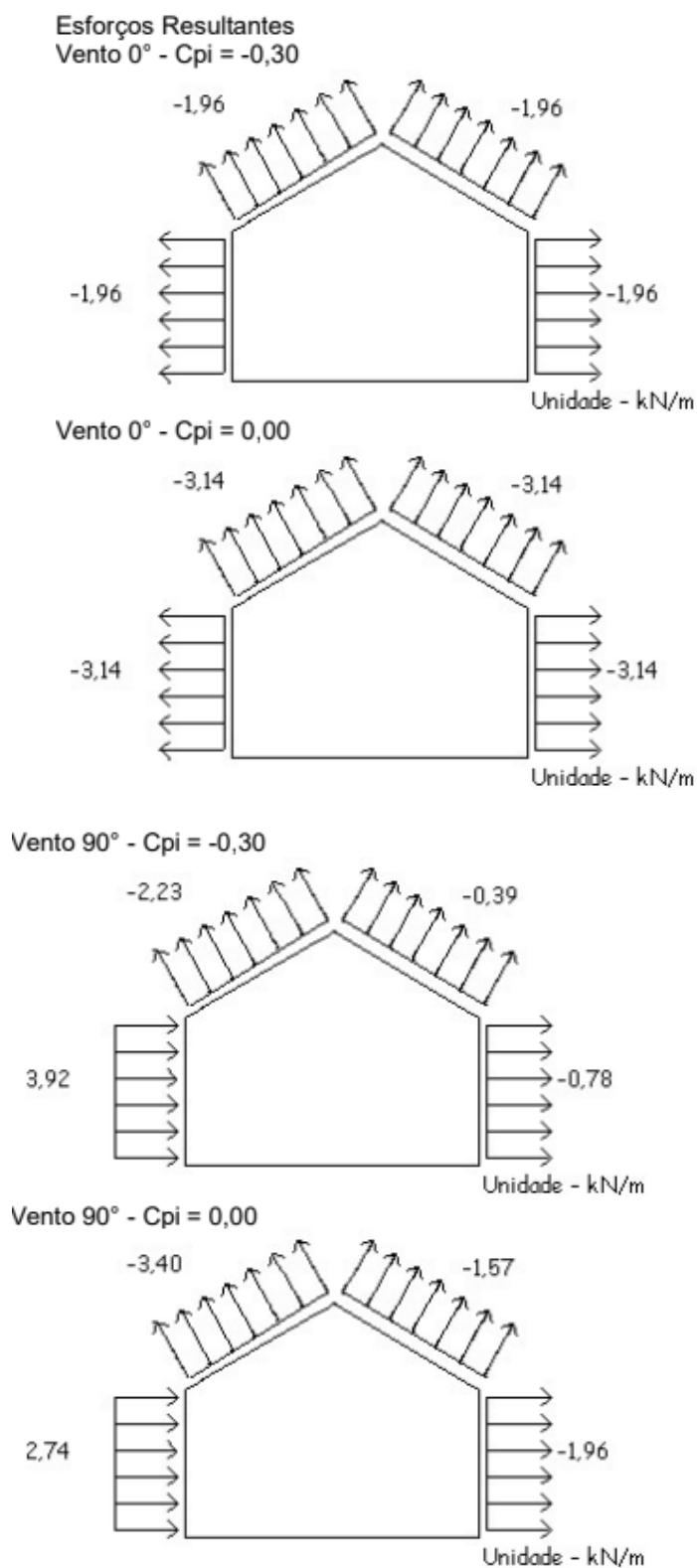
Para análise das cargas devido ao vento, foi utilizado o Software VisualVentos.

Foram utilizados como dados de entrada as dimensões da edificação (33,6 m de largura, 84 m de comprimento, altura total de 13,2 m) e também de acordo com o mapa de isopletras, foi definida a velocidade básica do vento para a região de localização da edificação, no caso, 30 m/s.

Posteriormente, foram definidos os parâmetros para cálculo de acordo com a situação da edificação. Começando pelo Fator Topográfico (S1), que, para terreno plano ou fracamente acidentado assume valor 1,00. O Fator de Rugosidade (S2), para edifícios de categoria III e classe C (de acordo com a tabela 2 da NBR 6123/88), assumiu valor 0,92. O Fator Estático (S3), para edificação grupo 2, assumiu valor 3,0.

Para o dimensionamento, foram levados em consideração os resultados mais desfavoráveis para a edificação.

Figura 3 - Esforços resultantes do vento.



Fonte: VisualVentos.

4.3. Combinação de cargas

Durante a realização do projeto utilizou-se 3 combinações de ações diferentes, entre elas estão a combinação última normal, combinação quase permanente de serviço e a combinação rara de serviço. Cada tipo de combinação tem sua própria fórmula e seus respectivos coeficientes de ponderação.

A ABNT NBR 8800 define os coeficientes de ponderação de estruturas de aço conforme as tabelas normativas 1 e 2, apresentadas a seguir nas figuras 4 e 5.

Figura 4 - Coeficientes de ponderação.

Tabela 1 — Valores dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{fl} \gamma_{f3}$

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

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Fonte: ABNT NBR 8800.

Figura 5 - coeficientes de ponderação.

Tabela 2 — Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis

Ações		γ_{ψ} ^a		
		ψ_0	ψ_1 ^d	ψ_2 ^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4
^a Ver alínea c) de 4.7.5.3.				
^b Edificações residenciais de acesso restrito.				
^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.				
^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0.				
^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.				

Fonte: ABNT NBR 8800.

A combinação última normal é utilizada para dimensionamento a ruptura da estrutura, por isso existem majorações das cargas permanentes e variáveis. Essa combinação pode ser calculada através da fórmula retirada da NBR 8800, apresentada na figura 6. Na equação a ser apresentada existem 3 parcelas somadas, sendo que a primeira parcela é o peso próprio da estrutura, a segunda parcela é a ação variável principal e a última parcela são as demais ações variáveis.

Figura 6 - Combinação última normal.

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

Fonte: ABNT 8800.

A combinação quase permanente de serviço é utilizada para efeitos de longa duração e aparência da construção, como o deslocamento da estrutura. Assim é preciso utilizar os

valores de carga que realmente estão na estrutura. Por isso o peso próprio não multiplica nenhum coeficiente de ponderação na equação e as ações variáveis não são consideradas em sua totalidade, isto é, o coeficiente de ponderação é menor do que um, minorando a carga. A fórmula utilizada para essa combinação está apresentada a seguir na figura 7, nesta equação existem duas parcelas a serem somadas, a primeira consiste no peso próprio da estrutura e a segunda as ações variáveis.

Figura 7 - Combinação quase permanente de serviço.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k})$$

Fonte: ABNT 8800.

Por fim, a última combinação utilizada é a combinação rara de serviço, essa combinação é utilizada para estados-limites irreversíveis, tais como danos aos fechamentos. Usou-se essa combinação no projeto para o pré-dimensionamento das terças, onde a norma ABNT NBR 8800 considera essa combinação no cálculo do deslocamento máximo das terças de coberturas. A equação dessa combinação consiste em três parcelas somadas, a primeira é a parcela do peso próprio da estrutura, a segunda é a ação variável principal e a última parcela são as demais ações variáveis, como mostra a figura 8 a seguir:

Figura 8 - Combinação rara de serviço.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Qj,k})$$

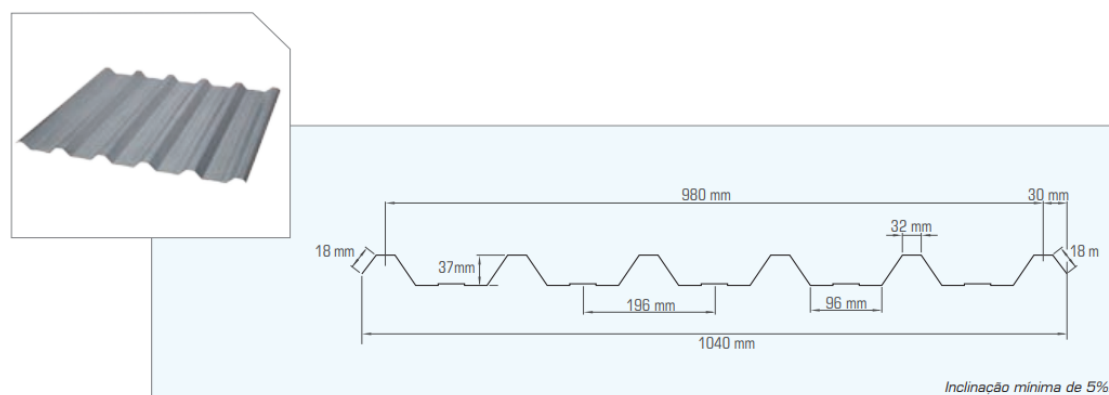
Fonte: ABNT 8800.

4.4. Telhas

O telhado da edificação terá duas águas e será embutido, com platibanda de altura de 3,6m. A telha escolhida, visando maior conforto térmico dos usuários, foi a trapezoidal modelo TMTP-40, de espessura 0,80mm, produzida pela empresa Eternit.


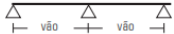

Figura 9 - Telha Modelo TMTP.

Telha Trapezoidal 40 | TMTP - 40



Fonte: Catálogo Eternit.

Figura 10 - Sobrecargas Telha Modelo TMTP.

Sobrecargas admissíveis (Kgf/m²)										
Sobrecargas em função da flecha, número de apoios, vão e espessura da chapa		<div>2 apoios</div> <div></div>			<div>3 apoios</div> <div></div>			<div>4 apoios</div> <div></div>		
		Espessuras (mm)			Espessuras (mm)			Espessuras (mm)		
	Vão (m)	0,43	0,50	0,65	0,43	0,50	0,65	0,43	0,50	0,65
COBERTURAS Flecha L/120	1,40	238	281	373	238	281	373	299	353	468
	1,60	181	215	284	181	215	284	228	270	357
	1,80	143	169	224	143	169	224	179	212	280
	2,00	115	135	179	115	135	179	144	171	227
	2,20	94	111	147	94	111	147	119	140	185
	2,40	78	93	123	78	93	123	99	117	155
	2,60	67	78	104	67	78	104	84	99	131
	2,80	57	67	88	57	67	88	72	84	113
	3,00	49	58	76	49	58	76	62	74	97
	3,20	40	47	63	42	50	67	54	64	84
	3,40	32	38	51	37	44	58	47	56	75

Fonte: Catálogo Eternit.

De acordo com a concepção da treliça, foi definida a inclinação do telhado e também a quantidade de apoios para as telhas. Sendo assim, os apoios são espaçados a cada 1,68m, ou seja, um quinto do módulo, com as telhas tendo 3 apoios e inclinação de 5,95%.

Para os cálculos de dimensionamento da telha, foi necessário definir as cargas que atuam na mesma. Dentre elas, estão:

Tabela 11: Definição das cargas.

Definição das Cargas		
Telha de Aço Galvanizado Espessura 0,8mm	0,1	KN/m ²
Carga Vento Máxima	-0,04048	KN/m ²
Carga Manutenção	1	KN/m ²

Fonte: Os autores, 2022.

Para o dimensionamento da ruptura da telha, é preciso utilizar a combinação última normal, a fim de verificar as condições de segurança em relação a todos estados limites-últimos aplicáveis de acordo com a NBR 8800 (2017). Como visto na figura 4 do tópico 4.3 (Combinação de cargas), utilizou-se o coeficiente de ponderação de 1,25 para as ações permanentes da estrutura (peso próprio da telha metálica) e para as ações variáveis foi utilizado o coeficiente de 1,50 para de uso e ocupação (carga de manutenção) e foi desprezada a ação do vento, pois essa ação é favorável à estrutura. A combinação com a maior carga foi obtida pela equação 1, demonstrada a seguir

$$F_d = 1,25 * (0,1) + 1,5 * (1,0) \quad [1]$$

$$F_d = 1,625 \text{ kN/m}^2$$

Para facilidade de comparação, a tabela que foi retirada do fabricante (figura 10) foi passada para o excel e transformada a carga de kgf/m² para kN/m² dividindo os valores por 100, como mostra a figura 11. Utilizando a formatação condicional (ferramenta do Excel) colocou-se para aparecer os valores superiores obtidos da combinação última normal calculada acima, dessa maneira é possível verificar as escolhas feitas anteriormente, como o espaçamento e quantidades de apoios e espessura da telha.

Figura 11 - Tabela de dimensionamento da telha.

SOBRECARGA ADMISSÍVEL EM kN/m²										
Sobrecargas em função da flecha, número de apoios, vão e espessura da chapa		2 Apoios			3Apoios			4Apoios		
Vão (m)		Espessuras (mm)			Espessuras (mm)			Espessuras (mm)		
		0,65	0,8	0,95**	0,65	0,8	0,95**	0,65	0,8	0,95**
COBERTURAS Flecha L/120	1,40	2,38	2,81	3,73	2,38	2,81	3,73	2,99	3,53	4,68
	1,60	1,81	2,15	2,84	1,81	2,15	2,84	2,28	2,70	3,57
	1,80	1,43	1,69	2,24	1,43	1,69	2,24	1,79	2,12	2,80
	2,00	1,15	1,35	1,79	1,15	1,35	1,79	1,44	1,71	2,27
	2,20	0,94	1,11	1,47	0,94	1,11	1,47	1,19	1,40	1,85
	2,40	0,78	0,93	1,23	0,78	0,93	1,23	0,99	1,17	1,55
	2,60	0,67	0,78	1,04	0,67	0,78	1,04	0,84	0,99	1,31
	2,80	0,57	0,67	0,88	0,57	0,67	0,88	0,72	0,84	1,13
	3,00	0,49	0,58	0,76	0,49	0,58	0,76	0,62	0,74	0,97
	3,20	0,40	0,47	0,63	0,42	0,50	0,67	0,54	0,64	0,84
	3,40	0,32	0,38	0,51	0,37	0,44	0,58	0,47	0,56	0,75

Fonte: Os autores, 2022.

Como a escolha definida anteriormente, vãos de 1,68 m, 3 apoios e espessura de 8 mm, consegue resistir a sobrecarga de 1,625 kN/m², visto que o espaçamento de 1,80 m resiste à 1,69 kN/m², a telha está verificada.

4.5. Terças

As terças são estruturas que funcionam como vigas, servindo de apoio para as telhas, e descarregando as cargas para as treliças, como as treliças tem um espaçamento de 840 cm, o comprimento da terça é de 840 cm. Contudo as terças tem baixo carregamento comparado com vigas normais, por isso foi escolhido perfis U e aço ASTM A-570 Gr 36 para a execução. Para o aço descrito, tem-se:

Tabela 12 - Características do aço ASTM A-570 Gr 36.

Características do Aço ASTM A-570 Gr 36		
fy	25	KN/cm ²
E	21000	KN/cm ²

Fonte: Os autores, 2022

Como dito anteriormente, as terças sustentam o telhado. Porém as cargas atuantes sobre as terças não são somente as cargas atuantes no telhado. Essa estrutura a ser dimensionada também servirá de apoio para os Ar-condicionados e para o forro, visto que a

treliça não será aparente. Por isso, como carregamentos atuantes, tem-se o peso próprio da telha, terço, ar-condicionado e forro, carga variável devido ao vento e manutenção.

Para o pré-dimensionamento, usou-se a fórmula da flecha sobre as terças, sabendo que o carregamento atuante é distribuído uniformemente, pode-se utilizar a equação 2. Como podemos encontrar a flecha limite (valor normativo), podemos calcular o carregamento distribuído na estrutura, o comprimento da peça é definido e conhecemos as características do aço, pode-se manipular a equação e assim obter a inércia mínima que o perfil deve ter.

$$\delta_{lim} = \frac{5QL^4}{384EI} \quad [2]$$

$$I_{min} = \frac{5QL^4}{384E\delta_{lim}} \quad [3]$$

Outra equação utilizada para o pré-dimensionamento do perfil U é a equação 4, nessa equação calculamos o módulo resistente plástico (Z). Como a Tabela da Gerdau para perfil U não tem essa informação, o módulo resistente plástico (W) calculado está sendo comparado com o módulo resistente elástico. Apesar de não ser o mesmo valor, ambos valores são próximos, e para fins de pré-dimensionamento essa comparação pode ser feita, pois o perfil ainda será verificado.

$$Z_{min} = \frac{M}{\frac{F_y}{\gamma_s}} \quad [4]$$

Para essa equação do módulo resistente plástico, temos o coeficiente de ponderação do aço igual a (1,1), temos as características do aço e podemos calcular o momento máximo atuante na peça através da equação 4, pois só existe carregamento uniformemente distribuído na terço.

$$M = \frac{QL^2}{8} \quad [5]$$

Para começar o pré-dimensionamento, consultou-se a Tabela C.1 da ABNT NBR 8800, para calcular as flechas limites para terças de coberturas. A tabela aponta que deve ser feita a combinação rara de serviço para o cálculo da flecha, que no caso será usado para calcular a inércia mínima e o módulo resistente plástico.

Figura 12 - Tabela C.1, ABNT NBR 8800.

Tabela C.1 — Deslocamentos máximos

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

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

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

^c Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.

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

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

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

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

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

ⁱ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.

^j Considerar combinações raras de serviço.

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

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

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

Fonte: ABNT NBR 8800.

Conhecendo a combinação a ser utilizada, é preciso definir os carregamentos atuantes na estrutura. As cargas da telha, Vento, manutenção e forro já são valores conhecidos e em kN/m². Sendo carga de vento, telha e manutenção calculados anteriormente na telha e o peso do forro retirado da NBR 6120, considerando forro de gesso em placas com o peso de

instalação considerado. No caso do peso das terças e do ar-condicionado é necessário modificar a unidade de medida para a compatibilização de unidades.

O peso do ar-condicionado considerado é de 1kN (aproximadamente 100 kg) dividido em um módulo 8,4 x 8,4 m, porém existem 5 terças em cada módulo, portanto o peso devido ao ar-condicionado é baixo. Já o peso da terça é retirado da Tabela da Gerdau em kg/m, assim é necessário dividir por 100 para passar para kN/m, e para passar para kN/m², deve-se multiplicar pelo comprimento da peça e dividir pela área de influência (1,68 x 8,4 m) ou simplesmente dividir por 1,68 m.

A tabela 13 mostra o resumo de todos os carregamentos atuantes na terça e com a combinação rara de serviço calculada. No entanto, os carregamentos utilizados nos cálculos seguintes estão em kN/cm, por isso foi multiplicado o valor da combinação pela área de influência (1,68 x 8,4 m) e dividido pelo comprimento da peça em cm.

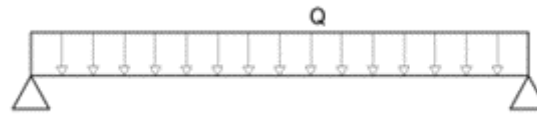
Tabela 13 - Combinação rara de serviço.

Deslocamento L/180				Deslocamento L/120			
Peso	Telha	0,1	kN/m ²	Peso	Telha	0,1	kN/m ²
	Terça	0,10178571			Terça	0,101786	
	Forro	0,15			Forro	0,15	
	Ar-Cond.	0,00283447			Ar-Cond.	0,002834	
Váriaveis	Vento	-0,0404762	kN/m ²	Váriaveis	Vento	-0,04048	kN/m ²
	Manutenção	1			Manutenção	1	
Combinação rara de Serviço		1,35462018	kN/m ²	Combinação rara de Serviço		-0,04048	kN/m ²

Fonte: Os autores, 2022.

Como não sabemos qual o peso da peça, pois não sabemos qual peça vai ser utilizada, fez-se um processo iterativo variando o peso da terça e escolhendo o perfil mais leve que tinha a inércia maior do que a calculada e módulo resistente também. Outro valor que foi modificado é o valor da contra flecha, esse valor é somado ao deslocamento limite, como a ABNT NBR 8800 descreve no Anexo C.

Figura 13: Carregamento sobre a Terça.



Fonte: Os autores, 2022.

Tabela 14 - Pré-dimensionamento da Terça.

Deslocamento da Terça			
f_y	25	25	KN/cm ²
E	21000	21000	KN/cm ²
L	840	840	cm
Q	0,02276	0,00068	KN/cm ²
δ_{lim}	6,67	9	cm
I_{min}	1053,8	23,3	cm
M	2007,2	60	KN.cm
Z	88,3	2,6	cm ³
Contra-flecha	2	2	cm
Perfil U Gerdau Bitolas 8"	17,1		Kg/m

Fonte: Os autores, 2022.

Para facilitar a escolha da peça, a Tabela da Gerdau para Perfil U foi passada para o software excel, e utilizando formatação condicional, destacou-se a inércia e módulo resistente maiores do que calculado. Assim escolheu-se escolhendo a peça mais leve, pois esta será mais barata, a fim de diminuir os custos. O Perfil Escolhido foi o Perfil U Gerdau Bitola 8" 17,1 kg/m.

Tabela 15 - Tabela Gerdau Perfil U com formatação condicional.

PERFIL U GERDAU													
BITOLA	PESO		ALMA	ABA			EIXO X			EIXO Y			
	Nominal	d	t _w	b _t	t _f	Área	I	W	r	I	W	r	x
pol	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm
3"	6,1	76,2	4,32	35,81	6,93	7,78	68,9	18,1	2,98	8,2	3,32	1,03	1,11
	7,44		6,55	35,05	6,93	9,48	77,2	20,3	2,85	10,3	3,82	1,04	1,11
4"	8,04	101,6	4,67	40,23	7,52	10,1	159,5	31,4	3,97	13,1	4,61	1,14	1,16
	9,3		6,27	41,83	7,52	11,9	174,4	34,3	3,84	15,5	5,1	1,14	1,15
6"	12,2	152,4	5,08	48,77	8,71	15,5	546	71,7	5,94	28,8	8,16	1,36	1,3
	15,62		7,98	51,66	8,71	19,9	632	82,9	5,63	36	9,24	1,34	1,27
8"	17,1	203,2	5,59	57,4	9,5	21,68	1344,3	132,7	7,87	54,1	12,94	1,42	1,47
	20,5		7,7	59,51	9,5	25,93	1490	147,5	7,59	62,4	14,09	1,42	1,42
10"	22,77	254	6,1	66,04	11,1	29	2800	221	9,84	95	19	1,81	1,61
	30,8		7,2	74	12,7	39,3	5370	352	11,7	161	28,3	2,03	1,77
12"	29,76	305	9,63	69,57	11,1	37,9	3290	259	9,31	117	21,6	1,76	1,54
	37		9,8	77	12,7	47,4	6010	394	11,3	186	30,9	1,98	1,71

Fonte: Os autores, 2022.

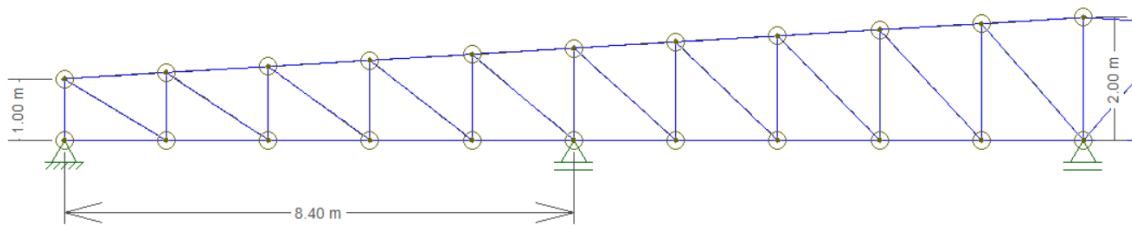
4.6. Treliça

A concepção da treliça foi uma das primeiras partes pensadas no projeto, pois esta define o comprimento das terças e também o tamanho dos vãos utilizados no dimensionamento das telhas. Como definições que interferem na concepção da treliça, tem-se o telhado de 2 águas e vão de 33,6 m ou 4 módulos. Pensando que os pilares estão espaçados a cada 8,4 m, a treliça terá 5 pontos de apoio espaçados de 8,4 m.

Primeiramente realizou-se o teste de uma treliça Howe com montante central de 3 m, montantes laterais com 2 m e com montantes espaçados a um quarto do módulo, ou seja, 2,1 m. No entanto, percebeu-se que ao utilizar essa concepção o peso próprio da treliça era alto, e o dimensionamento da telha ficava comprometida, por isso a concepção sofreu alterações até que fosse encontrado um layout mais adequado para a treliça.

A concepção adotada foi uma treliça tipo Howe simétrica, onde o menor e maior montante tem comprimentos de 1 m e 2 m respectivamente, e o espaçamento entre montantes foi definido em um quinto do módulo (1,68 m). Dessa maneira a inclinação foi definida utilizando a diferença de comprimentos dos montantes dividido pela distância de 2 módulos, o que resultou em uma inclinação de 5,95%.

Figura 14: Concepção final da metade da treliça.



Fonte: Os autores, 2022

Após definir o desenho da treliça definiu-se os carregamentos existentes sobre a mesma. Para definir os carregamentos atuantes na treliça, deve-se encontrar o peso próprio da estrutura, portanto definiu-se que os banzos superiores e inferiores seriam executados com perfil U e as diagonais e montantes com dupla cantoneira. Como não foi escolhido os perfis, o primeiro valor do peso é uma hipótese, e após iterações modificando os pesos chegou-se num perfil ideal.

O perfil U e a cantoneira escolhida pesam respectivamente 12,2 e 3,09 kg/m. Esses valores são multiplicados pelo comprimento total dos banzos e pelo comprimento total dos montantes e diagonais, que, respectivamente, são 67,26 m e 75,60 m (valores retirados do AutoCAD). O valor do peso próprio calculado está em kg, por isso é necessário dividir o valor encontrado por 100, para assim transformá-lo em kN, a fim de compatibilizar as unidades do projeto. Vale ressaltar que para o peso das diagonais e montantes, é necessário multiplicar o peso próprio por 2, visto que é dupla cantoneira.

Os demais carregamentos, como ar-condicionado, peso da telha, terça e forro, são valores conhecidos do último tópico. Dessa maneira pode-se realizar a combinação última normal das cargas.

Para realização da combinação e compatibilizar as unidades, foi feita a combinação separada para o ar-condicionado, telha e forro em kN/m² e após isso, através da área de influência dos nós da treliça (1,68 x 8,4 m ou 0,82 x 8,4 m) calculou-se 2 cargas pontuais. A menor carga calculada dessa combinação representa o primeiro e o último nó da treliça, pois estes terão a metade da área de influência que os nós do meio da treliça.

O peso das terças foi calculado separadamente também, visto que no meio da treliça, entre as duas águas, terá duas terças no mesmo nó, uma terça para cada água do telhado. E por fim, os pesos das diagonais e montantes são calculados separadamente do peso dos banzos, conforme o cálculo explicado anteriormente, porém o peso calculado resulta no peso

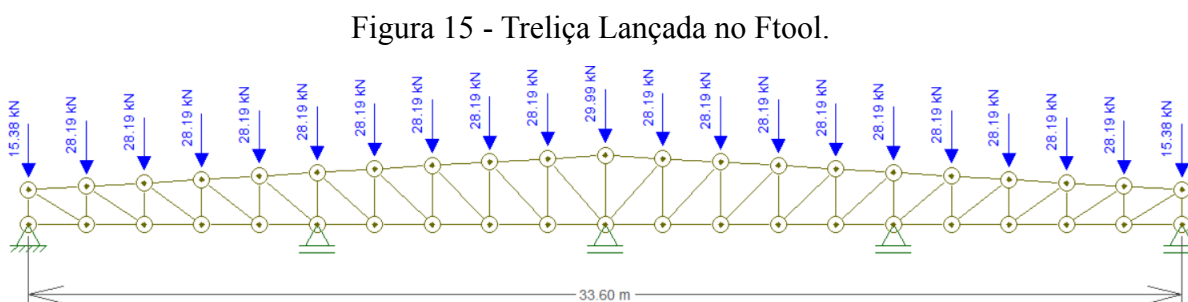
próprio total da treliça, portanto é necessário dividir esse peso em todos os nós da treliça (21 nós).

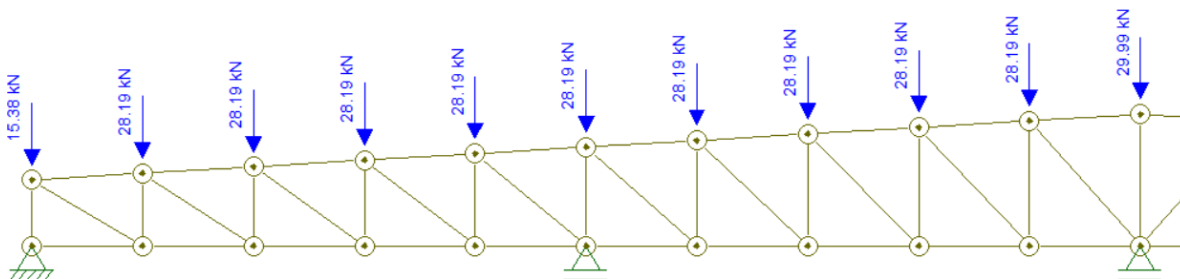
Resumindo os cálculos, com a combinação última normal realizada, calculou-se três cargas pontuais a serem lançadas nos nós da treliça. A menor carga pontual consiste no carregamento do primeiro e último nó (laterais) da treliça, a maior carga consiste no nó exatamente no meio da treliça, essa carga é a maior por conta de existir duas terças (uma para cada água do telhado), e a última carga pontual será disposta em todos os outros nós da treliça.

Tabela 16 - Carregamentos da Treliça.

Peso combinação telha, forro e ar condicionado	Combinação	1,82 KN/m ²	
	Meio	25,63 KN	
	Laterais	12,81 KN	
Peso Terça		1,8 KN	
Peso Banzo		0,49 KN	
Peso Montante		0,28 KN	
Peso Total	Laterais	15,38 KN	
	Meio	29,99	KN
	Restante	28,19	KN

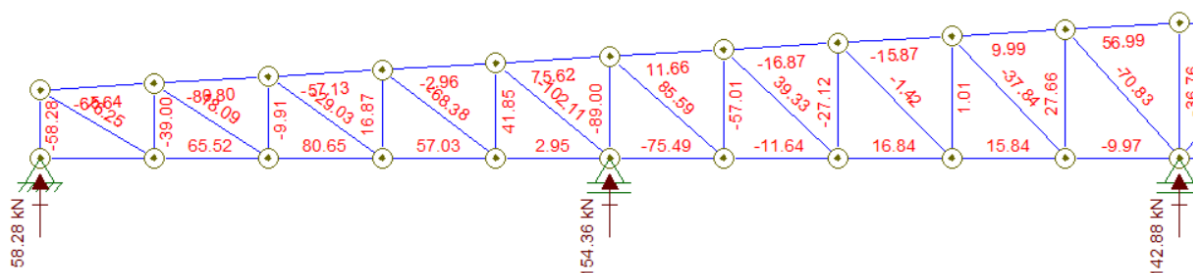
Fonte: Os autores, 2022





Fonte: Os autores, 2022

Figura 16 - Resultados de cargas axiais da treliça.



Fonte: Os autores, 2022

O Software Ftool consegue calcular as solicitações em cada barra da treliça e as reações de apoio. Assim, fazendo a análise do pior caso dos banzos e dos montantes e diagonais, pode-se dimensionar as peças para resistir aos esforços de tração e compressão das barras. Para fins de cálculo o perfil do banzo e das diagonais e montantes foram determinados nos próximos subtópicos 4.6.1 (Banzos) e 4.6.2 (Montantes e Diagonais).

Tabela 17 - Reações de Apoio da Treliça.

Reações de Apoio da Treliça - Ftool		
Apoio	Reação	
1	58,28	KN
2	154,36	KN
3	142,88	KN
4	154,36	KN
5	58,28	KN

Fonte: Os autores, 2022

Tabela 18 - Piores Esforços da Trelça.

Piores Esforços da Trelça			
	Diagonal/Montante	Banzo	
Compressão	102,11	80,80	KN
Tração	85,59	80,65	KN
Comprimento da peça comprimida	168,30	219,69	cm

Fonte: Os autores, 2022.

4.6.1. Banzos











Os Banzos são elementos presentes nas treliças servindo de apoio para as terças e apoiando sobre os pilares. Esses elementos são as barras que limitam a parte inferior e superior da treliça. Para pré-dimensioná-los é preciso conhecer o tipo do perfil, e os esforços de tração e compressão nos banzos. Essas informações necessárias são conhecidas do tópico anterior, onde o perfil escolhido será do tipo U e os maiores esforços de compressão e tração são respectivamente 80,80 kN e 80,65 kN.

Como os valores de tração e compressão são próximos, pode-se afirmar que o esforço de compressão determinará a escolha do perfil, pois este esforço tem o coeficiente de flambagem que reduz muito a força resistente do perfil. Por esse fato, será apenas verificada a peça comprimida.

Para seguir os procedimentos de cálculo da força resistente à compressão da peça é preciso definir alguns parâmetros como características do aço utilizado, coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados e o comprimento da peça solicitada. O comprimento destravado da peça mais solicitada à compressão do banzo da treliça é de 168,30 cm, o Aço escolhido foi o ASTM A572 grau 50 e coeficiente de flambagem é retirado da NBR 8800, considerando as condições de apoio apoiado-apoiado. A tabela 19, mostra de forma resumida os dados necessários para os cálculos em diante.

Tabela 19 - Tabela E.1 Anexo E, NBR 8800.

Tabela E.1 — Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados

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

Fonte: ABNT NBR 8800.

Tabela 20 - Dados de projeto.

Dados de projeto		
E	21000	KN/cm ²
f _y	35	KN/cm ²
K	1	
L	168,3	cm

Fonte: Os autores, 2022.

Figura 17 - Tabela da Gerdau para Perfil U modificada.

PERFIL U GERDAU													
BITOLA	PESO		ALMA	ABA			EIXO X			EIXO Y			
	Nominal	d	t _w	b _f	t _f	Área	I	W	r	I	W	r	x
pol	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm
3"	6,1	76,2	4,32	35,81	6,93	7,78	68,9	18,1	2,98	8,2	3,32	1,03	1,11
	7,44		6,55	35,05	6,93	9,48	77,2	20,3	2,85	10,3	3,82	1,04	1,11
4"	8,04	101,6	4,67	40,23	7,52	10,1	159,5	31,4	3,97	13,1	4,61	1,14	1,16
	9,3		6,27	41,83	7,52	11,9	174,4	34,3	3,84	15,5	5,1	1,14	1,15
6"	12,2	152,4	5,08	48,77	8,71	15,5	546	71,7	5,94	28,8	8,16	1,36	1,3
	15,62		7,98	51,66	8,71	19,9	632	82,9	5,63	36	9,24	1,34	1,27
8"	17,1	203,2	5,59	57,4	9,5	21,68	1344,3	132,7	7,87	54,1	12,94	1,42	1,47
	20,5		7,7	59,51	9,5	25,93	1490	147,5	7,59	62,4	14,09	1,42	1,42
10"	22,77	254	6,1	66,04	11,1	29	2800	221	9,84	95	19	1,81	1,61
	30,8		7,2	74	12,7	39,3	5370	352	11,7	161	28,3	2,03	1,77
12"	29,76	305	9,63	69,57	11,1	37,9	3290	259	9,31	117	21,6	1,76	1,54
	37		9,8	77	12,7	47,4	6010	394	11,3	186	30,9	1,98	1,71

Fonte: Catálogos da Gerdau.

O primeiro fator de correção da força axial de compressão a ser calculado é o fator Q , calculado através da equação 5. Esse fator avalia a esbeltez da alma e da mesa do perfil, assim a figura 18 mostra qual é a esbeltez limite para ambos casos. Dessa maneira foi calculado a flambagem local da alma e a flambagem local das mesas, conforme a norma determina, de cada perfil U do catálogo da Gerdau e comparado com os limites normativos.

Para os perfis que tiveram valores calculados de flambagem local das abas superiores que o limite normativo, tem-se que calcular o fator de redução Q_s , se não pode-se considerar Q_s igual a 1, esse fator é calculado através das equações 6 e 7. Já para os perfis que tiverem os valores calculados de flambagem local da alma superiores ao limite, é necessário calcular o fator de redução Q_a . Porém, para calcular Q_a , é preciso calcular a largura efetiva (b_{ef}) do elemento comprimido AA, através da equação 8 e depois calcular a área efetiva (A_{ef}) utilizando a equação 8. Por fim, Q_a é calculado utilizando a equação 10, e caso o perfil não sofra flambagem local da alma, Q_a é considerado como 1.

$$Q = Q_a \cdot Q_s \quad [6]$$

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \quad \text{para} \quad 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad [7]$$

$$Q_s = \frac{0,69 E}{f_y (b/t)^2}, \quad \text{para} \quad \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad [7]$$

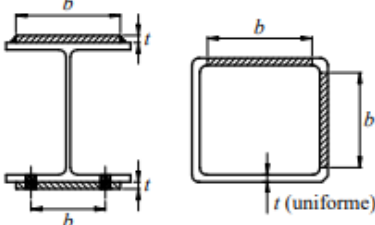
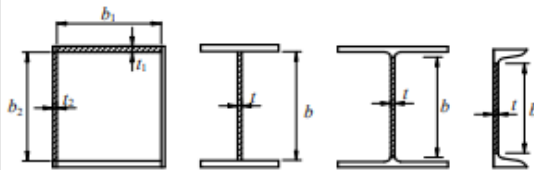
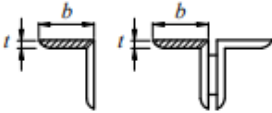
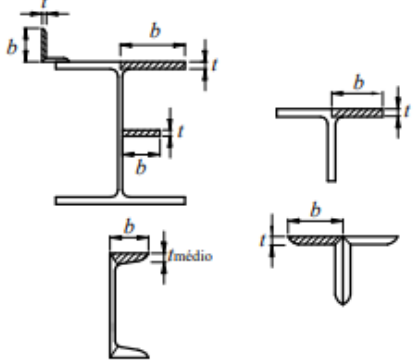
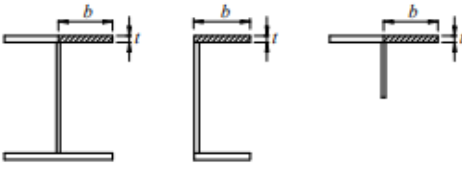
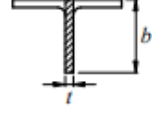
$$b_{ef} = 1,92 t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[1 - \frac{0,34}{b/t} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right] \leq b \quad [8]$$

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef}) t \quad [9]$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad [10]$$

Figura 18 - Tabela F.1 Anexo F, NBR 8800.

Tabela F.1 — Valores de $(b/t)_{lim}$

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

^a O coeficiente k_c é dado em F.2.

Fonte: ABNT NBR 8800

Após o cálculo do fator de redução devido a flambagens locais, calcula-se a força axial de flambagem elástica (N_e) , através da equação 11. Essa força axial é calculada na

direção x e na direção y, onde varia somente a inércia do perfil, pois o módulo de elasticidade, o comprimento destravado e o coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados são constantes definidas no início deste tópico.

$$N_e = \frac{\pi^2 E I}{(K L)^2} \quad [11]$$

A força axial de flambagem elástica é usada no cálculo do índice de esbeltez da peça, portanto é necessário escolher entre a força calculada na direção x ou a força calculada na direção y. No caso, é escolhida a menor força entre as duas direções, pois esta força gera um maior índice de esbeltez e, simultaneamente, reduz mais a força resistente à compressão do elemento. O índice de esbeltez pode ser calculado utilizando a equação 12.

$$\lambda = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad [12]$$

Com o índice de esbeltez calculado, é possível calcular o fator de redução da resistência à compressão do elemento devido a flambagem (χ). Em particular, essa redução pode ser calculada através de duas equações, dependendo do valor do índice de esbeltez, a equação 13 e a equação 14.

$$\chi = 0,658^{\lambda^2} \text{ para } \lambda \leq 1,5 \quad [13]$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda^2} \text{ para } \lambda > 1,5 \quad [14]$$

Por fim, calcula-se a força resistente da peça a compressão utilizando a equação 15. Nesta equação, todas as incógnitas foram calculadas e determinadas, exceto o coeficiente de ponderação do aço, que equivale a 1,10.

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad [15]$$

O excel foi muito importante nesses cálculos, pois através da automatização foi possível calcular a força resistente à compressão de todos os perfis U da tabela da Gerdau. Fazendo uma análise somente dos banzos poderíamos escolher qualquer perfil da tabela, contudo para dimensionar as cantoneiras duplas (próximo tópico) precisou-se escolher um

perfil com comprimento maior. Porque as cantoneiras devem encaixar dentro do perfil U, necessitando, assim, um comprimento maior. O perfil escolhido foi perfil U bitola 6" 12,2 kg/m.

4.6.2. Montantes e Diagonais

Para o pré-dimensionamento dos montantes e diagonais foi necessário definir as características do aço, o coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados, comprimento destravado da peça e o comprimento e espessura das abas do perfil U do banzo. Essas informações são as mesmas utilizadas ou calculadas no tópico anterior, exceto o comprimento destravado, que é 218,69 cm.

Os cálculos utilizados para encontrar a força de compressão foram os mesmos utilizados no tópico anterior, por isso não serão apresentados novamente. A diferença é que para cantoneira dupla é preciso calcular a nova inércia da seção, utilizando o teorema de Steiner.

O teorema de Steiner, mais conhecido como teorema dos eixos paralelos, consiste em calcular a inércia de uma figura fora do centro de gravidade, podendo ser calculado através da equação X. Onde I_x é a inércia de duas cantoneiras, A é a área de duas cantoneiras e d é a distância do novo eixo Z ao centróide da área.

$$I_z = I_x + A d^2 \quad [16]$$

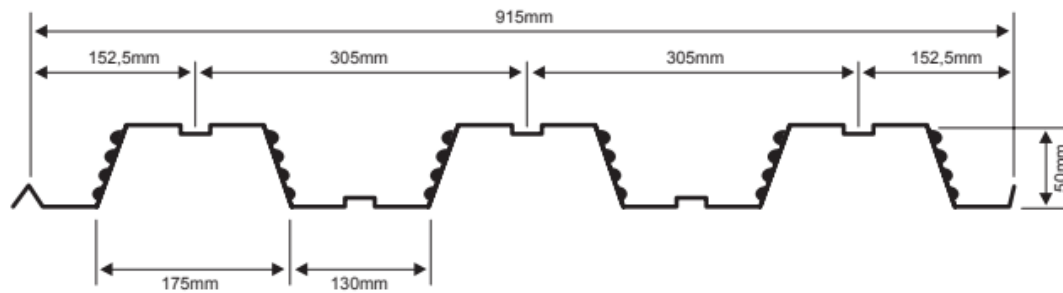
Utilizando os cálculos descritos anteriormente foi escolhido o perfil L 50x3,09. Pois este perfil resiste a força de compressão solicitante de 102,11 kN e é o perfil mais leve, ou seja, mais econômico. Assim a treliça está pré-dimensionada.

4.7. Laje

O fabricante escolhido para a laje foi a Metform, que dispõe de dois modelos de Steel Deck: MF 75 e MF 50.

Em virtude da utilização da edificação, foi adotado o Steel Deck MF 50, ideal para edificações do tipo comercial. De acordo com o catálogo da Metform, o modelo é fabricado com o aço especial galvanizado ASTM A 653 Grau 40, e pode ser encontrado nas espessuras 0,80 mm, 0,95 mm e 1,25 mm, com comprimento de até 12 m, conforme exige o projeto.

Figura 19 - Dimensões da telha-fôrma.



Fonte: Catálogo Metform.

Para o pré-dimensionamento/dimensionamento, utilizamos da tabela de cargas e vãos máximos do fabricante para o modelo escolhido. Inicialmente, foi necessário definir os carregamentos que atuarão sobre a laje.

Tabela 21 - Cargas atuantes na laje.

Cargas atuantes na laje		
Carga de Utilização	3	kN/m ²
Peso Paredes Internas	1	kN/m ²
Peso Forro	0,15	kN/m ²
Peso Ar-condicionado	0,0141723356	kN/m ²
Peso Porcelanato	0,01827	kN/m ²
Peso argamassa	0,42	kN/m ²

Fonte: Os autores, 2022.

Sendo a carga de utilização retirada da NBR 6120, e o restante das cargas apresentadas na tabela já especificado em tópicos anteriores. Fazendo a combinação última normal de ações, utilizando os coeficientes de majoração também já demonstrados em tópico anterior, chegamos em um valor de sobrecarga atuante na laje de 6,53 kN/m².

Definida a sobrecarga, primeiramente analisamos se o vão máximo sem escoramento está de acordo com o que foi proposto na concepção, no caso, 2,1 m. Posteriormente, entramos com a carga calculada sobre a laje e analisamos qual a altura mínima da laje necessária para suportar essa sobrecarga. Resultando, assim, na possibilidade de utilizarmos

um vão máximo triplo, sem escoramento, com altura de 12 cm, e espessura da telha de 0,8 mm.

O fabricante também já fornece especificações a respeito da armadura para retração, a fim de evitar fissuras no concreto utilizado para capeamento da laje. Sendo assim, para a altura total da laje de 12 cm, temos:

Quadro 1 - Consumo de concreto e armadura em tela soldada.

Altura de laje (mm)	Consumo de Concreto (m ³ /m ²)	Tipo de armadura para retração, em tela soldada		
		Denominação	Composição	Peso (kg/m ²)
120	0,095	Q-75	Ø3,8 x Ø3,8 – 150 x 150	1,21

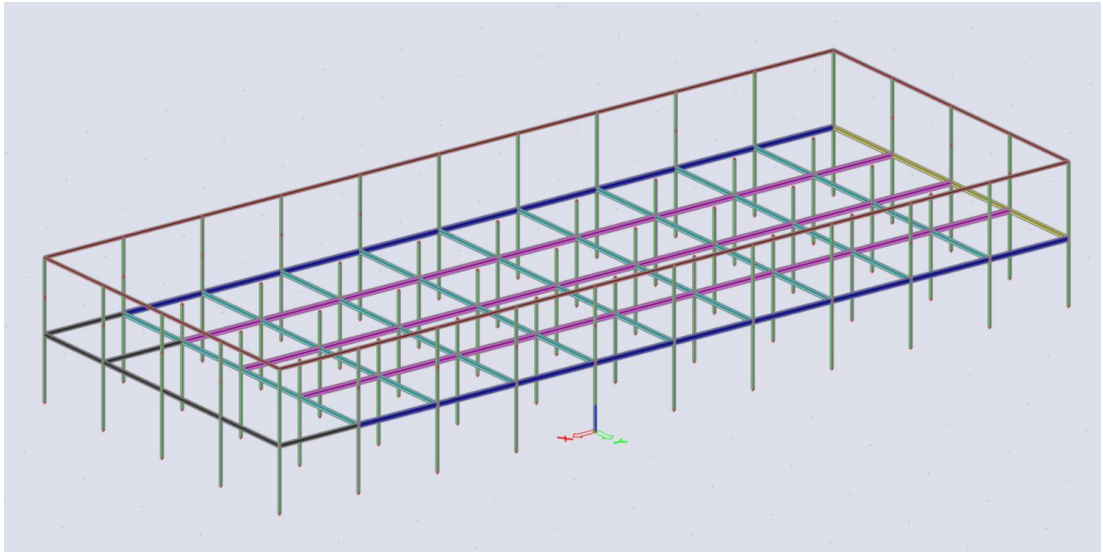
Fonte: Catálogo Metform.

4.8. Vigas

De acordo com a concepção estrutural, o projeto terá seis tipos de viga denominadas de: Viga secundária sem parede, Viga secundária com parede, Viga principal sem parede, Viga principal com parede, Viga sem laje, Viga da platibanda. Cada uma dessas vigas possui um carregamento diferente, por isso foi necessário pré-dimensioná-las separadamente.

O pré-dimensionamento das mesmas é similar ao pré-dimensionamento utilizado na terça, porém algumas vigas terão a equação de deslocamento máximo modificada, as quais serão demonstradas nos próximos tópicos. Outro ponto importante é que o módulo resistente plástico é tabelado nos perfis W, que foram escolhidos para as vigas, assim o pré-dimensionamento é mais correto.

Figura 20 - Representação dos tipos de vigas presentes na edificação.



Fonte: Os autores, 2022.

Sendo:

Viga secundária sem parede - azul claro;

Viga secundária com parede - amarelo;

Viga principal sem parede - rosa;

Viga principal com parede - azul escuro;

Viga sem laje - cinza;

Viga platibanda - vermelho.

4.8.1. Viga Secundária sem parede

As vigas secundárias sem parede são as vigas que sustentam diretamente a laje Steel Deck e descarregam as cargas nas vigas principais ou diretamente nos pilares. Elas estão localizadas no centro da edificação e recebem cargas distribuídas uniformemente das lajes e do seu próprio peso. A área de influência dessas vigas é de 2,1 m x 8,4 m (um quarto do módulo), assim, podemos calcular o carregamento distribuído na viga utilizando a combinação quase permanente de serviço.

O carregamento atuante nessa viga é unicamente proveniente da carga distribuída, então o cálculo do deslocamento total é realizado através da equação 2, disposta no tópico 4.2 Terças. O cálculo do momento fletor máximo na peça também está disposta no tópico 4.2 Terças, representada pela equação 5.

Tabela 22 - Carregamentos Viga Secundária sem Parede.

Carregamentos - Viga Secundária sem Parede		
Peso vindo da laje	0,149765	kN/cm
Peso Próprio	0,006	kN/cm

Fonte: Os autores, 2022.

Tabela 23 - Pré-dimensionamento Viga Secundária sem Parede.

Deslocamento da Viga		
f_y	35	kN/cm ²
E	20000	kN/cm ²
L	840	cm
Q	0,15577	kN/cm
δ lim	2,40	cm
I _{min}	21037,1	cm
M	13738,5	kN.cm
Z	431,8	cm ³
Contra-flecha	0	cm
Perfil W Gerdau Bitola 410 x 60,0 kg/m		

Fonte: Os autores, 2022

Dentre todos os perfis W da Tabela da Gerdau que passaram na verificação da inércia e módulo resistente plástico mínimo, foi escolhido o Perfil W 410 x 60,0, pois este perfil era o mais leve, assim diminuindo a quantidade de aço a ser gasto na estrutura, diminuindo o custo.

4.8.2. Viga Secundária com parede

As vigas secundárias com parede são as vigas que sustentam diretamente uma parte laje Steel Deck e o peso próprio da parede, descarregando as cargas nos pilares. Elas estão localizadas na extremidade superior da edificação e recebem cargas distribuídas uniformemente das lajes, da parede e do seu próprio peso. A área de influência dessas vigas é de 1,05 m x 8,4 m (um quarto do módulo), assim, pode-se calcular o carregamento distribuído na viga utilizando a combinação quase permanente de serviço.

O carregamento atuante nessa viga é unicamente proveniente da carga distribuída, assim o cálculo do deslocamento total e do momento fletor máximo é realizado igualmente a viga anterior, através da equação 2 e da equação 5, disposta no tópico 4.2 Terças.

Tabela 24 - Carregamentos Viga Secundária com Parede

Carregamentos - Viga Secundária com Parede		
Peso vindo da laje	0,149765	kN/cm
Peso Próprio	0,006	kN/cm
Peso Parede	0,0136	kN/cm

Fonte: Os autores, 2022.

Tabela 25 - Pré-dimensionamento Viga Secundária com Parede.

Deslocamento da Viga	
f_y	35 kN/cm ²
E	20000 kN/cm ²
L	840 cm
Q	0,094487 kN/cm
δ_{lim}	2,40 cm
I _{min}	12760,50 cm
M	8333,4 kN.cm
Z	261,9 cm ³

Contra-flecha	0 cm
Perfil W Gerdau Bitola 410 x 60,0 kg/m	

Fonte: Os autores, 2022

O peso da parede de Light Steel Framing (LSF), utilizada no projeto, não tem carregamento definido na NBR 6120, por isso buscou-se na literatura o peso próprio do mesmo. Encontrou-se um artigo publicado pelo aluno Luciano Paes Silva e pelo professor Márcio Vito da Universidade UNESC com o título “Análise de carregamento em uma estrutura de concreto com sistema de vedação convencional e sistema Light Steel Framing”, onde o peso LSF externo utilizado foi 0,40 kN/m², baseado nas marcas Knauf e Brasilit. Assim, necessitou-se multiplicar o peso da parede pela altura do pavimento, de 3,4m, dessa maneira encontra-se o peso próprio uniformemente distribuído na viga. Mas ainda é necessário mudar a unidade de kN/m para kN/cm, a fim de compatibilizar as unidades, dividindo por 100, ao final temos o carregamento de 0,0136 kN/cm.

O perfil mais leve que atende a inércia e o módulo resistente plástico mínimo é o perfil W 410 x 38,8, porém essa decisão não seria a ideal, pois apenas uma parte da edificação teria vigas de formato diferente, o que poderia causar confusão na hora da montagem, assim escolheu-se o perfil W 410 x 60,0. Outro ponto analisado é a quantidade de perfis que serão pedidos, pois ao pedir uma quantidade maior de um determinado perfil o desconto em cima dessas peças pode ser maior. Logo o perfil foi escolhido pensando na economia e facilidade de execução.

4.8.3. Viga principal sem parede

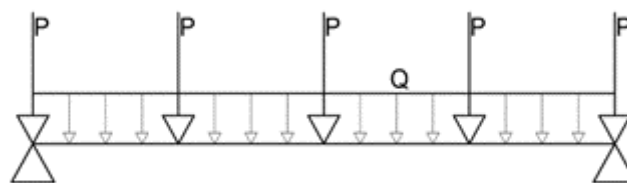
As vigas principais sem parede são as vigas que sustentam as vigas secundárias e destinam suas cargas diretamente nos pilares. Elas estão no meio da edificação e recebem cargas pontuais das vigas secundárias e carga uniformemente distribuída devido ao peso próprio. A área de influência dessas vigas equivale a um módulo (8,4 x 8,4 m), assim, utilizando a combinação quase permanente de serviço, calcula-se os carregamentos atuantes na viga.

Tabela 26 - Carregamentos Viga Principal sem Parede.

Carregamentos - Viga Principal sem Parede	
Peso vindo da viga secundária	145,963 kN
Peso Próprio	0,0085 kN/cm

Fonte: Os autores, 2022.

Figura 21 - Carregamento da viga principal.



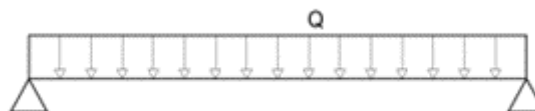
Fonte: os autores, 2022

Para essa viga, temos cargas distribuídas e cargas pontuais, por isso a equação de deslocamento máximo e do momento fletor utilizado nos tópicos anteriores não é válido. Nesse caso podemos avaliar os momentos fletores e os deslocamentos separando os carregamentos e depois somando os valores calculados, como mostra a equação 17 e a equação 18.

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \quad [17]$$

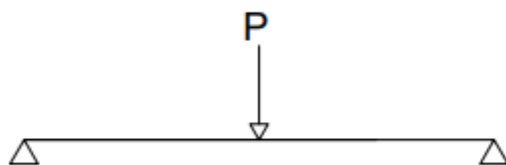
$$M = M_1 + M_2 + M_3 \quad [18]$$

Figura 22 - Representação para o cálculo do deslocamento 1 e momento 1.



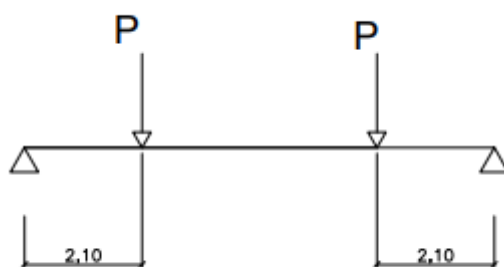
Fonte: Os autores, 2022.

Figura 23 - Representação para o cálculo do deslocamento 2 e momento 2.



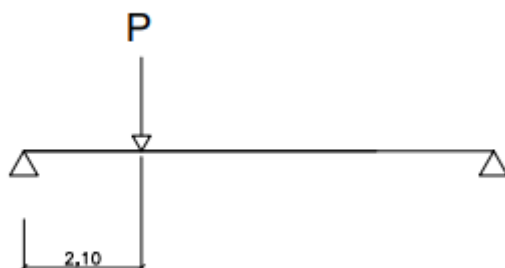
Fonte: Os autores, 2022.

Figura 24 - Representação para o cálculo do deslocamento 3.



Fonte: Os autores, 2022.

Figura 25 - Representação para o cálculo do momento 3.



Fonte: Os autores, 2022

Como visto na imagem 22, a carga presente nessa situação é o carregamento distribuído, as equações para o cálculo do deslocamento e do momento fletor é conhecido e foi apresentado anteriormente no tópico das 4.5 Terças, sendo lembrado pelas equações 2 e 5. Já para a imagem 22, o carregamento pontual é o único presente na viga, assim pode-se calcular o deslocamento e o momento fletor a partir das equações 18 e 19. Já para o cálculo do deslocamento máximo 3, representado pela imagem 23, usa-se a equação 17. Para o cálculo do momento fletor 3, exatamente no meio da viga, necessitou-se separar as duas

cargas pontuais presentes da imagem 24, resultando na imagem 25, a fim de calcular o momento fletor separado das duas cargas pontuais. Como as duas cargas pontuais são simétricas, pode-se dobrar o valor do momento calculado, assim chegou-se na equação 18.

Momento Fletor e Deslocamento 2:

$$M_1 = \frac{Q L^2}{8} \quad [19]$$

$$\delta_1 = \frac{5 Q L^4}{384 E I} \quad [20]$$

Momento Fletor e Deslocamento 2:

$$M_2 = \frac{P L}{4} \quad [21]$$

$$\delta_2 = \frac{P L^3}{48 E I} \quad [22]$$

Momento Fletor e Deslocamento 3:

$$M_3 = 2\left(\frac{P L}{8}\right) = \frac{P L}{4} \quad [23]$$

$$\delta_3 = \frac{P a}{24 E I} (3L^2 - 4a^2) \text{ onde } a = 210 \text{ cm} \quad [24]$$

Como é conhecido todas as fórmulas de deslocamento e momentos fletores para as situações, pode-se somar as equações conforme apresentado anteriormente. Contudo ainda é preciso manipular a equação do deslocamento para encontrarmos a inércia mínima do material. Dessa forma, encontrou-se as equações 25 e 26:

$$M = \frac{Q L^2}{8} + \frac{P L}{4} + \frac{P L}{4} = \frac{Q L^2}{8} + \frac{P L}{2} \quad [25]$$

$$I_{min} = \frac{5 Q L^4}{384 E \delta} + \frac{P L^3}{48 E \delta} + \frac{P a}{24 E \delta} (3L^2 - 4a^2) \quad [26]$$

Depois da alteração dessas fórmulas o procedimento de cálculo foi o mesmo utilizado para as vigas anteriormente apresentadas. Assim chegou-se nos resultados apresentados na tabela 27:

Tabela 27 - Pré-dimensionamento Viga Principal sem Parede.

Deslocamento da Viga	
fy	35 kN/cm ²

E	20000 kN/cm ²
L	840 cm
P	145,963 kN
Q	0,0085 kN/cm
δ lim	4,40 cm
I _{min}	492696,1 cm
M	62054,0 kN.cm
Z	1950,3 cm ³
Contra-flecha	2 cm
Perfil W Gerdau Bitola 530 x 92,0 kg/m	

Fonte: Os autores, 2022

Os perfis devem ter inércia e módulo resistente plástico igual ou superior aos calculados anteriormente. Por isso, pensando na economia de aço, escolheu-se o perfil mais leve que atendesse esses critérios, o perfil escolhido foi o perfil W 530 x 92,0.

4.8.4. Viga principal com parede

As vigas principais com parede são as vigas que sustentam as vigas secundárias e peso próprio da parede, descarregando as cargas diretamente nos pilares. Elas estão localizadas nas laterais da edificação e recebem cargas distribuídas uniformemente da parede e do seu próprio peso e cargas pontuais das vigas secundárias. A área de influência dessas vigas é de 4,2 m x 8,4 m (meio módulo), assim, pode-se calcular o carregamento distribuído na viga utilizando a combinação quase permanente de serviço.

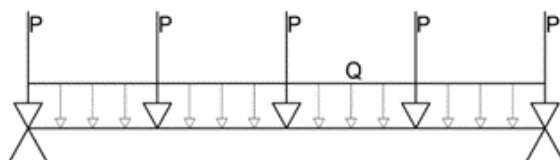
Tabela 28 - Carregamentos Viga Principal com Parede.

Carregamentos - Viga Principal sem Parede	
Peso vindo da viga secundária	72,9814 kN
Peso Próprio	0,0085 kN/cm

Peso Parede	0,0136 kN/cm
-------------	--------------

Fonte: Os autores, 2022.

Figura 26 - Carregamento da viga principal.



Fonte: os autores, 2022.

Como os carregamentos da viga analisada se assemelham com a viga principal sem parede, o procedimento de cálculo é o mesmo. Como os carregamentos são menores, os valores obtidos de inércia mínima e módulo resistente mínimo são menores, como é visto na tabela 27.

Tabela 29 - Pré-dimensionamento Viga Principal com Parede.

Deslocamento da Viga	
f_y	35 kN/cm ²
E	20000 kN/cm ²
L	840 cm
P	72,9814 kN
Q	0,0221 kN/cm
δ_{lim}	4,40 cm
I_{min}	25949,5 cm
M	32601,4 kN.cm
Z	1024,6 cm ³
Contra-flecha	2 cm
Perfil W Gerdau Bitola 530 x 92,0 kg/m	

Fonte: Os autores, 2022.

Como os resultados obtidos foram menores que a viga principal sem parede, poderia-se escolher o perfil W 460 x 68,0, por ser o perfil mais leve que atendesse as necessidades. Porém, por razões construtivas, foi escolhido o mesmo perfil utilizado nas vigas principais sem parede, o perfil W 530 x 92,0. Essa escolha traz mais agilidade para a construção, pois não teria mais um tipo de perfil, o que facilita o armazenamento das peças no canteiro de obras e a montagem.

4.8.5. Viga sem laje

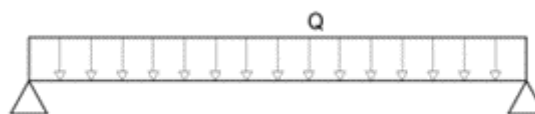
As vigas sem laje são aquelas que sustentam apenas o carregamento de paredes e seu próprio peso, não recebendo carga da laje Steel Deck, visto que estão localizadas nos módulos onde é a entrada da edificação. Nesses módulos, há uma das escadas, e também o pé direito duplo, e por isso não foi previsto laje nos mesmos. Sendo assim, o carregamento atuante nessas vigas é menor do que nas demais.

Tabela 30 - Carregamentos Viga sem Laje.

Carregamentos - Viga sem Laje	
Peso Próprio	0,0051 kN/cm
Peso Parede	0,0136 kN/cm

Fonte: os autores, 2022.

Figura 27 - Carregamento na Viga sem Laje.

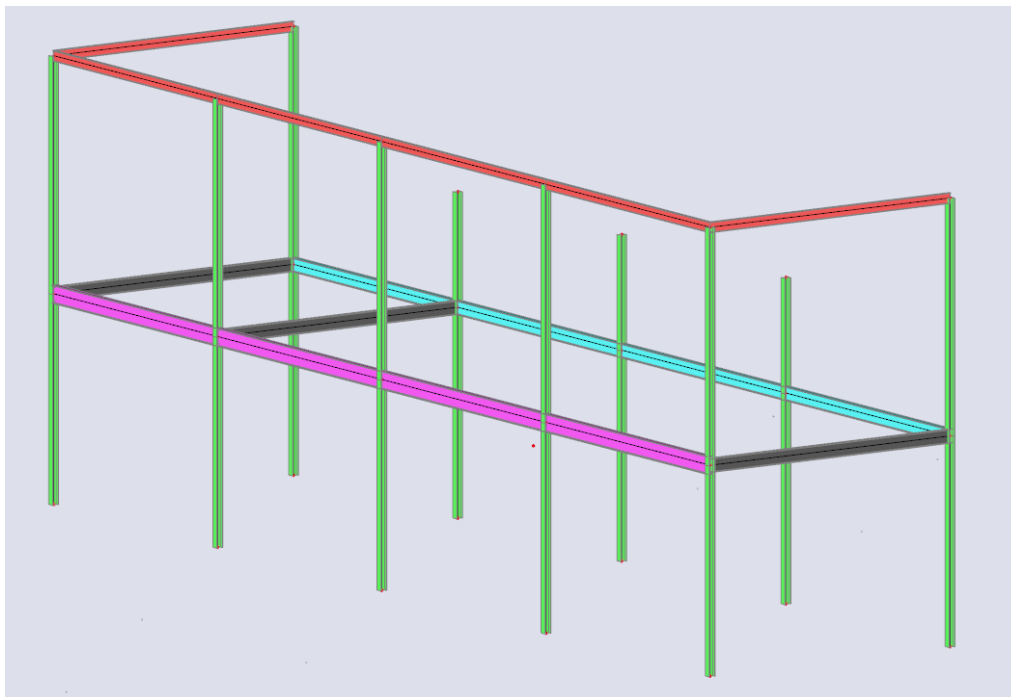


Fonte: Os autores, 2022.

Por razões econômicas e também considerando o conceito de modularização, foi decidido que os perfis de viga a serem utilizados para esse caso serão os mesmos empregados dando continuidade aos perfis das vigas, sendo que hora será adotado o mesmo perfil das Vigas Principais e hora o mesmo perfil das Vigas Secundárias. Assim como disposto nos tópicos anteriores, adotando os mesmos perfis o processo construtivo ganha mais agilidade,

facilitando também o armazenamento das peças no canteiro de obras. Deste modo, os perfis a serem utilizados para essa viga serão o W 530 x 92,0 e o W410 x 60,0.

Figura 28 - Localização de cada perfil.



Fonte: Os autores, 2022.

Onde, em rosa está representado o perfil W 530 x 60 e em cinza o perfil W 410 x 60.

4.8.6. Viga da platibanda

As vigas da platibanda são aquelas localizadas no topo dos módulos do primeiro pavimento, ou seja, são as vigas que recebem o carregamento das paredes de vedação da platibanda, além de suportarem seu próprio peso. A parede de vedação utilizada é o LSF externo com altura de 360 cm e peso de 0,40 kN/m².

Tabela 31 - Carregamento Viga da Platibanda.

Carregamento na Viga da Platibanda	
Peso Próprio	0,0021 kN/cm
Peso Parede	0,0144 kN/cm

Fonte: Os autores, 2022.

Figura 29 - Carregamento da Viga da Platibanda.



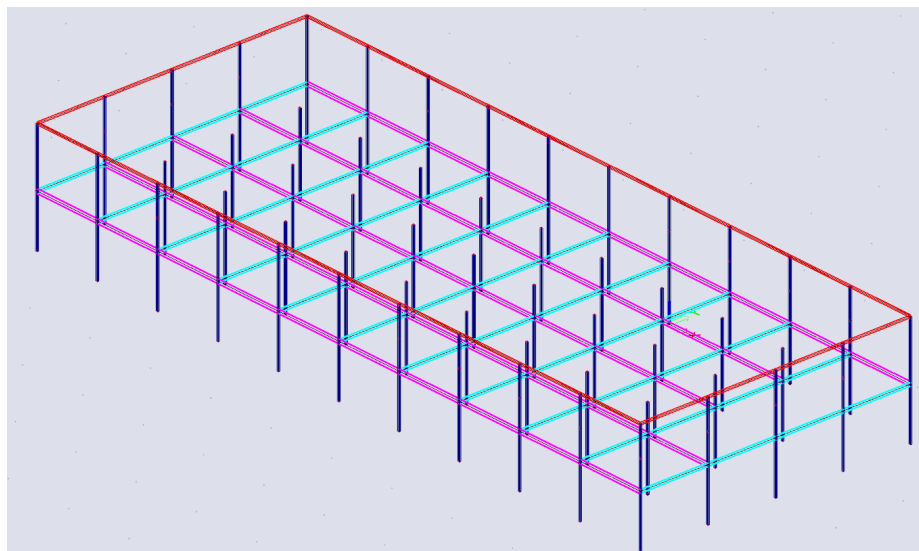
Fonte: Os autores, 2022.

Tabela 31 - Pré-dimensionamento Viga da Platibanda.

Deslocamento da Viga	
f_y	35 kN/cm ²
E	20000 kN/cm ²
L	840 cm
Q	0,01650 kN/cm
δ_{lim}	3,36 cm
I_{min}	1591,7 cm ⁴
M	1455,3 kN.cm
Z	45,7 cm ³
Contra-flecha	0 cm
Perfil W Gerdau Bitola W 310 x 21,0 kg/m	

Fonte: Os autores, 2022.

Figura 30 - Resumo dos perfis das vigas do projeto.



Fonte: Os autores, 2022.

Onde, em vermelho são vigas de perfil W 310x 21, em azul claro W 410 x 60 e em rosa W 530 x 92.

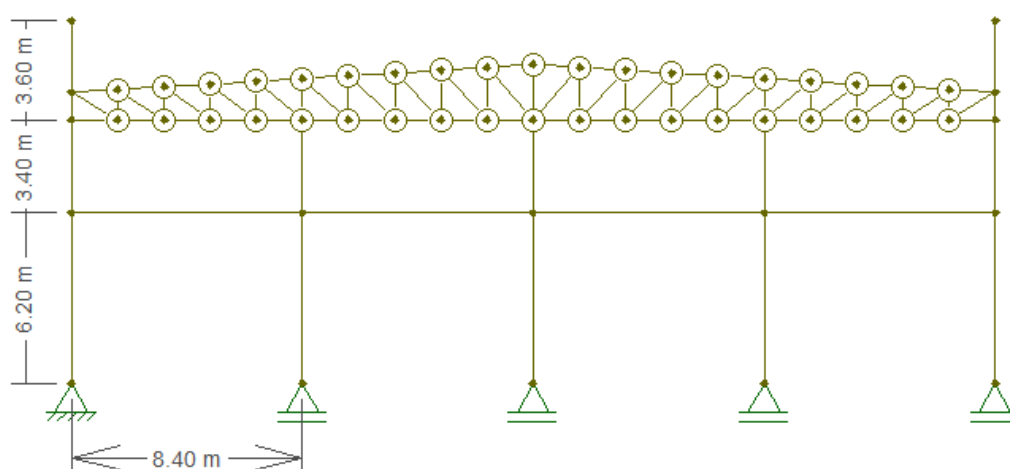
4.9. Pilares

O pré-dimensionamento dos pilares segue o mesmo procedimento de cálculo já apresentado no tópico referente aos banzos, pois ambos são elementos dimensionados à compressão. Sendo assim, neste tópico serão apenas feitas considerações a respeito do dimensionamento, visto que não há necessidade de se representar toda a rotina de cálculo novamente.

No caso da edificação em questão, para fins de cálculo, inicialmente foi estabelecido que haveria um tipo de pilar para o pavimento térreo, de altura 6,20 m, e outro pilar de 7,0 m, para vencer a altura do primeiro pavimento e da platibanda. Essa decisão foi tomada pensando principalmente no fator transporte, visto que transportar uma peça com 13,2 m (altura total da edificação) seria de grande dificuldade.

Para os pilares, serão utilizados os perfis W da Gerdau, que já possuem suas características pré-definidas em catálogo.

Figura 31 - Representação dos pilares nos módulos.



Fonte: Os autores, 2022.

4.9.1. Pilar Primeiro Pavimento - Cobertura

Antes de dar início aos cálculos, é necessário definir alguns parâmetros da peça, como as características do aço utilizado, coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados e o comprimento da peça solicitada. No caso, o comprimento destravado do pilar do primeiro pavimento - cobertura é de 360 cm, o Aço escolhido foi o ASTM A572 grau 50 e o coeficiente de flambagem é retirado da NBR 8800, considerando as condições de apoio

apoiado-apoiado. A tabela do Anexo F da NBR 8800, já apresentada no tópico do pré-dimensionamento dos banzos, mostra os dados necessários para os cálculos que devem ser feitos em sequência.

Em resumo, os dados para verificação e processos de cálculo para o pilar do primeiro pavimento - cobertura encontram-se na tabela abaixo.

Tabela 32 - Dados para os cálculos do pré-dimensionamento do pilar do primeiro pavimento - cobertura.

Dados de projeto		
E	21000	KN/cm ²
f _y	35	KN/cm ²
K	1	
L	360	cm

Fonte: Os autores, 2022.

De acordo com a figura 31, temos 2 pilares da extremidade e 3 de centro. No caso dos pilares do primeiro pavimento - cobertura, os de extremidade recebem o carregamento proveniente das Vigas Principais com Parede, e os pilares de centro recebem o carregamento das Vigas Principais sem Parede, resultando nos seguintes esforços em cada um:

Pilares da extremidade = 445,03 kN

Pilares de centro = 226,08 kN

Como já mencionado, não há necessidade de se demonstrar a rotina de cálculos novamente neste tópico. É necessário destacar mais uma vez a importância do Excel, que possibilitou um processo iterativo, calculando a força resistente para todos os perfis W da Gerdau, e consequentemente facilitando na escolha do melhor perfil para o pilar. De acordo com os carregamentos já obtidos, foi adotado o perfil W 200 x 35,9 (H).

Sendo assim, com o peso próprio da peça, as reações de apoio puderam ser obtidas por meio do Ftool, e para fins de dimensionamento foi tomado como referência o valor de reação mais crítico, no caso, 162,18 kN. Com a força resistente de todos os perfis tabelados, foi possível realizar a verificação e constatar que esse perfil atenderia.

4.9.2. Pilar Pavimento Térreo

Para os pilares do pavimento térreo, o mesmo procedimento do tópico anterior foi reproduzido. Vale ressaltar que, nesse caso, o comprimento destravado do pilar do pavimento térreo é de 620 cm, e o coeficiente de flambagem, retirado da NBR 8800, considerando as condições de apoio engastado-apoiado, possui valor diferente.

Os dados para verificação e processos de cálculo para o pilar do pavimento térreo encontram-se na tabela abaixo.

Tabela 33 - Dados para os cálculos do pré-dimensionamento do pilar térreo.

Dados de projeto		
E	21000	KN/cm ²
f _y	35	KN/cm ²
K	2	
L	620	cm

Fonte: Os autores, 2022.

Com os carregamentos provenientes do pilar do primeiro pavimento - cobertura, foi possível, por meio do processo iterativo no Excel, adotar o perfil W 200 x 52 (H). Com o peso próprio do elemento, no Ftool foi determinada a reação de apoio mais crítica, de valor 739,49 kN, que foi empregada nos cálculos de verificação, e permitiu checar que o perfil realmente atendia.

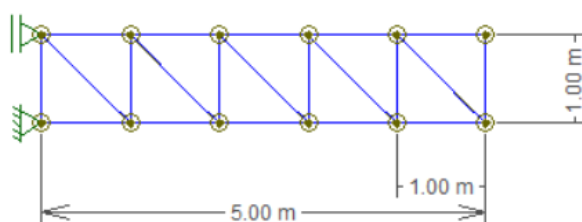
4.9.3. Considerações a respeito do dimensionamento do pilar

É válido ressaltar que inicialmente foi decidido adotar uma mesma seção para todos os pilares do primeiro pavimento - cobertura, e uma outra seção para todos os pilares do pavimento térreo. No entanto, para prezar ainda mais o conceito de modularização e também facilitar o processo de transporte, estoque e montagem da estrutura, foi estabelecido posteriormente que todos os pilares, tanto do pavimento térreo, quanto do primeiro pavimento - cobertura, teriam a mesma seção. Sendo assim, foi adotado para todos eles o perfil W 200 x 52 (H).

4.10. Marquise

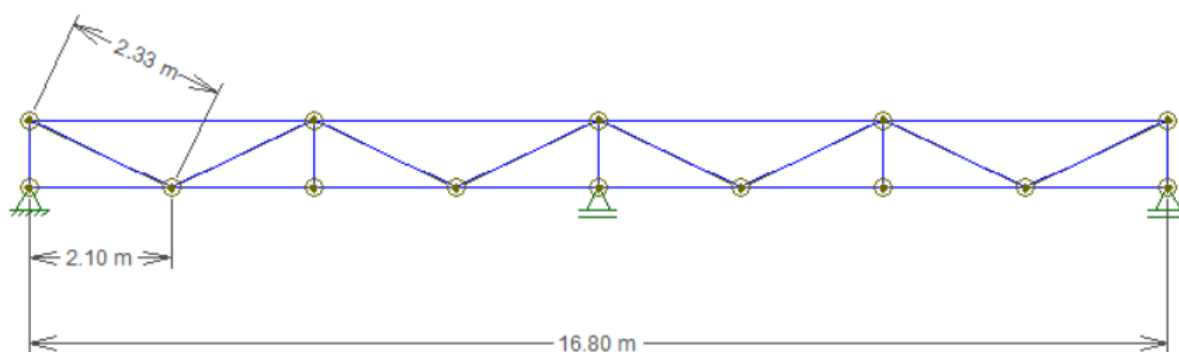
A marquise na frente da edificação, será composta por 4 treliças, 3 treliças (tipo 1) vão ser apoiadas nos pilares da edificação sustentando a marquise, enquanto a quarta treliça (tipo 2) irá conectar as 3 treliças servindo de travamento da estrutura e apoio para um possível letreiro. Ao todo tem-se 2 tipos de treliça, sendo demonstradas pelas figuras 32 e 33:

Figura 32 - Treliça tipo 1.



Fonte: Os autores, 2022.

Figura 33 - Treliça tipo 2.



Fonte: Os autores, 2022.

Ambas treliças serão montadas com o banzo perfil U e montantes e diagonais com cantoneira dupla, então todo o procedimento de cálculo que será utilizado já foi apresentado no tópico 4.3 Treliça.

Começando pela treliça tipo 2, temos que o comprimento total dos banzos é de 33,6m e o comprimento total dos montantes e diagonais é de 23,61m. Sabendo que após várias iterações para escolher os perfis ideais, tem-se que o peso do Perfil U é de 8,04 kg/m e o peso da cantoneira dupla é 3,74 kg/m (2 x 1,87 kg/m). Os carregamentos que atuam sobre essa treliça são o peso próprio e o peso do letreiro, considerando um peso 400 kg (4 kN)

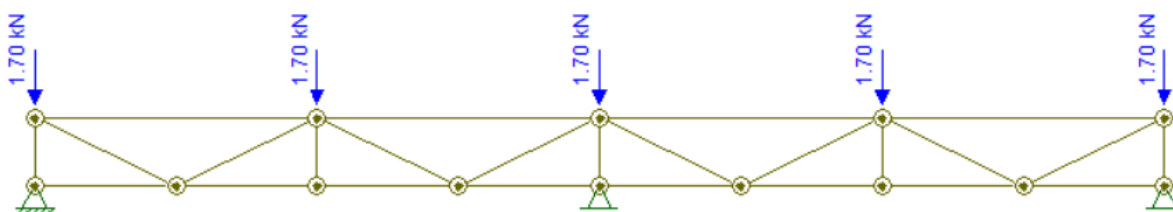
distribuído nos 5 nós da treliça. Logo, fazendo a combinação última normal, tem-se os carregamentos apresentados na tabela 34.

Tabela 34 - Carregamentos da Treliça tipo 2.

Peso Letreiro		0,80 kN
Peso Banzo		0,68 kN
Peso Montante		0,22 kN
Peso Total	Nós	1,70 kN

Fonte: Os autores, 2022

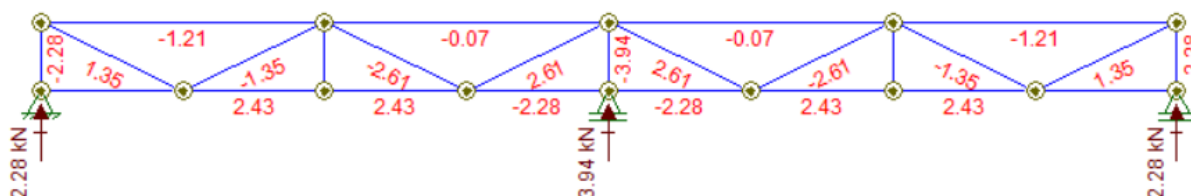
Imagem 34 - Treliça lançada no Ftool.



Fonte: Os autores, 2022.

Os resultados gerados pelos apoios da treliça podem ser vistos pela imagem 35. A maior reação de apoio está localizado no meio da treliça, e esse valor será adicionado na ponta da treliça do tipo 1, pois a treliça do tipo 1 serve de apoio para a treliça do tipo 2.

Figura 35 - Reações de apoio na treliça Tipo 2.



Fonte: Os autores, 2022.

Após lançar e coletar os dados da treliça do tipo 2, pode-se fazer os cálculos dos esforços solicitantes para a treliça do tipo 1. Nessa treliça, o peso dos perfis utilizados são os mesmos da treliça tipo 2, porém os comprimentos dos bantos e das diagonais e montantes são diferentes, sendo 10 m de comprimento dos bantos e 13,07 m de comprimento das diagonais e montantes. Nessa treliça tam-se o peso da telha, forro e das terças além do peso da treliça

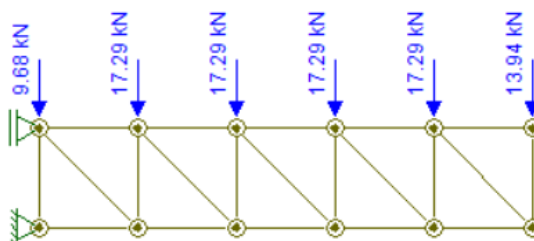
tipo 2, as terças serão conectadas nos montantes e foi considerado o peso telhado igualmente ao telhado da edificação, majorando as cargas da marquise. Utilizando a combinação última normal, chegou-se nos carregamentos a serem lançados na treliça, como demonstrado na tabela 35:

Tabela 35 - Carregamentos da Treliza.

Peso combinação telha, forro e ar condicionado	Combinação	1,82 KN/m ²	
	Meio	15,23 KN	
	Laterais	7,61 KN	
Peso Terça		1,80 KN	
Peso Banzo		0,17 KN	
Peso Montante		0,10 KN	
Peso Total	Ponta apoiada	9,68 KN	
	Meio	17,29	KN
	Ponta em balanço	13,62	KN

Fonte: Os autores, 2022

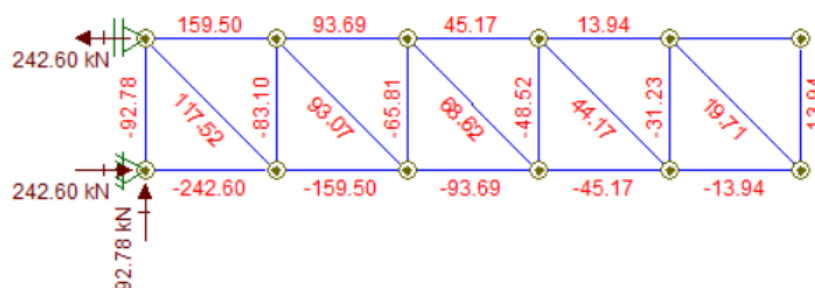
Figura 36 - Treliza lançada no Ftool.



Fonte: Os autores, 2022.

Após lançado os carregamentos, o Ftool calculou os esforços solicitantes da treliça do tipo, e suas respectivas reações de apoio, como mostra a imagem 37. Para o pré-dimensionamento dos perfis, separou-se os esforços de compressão mais críticos, pois estes definiram a escolha do perfil, como pode ser observado na Tabela 36.

Figura 37 - Esforços solicitantes da treliça tipo 1.



Fonte: Os autores, 2022.

Tabela 36 - Esforços solicitantes críticos.

Piores Esforços da Treliça			
	Diagonal/Montante	Banzo	
Compressão	91,78	242,60	KN
Tração	117,52	159,50	KN
Comprimento da peça comprimida	100	100	cm

Fonte: Os autores, 2022.

Sabendo que o aço utilizado é o aço ASTM A-572 grau 50 e conhecendo o coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados ($K=1$, apoiado-apoiado) e o comprimento destravado da peça, pode-se calcular a força resistente dos elementos isolados. Foi então calculada a força resistente a compressão de todos os perfis U e dupla cantoneira seguindo o passo a passo apresentado no tópico 4.6 Treliça, utilizando as mesmas equações e definições.

Todos os perfis U tem força resistente a compressão maior do que a força solicitante de compressão, porém por limitação construtiva, não se pode escolher o perfil mais leve. Isso acontece pois o perfil da cantoneira deve encaixar dentro do perfil U, e o perfil mais leve não tem comprimento suficiente para encaixar duas cantoneiras. Por isso foram escolhidos o perfil U bitola 4" 8,04 kg/m e perfil L 40 x 1,87 kg/m.

5. PROTEÇÃO CONTRA FOGO E CORROSÃO

O objetivo principal da proteção contra incêndio é minimizar o risco de vida e a perda patrimonial. Uma estrutura segura é aquela que, com ou sem incêndio, tem grandes probabilidades de resistir aos esforços solicitados sem colapsar. O edifício em questão possui um fator que influencia na severidade do incêndio, no caso a sua forma, por ter uma grande

área de piso no térreo, e considerando a hipótese que o locatário não coloque nenhuma parede de divisa, a falta de compartimentação representaria um maior risco de incêndio.

A fim de influenciar a segurança do patrimônio, o importante é evitar a generalização do incêndio, com isso em mente, ao se fazer uma concepção arquitetônica com um alto número de janelas e compartimentos de ventilação fará com que haja uma redução a alta pressão causada pelo fogo, o que contribuirá as paredes de compartimentação, caso houver alguma, de resistirem o incêndio. Caso não houver nenhuma divisão de compartimentos, o edifício não poderá ficar desprotegido, então, será feito o uso de sistemas de chuveiros, o que diminui a probabilidade de um incêndio sair do controle para 2% e, de acordo com a revista "Swedish Institute of Steel Construction", apresenta um saldo positivo em na relação entre o benefício esperado e o custo do investimento, tendo um retorno do investimento inicial durante uma vida útil média de 20 anos.

Com o intuito de influenciar a segurança à vida, em um edifício de alta densidade de pessoas, é necessário definir rotas de fuga bem sinalizadas e seguras estruturalmente, que se sustentem durante o tempo de evacuação do edifício.

A partir de 550°C o aço começa a perder resistência, uma diminuição de 50% da resistência, que é sem dúvidas um problema para a estrutura. Dessa maneira, há a necessidade de fazer uma proteção dos perfis que não se enquadram no tempo de resistência ao fogo estabelecido pela NBR 14432/2000, que depende do tipo de edificação e também sua altura. Neste caso a edificação se encaixa na Classe P2 ($6m < h \leq 12m$) e ocupação/uso de escritório, tendo um tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) de 60 minutos.

Para obter a resistência ao fogo da estrutura de aço, pode-se aumentar a seção do perfil, porém, visando a economia, será utilizado materiais mais baratos de proteção térmica caso a seção dimensionada não resista o TRRF, sendo aplicado o método analítico simplificado aos elementos de contraventamento, em teoria mais massivos, por conta de seu alto fator de massividade, demonstrado a seguir

Para evitar o aumento excessivo da temperatura das estruturas de aço em situação de incêndio, elas serão revestidas com materiais de proteção térmica, procurando o material mais adequado à TRRF e mantendo a estética do edifício.

Para estruturas acima de forros, no caso a laje Steel Deck será utilizada a argamassa projetada "Cementitious", constituída de vermiculita, cimento, resinas acrílicas e cargas inertes, como poliestireno expandido e celulose. Já para estruturas visíveis e ambientes mais exigentes será utilizada a pintura intumescente, que reage na presença do fogo aumentando

seu volume, retardando o efeito do calor da chama, além de obter aparência e cores similares às tintas convencionais.

6. Orçamento

A fim de realizar o orçamento da obra, dividimos os serviços em etapas, sendo que, em cada uma delas foram levantados dados como consumo, quantitativo, custo unitário e custo total aproximadamente.

Utilizamos como base para os preços, tanto dos materiais como da mão de obra a tabela SINAPI de 2022 para a cidade de Teresina-PI.

6.1. Serviços Preliminares

Diz respeito a compra de tapumes de madeira compensada e execução do gabarito da obra.

1	SERVIÇOS PRELIMINARES					
1.1	TAPUME de chapa de madeira compensada, inclusive montagem - madeira compensada resinada e = 6 mm - unidade: m²					
	Calculado no projeto			235		
	Componente	Unidade	Consumo	Quantitativo	Custo Unitário	Custo Total
	Carpinteiro	h	0,8	188	14,75	2773
	Servente	h	0,8	188	9,65	1814,2
	Ferragem para portão de tapume	kg	0,5	117,5		0
	Chapa compensada resinada (espessura: 6.00 mm)	m²	1,1	258,5	21,07	5446,595
	Prego 18 x 27 com cabeça (diâmetro da cabeça: 3.4 mm / comprimento: 62,1 mm)	kg	0,15	35,25	9,14	322,185
	Pontalete 3S construção (seção transversal: 3" x 3" / tipo de madeira: cedro)	m²	3,15	740,25	3,07	2272,5675
					Preço total	12628,5475
					Mão de obra (Oficial) - h	188,00
					Mão de obra (Ajudante) - h	188

1.2	LOCAÇÃO da obra, execução de gabarito - unidade: m²				
	Calculado no projeto			235	
	Componente	Unidade	Consumo	Quantitativo	Custo Unitário
	Carpinteiro	h	0,13	30,55	14,75
	Servente	h	0,13	30,55	9,65
	Prego 18 x 27 com cabeça (diâmetro da cabeça: 3.4 mm / comprimento: 62.1 mm)	kg	0,01	2,82	9,90
	Arame galvanizado (bitola: 16 BWG)	kg	0,02	4,70	13,51
	Pontalete 33 construção (seção transversal: 3" x 3" / tipo de madeira: cedro)	m	0,04	9,40	3,12
	Tábua 3» construção (seção transversal: 1" x 9" / tipo de madeira: cedrinho)	m²	0,09	21,15	3,85
					Preço total
					947,59
					Mão de obra (Oficial) - h
					30,55
					Mão de obra (Ajudante) - h
					30,55

SERVIÇOS PRELIMINARES		
CUSTO TOTAL DA ETAPA (R\$)		13576,14
PRAZO PARA EXECUÇÃO (h)	Oficial	218,55
	Ajudante	218,55
PRAZO PARA EXECUÇÃO (dias)	Oficial	27,32
	Ajudante	27,32

6.2. Pilares, vigas e lajes

Diz respeito ao processo de compra de materiais, execução das vigas, pilares e lajes e a mão de obra utilizada.

3	ESTRUTURA: PILARES, VIGAS E LAJES					
3.1	FÔRMA com chapa compensada plastificada, e=12 mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/travamentos com pontaletes 7,5 cm x 7,5 cm - unidade: m2					
	Calculado no projeto			3120,00		
	Componente	Unidade	Consumo	Quantitativo	Custo unitário	Custo total
	Ajudante de carpinteiro	h	0,444	138,53	96,5	13367,95
	Carpinteiro		1,776	554,11	148,5	82285,63
	Chapa compensada plastificada (espessura: 12 mm)		1,25	3900,00	21,07	82173,00
	Prego 17x21 com cabeça (comprimento: 48,3 mm / diâmetro da cabeça: 3,0 mm)		0,2	624,00	9,14	5703,36
	Pontalete 3" x 3" (altura: 75,00 mm / largura: 75,00 mm)	m	6	18720,00	3,07	57470,40
	Sarrafo 1" x 3" (altura: 75 mm / espessura: 25 mm)	m	8,25	25740,00	1,1	28314,00
	Sarrafo 1" x 3" (altura: 75 mm / espessura: 25 mm)	m	0,52	1622,40	1,1	1784,64
	Tábua 1" x 6" (espessura: 25mm/largura: 150mm)	m	0,5	1560,00	2,29	3572,40
	Desmoldante de fôrmas para concreto	l	0,02	62,40	5,36	334,46
	Prego 17 x 27 com cabeça dupla (comprimento: 62,1 mm / diâmetro da cabeça: 3.0 mm)	kg	0,1	312,00	9,47	2954,64
	Prego 15 x 15 com cabeça (comprimento: 34,5 mm / diâmetro da cabeça: 2,4 mm)	kg	0,05	156,00	10,29	1605,24
					Prego total	279565,73
					Mão de obra (Oficial) - h	554,11
					Mão de obra (Ajudante) - h	138,53

3.3	CONCRETO USINADO - unidade: m3 fck = 25 Mpa					
	Calculado no projeto			500,00		
	Componente	Unidade	Consumo	Quantitativo	Custo unitário	Custo total
	Servente	h	6	250,00	115,8	28950,00
	concreto	m³	1,103	551,50	382,78	211103,17
					Prego total	240053,17
					Mão de obra (Oficial) - h	
					Mão de obra (Ajudante) - h	250,00

6.3. Esquadrias

ESQUADRIAS	UN	CONSUMO	PREÇO	PREÇO TOTAL
PORTA DE MADEIRA, FOLHA LEVE (NBR 15930) DE 600 X 1700 MM, DE 35 MM A 40 MM DE ESPESSURA, NÚCLEO COLMEIA, CAPA LISA EM HDF, ACABAMENTO EM PRIMER PARA PINTURA	UN	56	R\$ 188,74	R\$ 10.569,44
PORTA DE MADEIRA, FOLHA LEVE (NBR 15930) DE 800 X 1700 MM, DE 35 MM A 40 MM DE ESPESSURA, NÚCLEO COLMEIA, CAPA LISA EM HDF, ACABAMENTO EM PRIMER PARA PINTURA	UN	8	R\$ 188,74	R\$ 1.509,92
PORTA DE CORRER EM ALUMÍNIO, DUAS FOLHAS MOVEIS COM VIDRO, FECHADURA E PUXADOR EMBUTIDO, ACABAMENTO ANODIZADO NATURAL, SEM GUARNIÇÃO/ALIZAR/VISTA	UN	7	R\$ 374,73	R\$ 2.623,11
JANELA VENEZIANA DE CORRER, EM ALUMÍNIO PERFIL 25, 100 X 150 CM (A X L), 6 FLS (4 VENEZIANAS E 2 VIDROS), SEM BANDEIRA, ACABAMENTO BRANCO OU BRILHANTE, BATENTE DE 8 A 9 CM, COM VIDRO, SEM GUARNIÇÃO / ALIZAR	UN	8	R\$ 710,31	R\$ 5.682,48

6.4. Cobertura - Trelça

COBERTURA - TRELIÇA	UN	CONSUMO	PREÇO	PREÇO
---------------------	----	---------	-------	-------

		O	O	TOTAL
TELHA ONDULADA EM AÇO ZINCADO, ALTURA DE 17 MM, ESPESSURA DE 0,50 MM, LARGURA UTIL DE APROXIMADAMENTE 985 MM, SEM PINTURA	UN	420	R\$ 48,20	R\$ 20.244,00
PERFIL DAS TERÇAS (Perfil U Gerdau Bitola 8" 17,1 kg/m)	UN	2640	R\$ 11,67	R\$ 30.808,80
PERFIL DOS BANZOS SUPERIORES (8,5M) (Perfil U Gerdau U 203,2 x 20,5kg/m)	UN	374	R\$ 11,67	R\$ 4.364,58
PERFIL DOS BANZOS INFERIORES (8,4M) (Perfil U Gerdau U 203,2 x 20,5kg/m)	UN	369,6	R\$ 11,67	R\$ 4.313,23
PERFIL DOS MONTANTES/DIAGONAIS (Perfil U Gerdau U 152,4 x 15,62kg/m)	UN	1180,86	R\$ 11,67	R\$ 13.780,59

6.5. Painéis

PAINÉIS	UN	CONSUMO	PREÇO	PREÇO TOTAL
PLACA CIMENTÍCIA LISA E = 10 MM, DE 1,20 X *2,80* M (SEM AMIANTO)	UN	330	R\$ 68,23	R\$ 22.515,90
PLACA / CHAPA DE GESSO ACARTONADO, STANDARD (ST), COR BRANCA, E = 15 MM, 1200 X 2800 MM (L X C)	UN	960	R\$ 22,47	R\$ 21.571,20

6.6. Pisos

PISOS
REGULARIZAÇÃO sarrafeada de base para revestimento de piso com argamassa de cimento e areia peneirada traço 1:3, e=3cm-unidade:m²

Calculado no projeto			5391,55		
Componente	Unidade	Consumo	Quantitativo	Custo unitário	Custo total
Pedreiro	h	0,25	336,97	16,39	5522,97
Servente	h	0,25	336,97	11,67	3932,46
Argamassa de cimento e areia peneirada traço 1:3	m³	0,03	161,75	1,11	179,54
				Preço total	9634,97
				Mão de obra (Oficial) - h	336,97
				Mão de obra (Ajudante) - h	336,97
PORCELANATO acetinado 60 x 60 cm, assentado com argamassa pré-fabricada de cimento colante - unidade: m2					
Calculado no projeto			5391,55		
Componente	Unidade	Consumo	Quantitativo	Custo unitário	Custo total
Ladrilhista	h	0,4	539,16	58,04	31292,56
Servente	h	0,22	296,54	11,67	3460,57
Porcelanato polido (comprimento: 400 mm / espessura: 8,60 mm / largura: 400 mm)	m²	1,19	6415,94	50,00	320797,23
Argamassa pré-fabricada de cimento colante para assentamento de peças cerâmicas tipo porcelanato	kg	9	48523,95	0,80	38819,16
				Preço total	394369,51
				Mão de obra	539,16

				(Oficial) - h	
				Mão de obra (Ajudante) - h	296,54
RODAPÉ assentado com argamassa pré-fabricada de cimento colante, altura 8 cm - unidade:					
Calculado no projeto			22596		
Componente	Unidade	Consumo	Quantitativo	Custo unitário	Custo total
Ladrilhista	h	0,8	4519,2	58,04	262294,4
Servente	h	0,6	3389,4	11,67	39554,3
Porcelanato polido (comprimento: 400 mm / espessura: 8,60 mm / largura: 400 mm)	m	1,1	24855,6	50	1242780,0
Argamassa pré-fabricada de cimento colante para assentamento de peças cerâmicas	kg	0,4	9038,4	0,8	7230,7
				Preço total	1551859,4
				Mão de obra (Oficial) - h	4519,2
				Mão de obra (Ajudante) - h	3389,4
REJUNTAMENTO DE PISO com argamassa préfabricada, espessura da junta: 6 mm - unidade: m2					
Calculado no projeto			5391,55		
Componente	Unidade	Consumo	Quantitativo	Custo unitário	Custo total
Servente	h	0,25	336,97	11,67	3932,46
Argamassa pré-fabncada para rejuntamento	kg	0,529	2852,13	2,29	6531,38

cerâmico					
				Preço total	10463,84
				Mão de obra (Oficial) - h	0,00
				Mão de obra (Ajudante) - h	336,97
PISOS					
CUSTO TOTAL DA ETAPA (R\$)	1966327,70				
PRAZO PARA EXECUÇÃO (h)	Oficial	5395,33			
	Ajudante	4359,88			
PRAZO PARA EXECUÇÃO (dias)	Oficial	674,42			
	Ajudante	544,98			

6.7. Pintura

PINTURA					
EMASSAMENTO de parede interna com massa corrida à base de PVA com duas demãos, para pintura látex - unidade: m2					
Calculado no projeto			103700		
Componente	Unidade	Consumo	Quantitativo	Custo unitário	Custo total
Ajudante de pintor	h	0,2	2074,00	96,50	200141,00
Pintor	h	0,3	3111,00	16,39	50989,29
Massa corrida base PVA	kg	0,7	72590,00	4,14	300522,60
Lixa para superfície madeira/massa grana 100	Unidade	0,4	41480,00	1,64	68027,20
				Preço total	619680,09
				Mão de obra (Oficial) - h	2074,00
				Mão de obra (Ajudante) - h	3111,00

PINTURA COM TINTA LÁTEX PVA em parede interna, com duas demãos, sem massa corrida - unidade: m²					
Calculado no projeto			103700		
Componente	Unidade	Consumo	Quantitativo	Custo unitário	Custo total
Ajudante de pintor	h	0,35	3629,50	104,70	380008,65
Pintor	h	0,4	4148,00	145,10	601874,80
Selador base PVA para pintura látex	l	0,12	12444,00	14,15	176082,60
Lixa para superfície madeira/massa grana 1(X)	Unidade	0,25	25925,00	0,65	16851,25
Tinta látex PVA (tipo de acabamento: fosco)	l	0,17	17629,00	14,19	250155,51
				Preço total	1424972,81
				Mão de obra (Oficial) - h	3629,50
				Mão de obra (Ajudante) - h	4148,00

PINTURA		
CUSTO TOTAL DA ETAPA (R\$)	2044652,90	
PRAZO PARA EXECUÇÃO (h)	Oficial	7259,00
	Ajudante	5703,50
PRAZO PARA EXECUÇÃO (dias)	Oficial	907,38
	Ajudante	712,94

6.8. Transporte

ELEVADOR DE OBRA com torre de 10 m de altura, sistema de pinhão (cremalheira), para transporte de pessoas ou cargas - unidade: loc/un/mês					
Calculado no projeto			4		
Componente	Unidade	Consumo	Quantitativo	Custo unitário	Custo total

Serviço para montagem e instalação de elevador de obra. tração a cabo de aço (altura da torre: 10.CC m)	unidade	220	880,00	14,33	12610,40
Elevador de obra com torre de 10 m de altura. p<ra transporte de pessoas ou cargas , sistema pinhão (cremalheira) - kxaço (altura máxima de elevado: 120 m / capacidade de carga: 700 kg / dimensõt s internas da cabine: 2,00 m x 1,00 m x 2,10 m / percurso máximo do carro: 115 m / velocidade: 36/40 m/nin)	loc/mês	1	4,00	358,22	1432,88
				Preço total	14043,28
				Mão de obra (Oficial) - h	880,00

GRUA ASCENCIONAL, LANCA DE 50 M, CAPACIDADE DE 2,33 T A 30 M, ALTURA ATE 48 M					
Calculado no projeto			2		
Componente	Unidade	Consumo	Quantitativo	Custo unitário	Custo total
Operador de equipamentos	h	220	440,00	14,33	6305,20

Elevador de obra com torre de 10 m de altura. p<ra transporte de pessoas ou cargas , sistema pinhão (cremalheira) - kxaço (altura máxima de elevado: 120 m / capacidade de carga: 700 kg / dimensõs internas da cabine: 2,00 m x 1,00 m x 2,10 m / percurso máximo do carro: 115 m / velocidade: 36/40 m/nin)	loc/mês	1	2,00	358,22	716,44
				Preço total	7021,64
				Mão de obra (Oficial) - h	440,00

TRANSPORTE e descarga de elementos estruturais utilizando caminhão fora-de-estrada capacidade 21 m³					
Calculado no projeto			4		
Componente	Unidade	Consumo	Quantitativo	Custo unitário	Custo total
Caminhão Basculante potência 311 HP (232 kW), capacidade de carga útil 27,2T	h.prod	0,0711	0,28	9000,00	2559,60
MOTORISTA DE CAMINHAO-BASCULANTE	h	1	4,00	14,85	59,40
				Preço total	2619,00
				Mão de obra (Oficial) - h	4,00

				Mão de obra (Ajudante) - h	3,00
--	--	--	--	-------------------------------	------

7. CRONOGRAMA FÍSICO E FINANCEIRO

Para o cronograma físico, definimos um tempo estimado de obra de 24 meses, para que assim pudéssemos dividir bem todas as etapas da obra. Foram estabelecidas 11 etapas de realização, tendo assim um tempo médio de execução de dois meses cada, prazo que julgamos bom para ótima realização da mesma.

ÍTEM	SERVIÇO	4849437,88	
		R\$	%
1	Serviços preliminares	13576,14	0,28
3	Pilares, viga e laje	493955,00	10,19
4	Paredes e painéis	78348,69	1,62
5	Esquadrias	35246,13	0,73
6	Coberturas	143467,28	2,96
7	Fôrro	1000	0,02
8	Revestimento paredes internas	29280,51	0,60
9	Revestimento paredes externas	43583,53	0,90
10	Pisos	1966327,70	40,55
11	Pinbra	2044652,90	42,16
	TOTAL	4849437,88	100,00
	TOTAL MENSAL		
	TOTAL ACUMULADO		

Mês 1	Mês 2	Mês 3	Mês 4	Mês 5	Mês 6	Mês 7	Mês 8	Mês 9	Mês 10	Mês 11
1005,639852	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
68393,76923	75993,07692	75993,07692	75993,07692	75993,07692	75993,07692	45595,84615	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	15669,73891	39174,34728	23504,60837	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	65,78947368	263,1578947
0	0	0	0	0	0	0	0	10184,5241	19095,98269	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
69399,40908	75993,07692	75993,07692	75993,07692	75993,07692	75993,07692	61265,58507	39174,34728	33689,13247	19161,77216	263,1578947
69399,40908	145392,486	221385,5629	297378,6399	373371,7168	449364,7937	510630,3788	549804,726	583493,8585	602655,6307	602918,7886

Mês 13	Mês 14	Mês 15	Mês 16	Mês 17	Mês 18	Mês 19	Mês 20	Mês 21	Mês 22
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	5565,178466	371,0118977	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
263,1578947	144,7368421	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	11369,61641	18949,36068
0	26256,60137	58348,00304	58348,00304	58348,00304	14587,00076	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	45086,06174	45086,06174	18034,4247	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
263,1578947	26401,33821	58348,00304	58348,00304	58348,00304	20152,17923	45457,07364	45086,06174	29404,0411	18949,36068
603445,1044	629846,4426	688194,4456	746542,4486	804890,4517	825042,6309	870499,7045	915585,7663	944989,8074	963939,1681

Foi-se estimado um custo estimado para obra de R\$2985745,641 dissolvidos em 24 meses, que será a duração aproximada da obra, necessitando assim, em média um custo variável de R\$124406,07 por mês.

8. RENDERIZAÇÕES







9. REFERÊNCIAS

Bellei, Ildony H. **Edifícios de múltiplos andares em aço** / Ildony H. Bellei, Fernando O. Pinho, Mauro O. Pinho. -- 2. ed. - São Paulo : Pini, 2008.

Chaves, José Roberto Ferreira. **Análise dinâmica de pórticos metálicos contraventados**. Brasília, 2009.

Frau, Fernanda Marafon. **O Conjunto Nacional: entre arquitetura e urbanismo moderno** / Fernanda Marafon. – Campinas: PUC-Campinas, 2016. 262p.

Pfeil, Walter. **Estruturas de aço: dimensionamento prático** / Walter Pfeil, Michele Pfeil. - 8.ed. - Rio de Janeiro: LTC, 2009.

Vargas, Mauri Resende. **Resistência ao fogo das estruturas de aço**/ Mauri Resende Vargas, Valdir Pignatta e Silva - Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2003